

73



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

"COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL ANTE CARGAS
LATERALES DE MUROS DIAFRAGMA CON
RECUBRIMIENTO DE CONCRETO Y DISTINTOS
SISTEMAS DE ANCLAJE"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
GUSTAVO LAZALDE NAVA



2001

MEXICO D.F., OCTUBRE DE 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/005/01

Señor
GUSTAVO LAZALDE NAVA
Presente

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

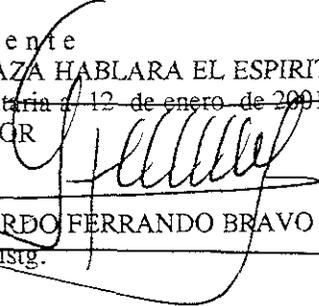
**"COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL ANTE CARGAS LATERALES DE MUROS
DIAFRAGMA REFORZADOS MEDIANTE MUROS DE CONCRETO Y
DISTINTOS SISTEMAS DE ANCLAJE"**

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES**
 - II. PRUEBAS DE ANCLAJE Y ADHERENCIA**
 - III. PROGRAMA EXPERIMENTAL**
 - IV. COMPORTAMIENTO DEL MODELO TP**
 - V. COMPORTAMIENTO DEL MODELO TH**
 - VI. COMPARACION DE RESULTADOS**
 - VII. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria 12 de enero de 2001.
EL DIRECTOR


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

Si cada día cae
dentro de cada noche.
hay un pozo
donde la claridad está encerrada

Hay que sentarse a la orilla
Del pozo de la sombra
Y pescar luz caída
Con paciencia

Pablo Neruda, *El mar y las campanas*

A mi Familia

Mis padres, Guadalupe y Francisco
Mis hermanas, Vanessa y Diana
Por ser la parte más importante de mi existencia
Gracias

**"COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL ANTE CARGAS LATERALES DE MUROS
DIAFRAGMA CON RECUBRIMIENTO DE CONCRETO Y DISTINTOS SISTEMAS DE
ANCLAJE"**

Gustavo Lazalde Nava

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

CONTENIDO

| | |
|---|-----------|
| CONTENIDO..... | i |
| CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES..... | 1 |
| 1.1 INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.2 DAÑOS EN INSTALACIONES DE SERVICIOS PÚBLICOS..... | 1 |
| 1.2.1 Daños en las Instalaciones Telefónicas..... | 2 |
| 1.3 NECESIDAD DE REFORZAR LAS CENTRALES TELEFÓNICAS..... | 5 |
| 1.3.1 Métodos de Reparación y Reforzamiento de Elementos Estructurales..... | 7 |
| 1.3.2 El Caso de las Centrales Telefónicas TELMEX..... | 9 |
| 1.4 ESTUDIOS EXPERIMENTALES..... | 10 |
| 1.4.1 Muros Sujetos a Cargas Laterales en su Plano..... | 10 |
| 1.4.1.1 Trabajo de Mosalam..... | 11 |
| 1.4.1.2 Pruebas de Gaynor y Jiménez..... | 12 |
| 1.4.1.3 Pruebas de Pineda..... | 15 |
| 1.4.2 Anclajes..... | 16 |
| 1.4.2.1 Trabajo de Birkeland..... | 16 |
| 1.4.2.2 Valluvan y Otros..... | 18 |
| 1.4.2.3 Anclaje Contra Placas de Acero..... | 19 |
| 1.5 COMPORTAMIENTO DE MUROS DIAFRAGMA..... | 20 |
| CAPÍTULO 2 PRUEBAS DE ANCLAJE Y ADHERENCIA..... | 25 |
| 2.1 INTRODUCCIÓN..... | 25 |
| 2.2 GENERALIDADES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE ANCLAJES..... | 25 |
| 2.3 PROGRAMA DE ENSAYES..... | 27 |
| 2.3.1 Características de los Especímenes..... | 29 |
| 2.3.2 Marco de Carga..... | 30 |
| 2.3.3 Instrumentación..... | 30 |
| 2.3.4 Ensayos a Cortante Directo..... | 31 |
| 2.4 RESULTADOS..... | 31 |
| 2.4.1 Muretes sin Placa ni Recubrimiento de Concreto..... | 31 |
| 2.4.2 Muretes con Recubrimiento de Concreto sin Placa..... | 32 |
| 2.4.3 Muretes con Recubrimiento de Concreto..... | 32 |
| 2.4.4 Muretes con Marco de Concreto..... | 33 |
| 2.4.5 Muretes con Conectores Hilti..... | 34 |
| 2.4.6 Muretes a Cortante Directo..... | 35 |
| 2.5 RESISTENCIA TEÓRICA Y TIPOS DE FALLA..... | 36 |
| 2.5.1 Barras Dobladas Tipo Alcayata..... | 36 |
| 2.5.1.1 Falla por aplastamiento de la mampostería..... | 37 |
| 2.5.1.2 Falla del ancla por cortante o flexión..... | 37 |
| 2.5.2 Conectores Hilti..... | 38 |
| 2.6 RESUMEN DE RESULTADOS..... | 39 |
| CAPÍTULO 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL..... | 41 |
| 3.1 INTRODUCCIÓN..... | 41 |
| 3.2 CRITERIOS DE DISEÑO..... | 41 |
| 3.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS..... | 45 |
| 3.4 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS..... | 48 |
| 3.5 INSTRUMENTACIÓN..... | 52 |
| 3.5.1 Instrumentación Interna..... | 52 |
| 3.5.2 Instrumentación Externa..... | 53 |
| 3.6 DISPOSITIVOS DE APLICACIÓN DE CARGAS..... | 55 |
| 3.7 HISTORIA DE DISTORSIÓN..... | 56 |

| | | |
|-----|---|-----|
| A.5 | CUBOS DE MORTERO..... | 112 |
| A.6 | CILINDROS DE CONCRETO..... | 113 |
| A.7 | ENSAYE DE TENSIÓN EN BARRAS DE ACERO..... | 114 |
| A.8 | PRUEBAS DE LA RESINA EPÓXICA..... | 115 |

| | | |
|-------------------|---|------------|
| APÉNDICE B | RESULTADOS DE LOS MODELOS TO Y TD..... | 117 |
|-------------------|---|------------|

| | |
|-------------------------|------------|
| REFERENCIAS..... | 125 |
|-------------------------|------------|

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

Los habitantes de la ciudad de México tenemos aún fresco en la memoria, el sismo que nos sorprendió a las 7:19 de la mañana del jueves 19 de septiembre de 1985. Los daños materiales fueron incuantificables, alrededor de 100,000 familias sufrieron daños o pérdidas de su vivienda; las cifras oficiales estimaron en 4,541 el número de personas que perdieron la vida -aunque fuentes menos optimistas llegaron a calcular que fueron más de 10 mil- y alrededor de 4000 personas fueron rescatadas con vida.

De un instante a otro, muchos edificios de la ciudad se vieron reducidos a escombros y muchos otros resultaron seriamente dañados; minutos después de ocurrido el sismo, varios incendios se propagaron en distintas partes de la ciudad. El número de edificaciones que sufrieron daños diversos fue de 12,700; de las cuales aproximadamente 2,300 fueron dañadas severamente y más de 400 se derrumbaron total o parcialmente (D.D.F, 1988).

Los daños en las instalaciones y servicios ocurridos en la ciudad de México alcanzaron niveles críticos y, en casos como el de la infraestructura telefónica local y de larga distancia, los efectos del sismo se vieron magnificados a nivel nacional debido a la concentración en la localidad de edificios de centrales telefónicas que proveían del servicio de telecomunicación al país entero, lo cual convertía a este rubro en un blanco especialmente vulnerable.

Después del restablecimiento emergente del servicio telefónico, Teléfonos de México, compañía responsable del mismo, elaboró un plan a mediano plazo de rehabilitación para sus inmuebles dañados y de reforzamiento para aquellos edificios de centrales telefónicas que dejaron de cumplir con los requisitos estructurales que en el nuevo reglamento de construcciones del Distrito Federal (RCDF 1987) fueron establecidas para las edificaciones del grupo A, al cual las centrales telefónicas pertenecen

En el presente capítulo se presenta, de manera breve, el estado de daños sufridos por las instalaciones de servicios públicos en la ciudad de México, inmediatamente después del sismo y hasta su restablecimiento; haciendo especial hincapié en lo que al servicio telefónico se refiere. Se establecen, de manera breve las diferencias entre los conceptos de reparación, reforzamiento y reestructuración, justificando la necesidad de reforzar los inmuebles telefónicos. Se incluyen, además, algunas consideraciones teóricas y experimentales sobre el comportamiento de muros estructurales sujetos a la acción de cargas laterales.

1.2 DAÑOS EN INSTALACIONES DE SERVICIOS PÚBLICOS

La ciudad de México, como consecuencia de los sismos de septiembre de 1985, sufrió diversos daños en su infraestructura estratégica, así como en instalaciones destinadas a brindar los distintos servicios públicos (Iglesias, 1986):

Con respecto al abastecimiento de agua, el terremoto causó 38 fracturas en los acueductos que la alimentaban, reduciendo en un 22 por ciento el aprovisionamiento. Se detectaron 168 fugas en la red primaria y 7,220 en la secundaria - principalmente en las juntas - las cuales dejaron extensas zonas sin alimentación, es decir, decenas de miles de metros cúbicos fueron perdidos; unos dos millones de capitalinos quedaron sin el vital líquido. El 90 por ciento del aprovisionamiento de agua perdido se recuperó durante el mes de octubre.

Las instalaciones hospitalarias de la ciudad fueron el tipo de edificio más afectado de acuerdo con el uso, a pesar de lo cual, sanatorios, hospitales y clínicas, tanto privados como públicos, lograron atender más de 75,000 heridos durante las primeras 72 horas.

En lo que a infraestructura eléctrica se refiere, se dañaron 1,300 transformadores y 600 postes del sistema de distribución de energía, principalmente en la cercanía de los edificios afectados, lo cual provocó la pérdida de 40 por ciento del fluido eléctrico, afectando a 1,280,000 personas. El sistema regresó a la normalidad durante el mes de octubre.

El sistema de transporte se vio afectado, debido a la interrupción del flujo eléctrico y a las restricciones de tráfico en las zonas dañadas (Iglesias, 1985).

1.2.1 Daños en las Instalaciones Telefónicas

En ese momento de crisis, la comunicación telefónica era imprescindible pero, debido a los daños ocurridos en varias de las centrales telefónicas de Teléfonos de México, esta se vio interrumpida en gran parte del territorio nacional. En este punto es conveniente establecer que se llama Central Telefónica a aquella construcción o inmueble donde se aloja equipo telefónico de transmisión y conmutadores, así como las instalaciones auxiliares necesarias como salas de fuerza, máquinas de emergencia, sala de baterías, entre otros. Este tipo de edificios resultó seriamente dañado por los efectos del sismo debido a que posee ciertas características estructurales especiales, dada la tecnología telefónica existente hasta hace unos años, que implicaban la existencia de equipos muy pesados y de grandes dimensiones. Es por ello que las estructuras cuentan con alturas de entresuelo mayores que las de edificios comunes, además de poseer claros amplios entre columnas.

En el año de 1985, Teléfonos de México manejaba el 98 por ciento del sistema de comunicación telefónica dentro del país y la totalidad de la comunicación con el extranjero. Las instalaciones telefónicas para larga distancia en la ciudad de México se encontraban concentradas en dos centrales principales que sufrieron el colapso parcial de uno de los edificios y daños muy severos en los demás, dejando incomunicada a la ciudad con el resto del país y del mundo (Iglesias, 1985). En el interior de la República, 13 de sus centrales telefónicas sufrieron daños de distintas magnitudes como la Central Nueva Chapultepec, en Lázaro Cárdenas, Michoacán, además de las ubicadas en Ixtapa-Zihuatanejo y Chilpancingo en Guerrero y otras en los estados de Nayarit y Colima.

En la ciudad de México las centrales telefónicas que reportaron daños más graves fueron las de Victoria y San Juan (situadas ligeramente al sur de la Alameda Central), seguidas por las centrales Lindavista, Tlatelolco, Hidalgo e Iztapalapa.



Figura 1.1 Vista Aérea de la Central San Juan

La Central Victoria era el centro de enlace y control de las llamadas de larga distancia entre la mayoría de los estados del país en ese entonces. Se componía por dos edificios, uno de los cuales sufrió el colapso de cuatro niveles, en donde perdieron la vida 10 personas. Este edificio estaba estructurado a base de marcos resistentes a momento de concreto reforzado de seis niveles, con seis claros en sentido longitudinal y dos en sentido transversal. Se cree que la causa del colapso fue la falla de las uniones viga columna (JICA, 1985)

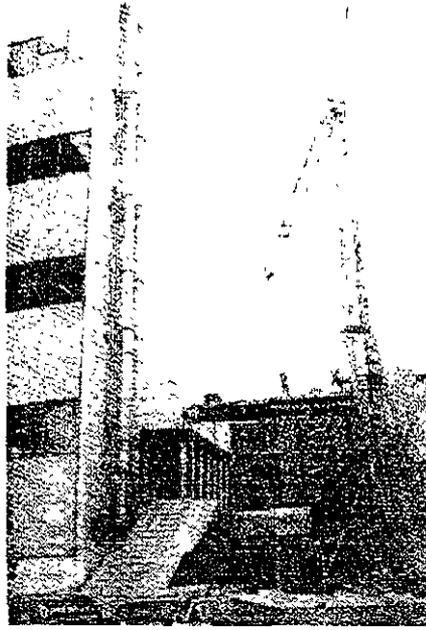


Figura 1.2 Central Victoria Parcialmente Destruida

El derrumbe del edificio de la Central Victoria revistió una importancia singular debido a que a ella estaban conectadas todas las centrales de la zona metropolitana en la ciudad de México; se dañaron las troncales que conectaban a las centrales, y que por ser subterráneas obligaron a desarrollar una ardua labor para localizar los puntos dañados, donde se destacó la seria avería del equipo tándem.



Figura 1.3 Daños en la Central Victoria

La central San Juan, la cual manejaba tráfico telefónico de larga distancia nacional y, principalmente internacional, se vio afectada sobre todo en lo referente a sus servicios especiales; las estructuras de soporte de las antenas de microondas se cayeron debido al sismo y el equipo de radiomúltiplex resultó destruido en su totalidad.



Figura 1.4 Trabajos de Rescate en la Central San Juan

En la figura 1.5, se muestra esquemáticamente la configuración de la planta estructural de la Central San Juan. En esta figura, el edificio S3 es una torre para antenas, con estructura de concreto reforzado que contaba con 70 metros de altura, flanqueada por los edificios S1 y S2, ambos de estructura de concreto reforzado y seis niveles y conectados entre sí por un pasillo elevado (ver fig. 1.1). Puede observarse una cuarta construcción, S4, o edificio de máquinas, de marcos resistentes a momento de concreto reforzado de seis niveles y sótano. S5, S6 y S7 representan escaleras de acero. Los edificios S1, S2 y S3 tienen un sótano común, donde están indicados pilotes de 40 m de longitud. Los muros exteriores de los edificios S1 y S2 son no estructurales precolados, por lo que se deduce que la estructura es de marcos resistentes a momento.

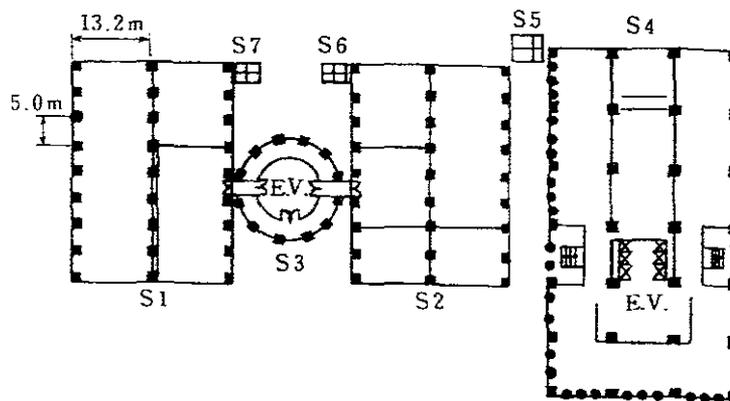


Figura 1.5 Planta Estructural de la Central San Juan

Los daños en los edificios S1 y S2 se concentraron en los pisos P1 y P2 y fueron debidos a flexo-compresión en los extremos de las vigas principales, falta de adherencia del concreto con las varillas en las uniones viga-columna y al agrietamiento de las mismas uniones por tensión diagonal. Una viga de la planta baja falló por cortante.

El edificio S4 sufrió daños parecidos a los S1 y S2 cerca de las uniones viga-columna. Algunas varillas de refuerzo longitudinal de columnas de gran diámetro sufrieron pandeo, éstas estaban colocadas en paquetes de dos y hubo fallas por adherencia del concreto y por esfuerzos cortantes. Tres días después del sismo se inició la obra de reforzamiento de las columnas, las cuales fueron encamisadas mediante soleras y ángulos de acero.

También se presentaron fallas en las escaleras exteriores de acero. Entre otras, en la escalera S5 se pandeó una columna y se rompió un tornillo de sujeción (JICA, 1985)

Las pérdidas de equipo e infraestructura sufridas por TELMEX fueron millonarias. Para el 30 de septiembre aún se trataba de recuperar equipo telefónico de las centrales San Juan y Victoria, y la comunicación telefónica dentro del Distrito Federal no se encontraba completamente restablecida además de estar completamente interrumpida con el sur del país; el día 8 de octubre, llegaron a México 50 toneladas de equipo para centrales y sistemas telefónicos suecos y egipcios con los que se esperaba lograr el pronto restablecimiento del servicio y, el sistema telefónico de larga distancia LADA trabajaba apenas al 60 % de su capacidad. Días después se unió al sistema de emergencia el satélite Morelos I que así iniciaba su funcionamiento.

En pocas palabras, Teléfonos de México fue una de las instituciones más afectadas. Once telefonistas murieron y muchos otros se lesionaron al quedar atrapados; se dañaron 1,060 mesas de operadoras de larga distancia nacional e internacional, y 14,500 líneas locales resultaron destruidas. Con el derrumbe de las centrales Victoria y San Juan quedaron más de 4 mil telefonistas sin lugar de trabajo, se suspendieron los servicios especiales que en ese entonces se brindaban en los números telefónicos que iban del 01 al 09, con excepción del 08 (actualmente del 010 al 090) y se canceló la comunicación en varios estados de la República. En total fueron dañados 26 edificios y 13 centrales.

Como miles de líneas domiciliarias resultaron dañadas y la población, ante la catástrofe, necesitaba más que nunca del servicio telefónico, se suspendió el cobro en los teléfonos públicos de alcancía. De acuerdo con la opinión de especialistas nacionales y extranjeros, la telefonía mexicana sufrió la peor catástrofe de toda su historia, cuantificada en cerca de 30 mil millones de pesos de esa época (100.9 millones de dólares americanos).

1.3 NECESIDAD DE REFORZAR LAS CENTRALES TELEFÓNICAS

Los sismos de septiembre de 1985 fueron un recordatorio más de que gran parte del territorio de la República Mexicana se encuentra localizado en zonas de alto peligro sísmico y toda la franja costera desde los límites entre Nayarit y Colima hasta Chiapas forma parte de la zona de subducción del cinturón circumpacífico. Debido a ello, la ocurrencia de sismos de mediana magnitud es frecuente y se espera que se registren eventos sísmicos de gran magnitud relacionados con la actividad tectónica de la zona conocida como Brecha de Guerrero.

Un elevado número de edificaciones - cerca del 10 por ciento de los edificios existentes de entre 6 y 15 pisos - principalmente de concreto reforzado, resultaron destruidas o seriamente dañadas, varias de ellas necesitaron de algún tipo de reparación. Debido a ello, pocos días después del sismo, comenzó a llevarse a cabo en la ciudad de México un programa de reparación y reforzamiento de las edificaciones dañadas o con riesgo de sufrir algún daño estructural, siguiendo las recomendaciones de las Normas de Emergencia en materia de construcción para el Distrito Federal, publicadas en el Diario Oficial el 18 de octubre de ese año. De acuerdo con ellas, los propietarios de edificios dañados se veían obligados a preparar un dictamen técnico de los daños en la estabilidad y seguridad de la estructura.

Debido a esto y, ante la necesidad de cumplir con las normas más estrictas, que a partir de la entrada en vigor del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1987 se solicitan, es que se deberán revisar y en su caso reforzar las estructuras existentes, en especial aquéllas cuya falla provocaría un gran número de muertes, pérdidas económicas o culturales, o que representen líneas vitales para el funcionamiento de una población en caso de un desastre.

En este último punto es donde entran los sistemas de comunicación como es el caso de los sistemas de telefonía. Siendo el servicio telefónico fundamental durante una crisis, los edificios que albergan el control del servicio telefónico no sólo deben sobrevivir a un evento extraordinario, sino que deben mantenerse en operación. En cumplimiento de lo anterior, Teléfonos de México emprendió un amplio programa para revisar todas sus estructuras, sin importar que no hubieran sufrido daños y, en su caso, proceder al diseño de un esquema de rehabilitación para asegurar el objetivo de desempeño ante el sismo de diseño anteriormente expuesto.

Es pertinente, antes de continuar, establecer las diferencias entre los conceptos de reparación, reforzamiento y reestructuración (Ramírez, 1996) los cuales han sido mencionados o se mencionarán a lo largo de este trabajo:

- *Rehabilitación.* Si consideramos una edificación existente que presenta daños desde ligeros hasta severos, rehabilitar será el conjunto de acciones y procedimientos encaminados a restituir, incluso mejorar, las características originales de la estructura.
- *Reforzamiento.* Al llevar a cabo el reforzamiento de una estructura que presente o no daños, se mejoran sus características estructurales sobre las originales.
- *Reestructuración.* Implica el cambio del sistema estructural de una edificación, ya sea parcial o totalmente. La estructura puede o no estar dañada.

Finalmente, y como consecuencia de los daños ocurridos, TELMEX diseñó un plan para el restablecimiento y evolución del servicio, que se dividió en dos grandes apartados:

- El grupo 1 se abocó a proyectos de contingencia, iniciados desde el 19 de septiembre para recuperar el servicio mediante la rehabilitación de los equipos dañados y el aprovechamiento de equipos existentes en bodega.
- El grupo 2 se concentró en proyectos permanentes, dirigidos a establecer una configuración confiable y de alta calidad en la planta telefónica del país.

El plan maestro de reforzamiento de centrales telefónicas TELMEX, se diseñó siguiendo un criterio tal que para las edificaciones dentro de la ciudad de México se reforzaran primero aquéllas que se encuentren en zona de lago, siguiendo con la zona de transición y finalizando con la de lomas (según el RCDF). Dentro de la República Mexicana se jerarquizó el proceso de reforzamiento cubriendo las cuatro zonas de peligro sísmico, de mayor a menor, según el mapa de peligro sísmico aceptado para el país (CFE, 1993). De esta manera, y pocos días después de ocurrido el sismo, las centrales telefónicas de San Juan y Victoria comenzaron a ser reparadas y rehabilitadas, principalmente por encamisado de vigas y columnas y algunos proyectos a futuro con la finalidad de distribuir equipo y personal a otras localizaciones fueron preparados, clasificándose estas acciones como pertenecientes al grupo 1.



Figura 1.6 Edificio S4 de la Central San Juan, en Proceso de Reparación

Varias centrales han sido ya sometidas al proyecto de reestructuración y muchas otras están esperando ser reforzadas. Sin embargo, se dispone de poca información experimental que permita conocer de manera representativa el comportamiento esperado de las estructuras reforzadas. Es por ello que CENAPRED y TELMEX realizaron un convenio encaminado a la realización de pruebas en laboratorio de muros diafragma construidos con bloques huecos de mortero reforzados con la finalidad de representar el comportamiento ante cargas laterales de modelos que simulen a los diferentes proyectos tipo anteriormente mencionados, así como de varias series de pruebas de anclaje y compresión diagonal en muretes con diferentes dimensiones y características.

1.3.1 Métodos de Reparación y Reforzamiento de Elementos Estructurales

Debido a que uno de los propósitos del trabajo que dio origen a este proyecto es estudiar en laboratorio modelos representativos de los muros de las centrales telefónicas de TELMEX que fueron sujetos a un proceso de reforzamiento, se abundará en la filosofía con la cual éste se realiza.

El reforzamiento se lleva a cabo para incrementar la resistencia, capacidad dúctil, y normalmente la rigidez de un elemento con miras al mejoramiento de su comportamiento ante los sismos. Se recomienda obtener datos de laboratorio como ayuda para lograr la más adecuada aplicación de las técnicas de reforzamiento en objetivos específicos de diseño.

La resistencia a sismos del edificio reforzado debe incluir suficiente capacidad a fuerzas laterales, para soportar el mayor evento posible, o suficiente ductilidad combinada con una adecuada resistencia. Las tres principales componentes de cualquier técnica de reforzamiento contra sismo son: incremento de resistencia, aumento de la capacidad de ductilidad y, equilibrio de las características de rigidez y resistencia de los elementos estructurales. Debe presentarse especial atención a los detalles de conexiones entre la estructura existente y los elementos de refuerzo, ya que pueden afectar en forma seria el comportamiento total de la estructura reforzada (Hanson, 1986).

Basándose en la importancia del daño reportado, los especialistas determinarán el criterio más indicado para llevar a cabo el proceso de reparación y/o reforzamiento de cada edificación en particular. En los casos en los cuales los daños en los pisos inferiores de la estructura fueran mínimos, la solución consistió en reparar los mismos y demoler los pisos superiores. En las edificaciones en base a marcos resistentes a sismo de concreto reforzado, los tipos de fallas que se presentaron más comúnmente, pueden clasificarse entre los siguientes (Jirsa, 1986):

- *Fallas en las Columnas Debidas a Altas Cargas Axiales y Momentos Flexionantes.* Este tipo de cargas ocasionan aplastamiento del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal cuando el refuerzo transversal es insuficiente, está muy separado o mal detallado. En varias estructuras las vigas eran mucho más resistentes que las columnas.
- *Fallas de Cortante en Columnas Cortas o Confinadas.*
- *Daños por Cortante en las Vigas.* Debidos a un gran movimiento lateral o asentamiento de la cimentación.
- *Daños en las Juntas* Ocasionados por confinamiento inadecuado o mala distribución de los elementos estructurales dañados.

Es decir, se ha observado que en la mayoría de los sismos, el daño o colapso de las estructuras puede ser debido a una mala disposición de los elementos estructurales o a un detallado deficiente del refuerzo (Iglesias, 1985). Debido a lo anterior, durante el proceso de reforzamiento o reparación de una edificación seguramente tendrá que ser corregida alguna de las siguientes deficiencias:

- *Baja Rigidez Lateral.* Algunas edificaciones contaban con una rigidez lateral tan baja que los grandes desplazamientos ocurridos durante el evento sísmico dañan seriamente tanto a los elementos estructurales como a los no estructurales y en ocasiones causan golpeteo entre estructuras adyacentes.
- *Cimentaciones Flexibles.* Las características del suelo en la zona de lago en la ciudad de México, ocasionan un aumento en la flexibilidad lateral de la estructura y cimentación. Varias edificaciones presentaron asentamientos diferenciales de magnitudes significativas.
- *Características Torsionales.* Los edificios que debido a la configuración del terreno cuentan con planta irregular y mala disposición de los elementos estructurales, suelen sufrir graves daños por torsión. Los métodos más comúnmente usados, en la Ciudad de México después de los sismos del 85 para reparar y/o reforzar elementos estructurales fueron los que se listan a continuación (Iglesias, 1985):
- *Inyección de Resinas Epóxicas.* Con frecuencia se utilizan resinas epóxicas, las cuales son inyectadas en las grietas de los elementos dañados, utilizando dispositivos de alta presión.
- *Reemplazo de las Partes Dañadas.* En los casos en los cuales, el refuerzo longitudinal ha sufrido pandeo, los estribos se han dañado y el concreto ha sufrido aplastamiento, es común la remoción y sustitución de las partes dañadas; en ocasiones se utilizan gatos hidráulicos para recobrar la geometría original del elemento.
- *Encamisado con Concreto Reforzado.* Se ha utilizado ampliamente esta técnica para reforzar vigas y columnas, en algunas ocasiones como reforzamiento local por nivel y en otras tratando de dar continuidad al hacer pasar las nuevas barras de refuerzo longitudinal a través de orificios perforados en las losas.
- *Encamisado con Acero.* A menudo, se ha efectuado el reforzamiento local de columnas mediante el encamisado utilizando elementos de acero, tales como ángulos y soleras; para el reforzamiento local de vigas, pueden utilizarse soleras verticales externas, fuertemente adheridas con resinas epóxicas.
- *Muros de Concreto.* Se ha convertido en una práctica común la colocación de nuevos muros de cortante hechos con concreto reforzado. No es raro que el refuerzo longitudinal que se encuentra en los extremos de los muros, forme parte del encamisado de las columnas a lo largo de toda la altura del muro. La incorporación en edificios dañados de nuevos componentes estructurales, ha sido la solución más común para rigidizar y reforzar la estructura eliminando irregularidades y discontinuidades en ella.



Figura 1.7 Columna Reforzada del Edificio S4 de la Central San Juan

Debe ponerse un cuidado especial en la cimentación de una edificación ya que son dos los principales problemas que ocasionan su reparación o reforzamiento: la falla de la cimentación en sus condiciones originales y el aumento de cargas en la cimentación debido al reforzamiento de la estructura. En este caso es común reforzar la cimentación por medio de nuevas contratraveses y la adición de pilas o pilotes.

1.3.2 El Caso de las Centrales Telefónicas de TELMEX

Con base en los resultados teórico-prácticos con los que se cuenta, así como la experiencia en obra, se han utilizado, de manera principal, tres métodos diferentes para llevar a cabo el reforzamiento y/o reparación de las centrales telefónicas TELMEX. A continuación se describen brevemente cada uno de ellos, así como los criterios con los cuales se decide su aplicación en una estructura en particular. A menudo se busca utilizar estructuras flexibles en suelos rígidos y estructuras rígidas para suelos flexibles.

- *Contravientos Metálicos.* Desde antes de los sismos de 1985 este sistema fue utilizado para reforzar varios edificios de la Ciudad de México. Estos se comportaron muy bien en áreas en que se presentaban otro tipo de edificaciones dañadas. Se realiza con base en contravientos fabricados con perfiles de acero estructural fijados a la estructura exterior; a menudo estos contravientos son soldados en placas de acero previamente atornilladas a la columna a nivel de piso. En las edificaciones en que se utilice este tipo de reforzamiento, la cimentación se resuelve a partir de zapatas aisladas o corridas. En algunos casos, si el suelo es flexible, se utilizan pilotes.
- *Cables Postensados.* Se utilizan poliductos para dar alojamiento a los cables postensados. Estos se colocan en diagonales a manera de contravientos que trabajan únicamente a tensión, restringiendo los desplazamientos relativos del muro.
- *Muros de Concreto.* Este ha sido uno de los procedimientos de reforzamiento más utilizados, consiste en añadir o rellenar marcos con muros de mampostería o de concreto. Cuando con la finalidad de llevar a cabo este tipo de reforzamiento, se utilizan muros de concreto estructural, estos pueden ser colados en obra o bien precolados. Este tipo de muros dotan a la estructura de una rigidez y resistencia considerables. Debido al incremento en cargas transferidas a la cimentación por el peso de los muros, debe ponerse especial atención a la misma, generalmente añadiendo contratraveses que deben ser diseñadas con tal efecto y construidas en obra. En ocasiones el nuevo muro de concreto se coloca sobre las caras de muros de mampostería existentes, y se le denomina como "Recubrimiento de Concreto". El acero de refuerzo se decidirá según el caso en particular. Las columnas sirven para dar confinamiento al muro de aplanado. Cuando se aplica esta técnica, es conveniente ampliar las contratraveses de cimentación, debido al enorme sobrepeso agregado a la estructura.

De las técnicas mencionadas, la construcción de recubrimientos de concreto ha sido una de las más utilizadas en las centrales telefónicas. Cuando se realiza en estructuras a base de marcos de concreto con muros diafragma, puede elegirse entre construir el aplanado dentro de los marcos como otro muro diafragma, o colocar los aplanados por el exterior de la fachada lo cual permite una continuidad vertical entre los diversos niveles, así como horizontal sobre varias crujeas del refuerzo y el recubrimiento. Una de las ventajas de esta técnica es que la construcción puede llevarse a cabo externamente a las instalaciones, y utilizar los muros de mampostería como uno de los lados de la cimbra. El recubrimiento puede realizarse mediante concreto lanzado; sin embargo, en muchas ocasiones hay que trabajar en el interior de las instalaciones al mismo tiempo en que el delicado equipo telefónico tiene que continuar funcionando. Debido a esto generalmente se opta por colar el concreto del muro nuevo directamente sobre el muro diafragma.

1.4 ESTUDIOS EXPERIMENTALES

1.4.1 Muros Sujetos a Cargas Laterales en su Plano

Desde hace varios años se han realizado estudios en diferentes partes del mundo, encaminados a evaluar experimentalmente el comportamiento de muros diafragma, es decir, marcos de concreto reforzados rellenos por paneles de mampostería. Algunas de estas pruebas incluyen marcos reforzados por medio de muros de concreto los cuales fueron fijados por medio de anclas o conectores para evitar los deslizamientos relativos y transferir las fuerzas cortantes.

También el comportamiento de muros de concreto sujetos a acciones simultáneas verticales y horizontales cíclicas ha sido ampliamente estudiado en la literatura, así como la efectividad de los anclajes entre concreto viejo y concreto nuevo. Sin embargo, no se dispone de información suficiente sobre el comportamiento de los diversos tipos de anclaje sobre muros de mampostería de bloque hueco. Aún más, no existe un consenso en la determinación de la resistencia y rigidez del sistema marco-muro-diafragma-recubrimiento de concreto.

En Japón, durante 1980, Higashi y otros realizaron una serie de pruebas de laboratorio en seis modelos a escala 1:7 representativos de marcos de concreto reforzados con técnicas diferentes para comparar los efectos de cada una de ellas sobre la resistencia y ductilidad de las estructuras. Con esta finalidad prepararon marcos de tres niveles y una sola crujía, cuyas columnas se encontraban intencionalmente subreforzadas, y que fueron sujetos a cargas cíclicas en su plano.

Las diferentes técnicas de reforzamiento utilizadas fueron: tres marcos con muros de relleno precolados; un marco con contraventeos de acero; un marco de concreto con marco complementario de acero y; un marco con muro de relleno colado en el sitio.

Higashi estableció, basándose en resultados analíticos y experimentales, varias conclusiones, las cuales pueden ser reducidas a las siguientes:

- El modelo reforzado mediante un muro de concreto colado en el sitio mostró muy alta resistencia.
- Los modelos restantes mostraron no únicamente un gran aumento en resistencia sino también un importante aumento en ductilidad.
- A diferencia de los marcos de un solo nivel que tienden a fallar por cortante, los modelos de varios niveles tienden a fallar por flexión debido a su esbeltez.

Basados en evaluaciones realizadas sobre la capacidad sísmica de edificaciones de concreto reforzado, Aoyama y otros efectuaron, en 1984, una serie de pruebas sobre doce especímenes a escala 1.3 con el fin de investigar: el efecto confinante de los elementos del marco sobre muros de relleno, los efectos combinados de flexión y fuerza cortante; los efectos de aberturas en los muros y; métodos constructivos para los muros colados en el sitio.

Todos los modelos eran marcos de un nivel con muros de relleno de un solo tablero. El refuerzo y dimensiones de la viga superior fueron intencionalmente diseñados para tener una gran resistencia y rigidez con el fin de simular el efecto confinante de muros de cortante de varios niveles. Las características de cada uno de los modelos probados se muestran en la tabla 1.1.

Donde:

| | |
|-------|---|
| BxD | anchura y profundidad de la columna; |
| Ag | área del refuerzo longitudinal de las columnas; |
| Quím. | ancla fijada mediante procedimientos químicos (resinas epóxicas); |
| Q.A. | ancla de alta resistencia fijada con procedimientos químicos y; |
| Mec. | ancla fijada con procedimientos mecánicos. |

Tabla 1.1 Características de los modelos de Aoyama

| Espécimen | BxD (cm) | Ag (cm ²) | Concreto del muro y tipo de ancla | Aperturas |
|-----------|----------|-----------------------|-----------------------------------|-----------|
| P2005 | 20x20 | 5.08 | Monolítico | Sin |
| P2015 | 20x20 | 15.24 | Monolítico | Sin |
| P4015 | 20x40 | 15.24 | Monolítico | Sin |
| C2005 | 20x20 | 15.24 | Normal, quím. | Sin |
| M2005 | 20x20 | 5.08 | Normal, mec. | Sin |
| C2015 | 20x20 | 5.08 | Normal, quím. | Sin |
| C4015 | 20x40 | 15.24 | Normal, quím. | Sin |
| CH2015 | 20x20 | 15.24 | Exp., Q.A. | Sin |
| CH2018 | 20x20 | 18.12 | Exp., Q.A. | Sin |
| OLC2015 | 20x20 | 15.24 | Exp., Q.A. | Central |
| OLU2015 | 20x20 | 15.24 | Exp., Q.A. | Superior |
| OSC2015 | 20x20 | 15.24 | Exp., Q.A. | Central |

Con base en los resultados obtenidos, Aoyama formuló las siguientes conclusiones:

- Tanto para los muros que fueron colados monolíticamente con el marco, como para los que fueron posteriormente colados en el sitio, la resistencia a fuerzas cortantes aumentó. Los efectos confinantes que se presentan en forma de un aumento en la capacidad flexionante fueron más efectivos que aquéllos presentados como mayor rigidez lateral para las columnas.
- La resistencia a fuerzas cortantes de los muros colados posteriormente fue menor que la de aquéllos que fueron colados monolíticamente, sin embargo, esta desventaja podría disminuir si aumentaran los efectos confinantes.
- Los muros de cortante colados posteriormente en el sitio pueden fallar por deslizamiento a lo largo de la entrecara del concreto viejo con el nuevo, sin embargo, con una deformabilidad muy grande. Una mejora en los procedimientos constructivos reduciría el deslizamiento y aumentaría la resistencia.
- El comportamiento de las anclas fijadas por medios químicos (resinas epóxicas) fue más satisfactoria que el de aquéllas que se fijaron por medios mecánicos, particularmente ante fuerzas de tensión (Aoyama et al., 1984)

1.4.1.1 Trabajo de Mosalam

En la Universidad Estatal de Nueva York, en Búfalo, se han realizado varios ensayos para conocer el comportamiento de marcos con muros diafragma. El ambicioso programa de ensayos incluye pruebas cuasiestáticas y pruebas pseudo-dinámicas. En las primeras se aplicaron cargas cíclicas lentamente, mientras que en el ensayo pseudo-dinámico se reproduce la respuesta dinámica de la estructura con la aplicación de cargas estáticas calculadas con la solución, en tiempo real, de la ecuación de movimiento en la cual se retroalimenta paso a paso la respuesta de dicha estructura.

Mosalam y colaboradores (1997) estudiaron el comportamiento de especímenes a escala. De la revisión que hacen de la literatura al respecto citan las conclusiones de varios investigadores en ensayos tanto monótonos como cíclicos. En ellas se afirma que el uso de muros diafragma de mampostería es un método económico y efectivo para mejorar la resistencia de marcos de concreto ante efectos laterales; en marcos con elementos débiles se puede producir la falla de las columnas cerca de sus extremos por cortante-flexión. También se apunta que si no hay falla fuera del plano del marco, el panel de mampostería puede actuar como un elemento resistente suficientemente dúctil en marcos de múltiples niveles; los marcos con muros aumentan hasta 20 veces su rigidez y cerca de cinco veces su resistencia para distorsiones de entrepiso del 1.5 por ciento.

Mosalam ensayó cinco especímenes. De ellos, sólo tres fueron marcos con paneles sin aberturas, uno de una crujía y los otros de dos. El arreglo del dispositivo de carga, se muestra en la figura 1.8 en donde la separación a ejes de columnas fue de 1.8 m, y entre vigas 0.94 m. Las columnas fueron perfiles de acero y la mampostería fue de piezas huecas de concreto de 4.8x5x9.8 cm.

En los ensayos se distinguieron tres zonas en la curva de histéresis: una donde el panel no interactúa con el marco debido a una pequeña separación entre los mismos causada por la contracción del mortero; en la segunda zona el muro interactúa con el marco pero resulta en poca degradación de rigidez y disipación de energía; finalmente, en la tercera, que se inicia después del agrietamiento del muro, se aprecia una degradación de rigidez y de resistencia. Se observaron dos tipos de falla: un modelo presentó el deslizamiento a lo largo de las juntas de mortero, mientras que el otro, con mayor resistencia en el mortero, presentó el aplastamiento de las esquinas del tablero. Los resultados obtenidos fueron utilizados para proponer un modelo de comportamiento histerético.

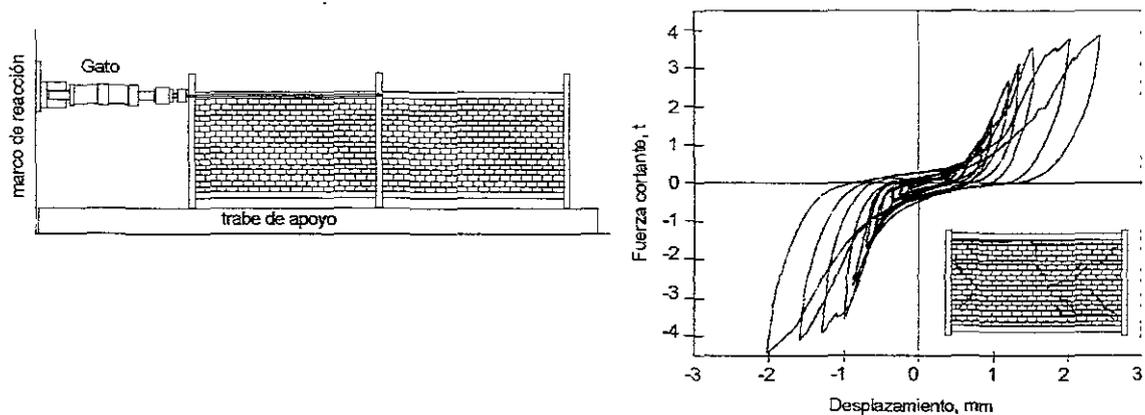


Figura 1.8 Dispositivo de carga y curva histerética

1.4.1.2 Pruebas de Gaynor y Jiménez

Durante 1988, Gaynor realizó pruebas en la Universidad de Texas con el fin de determinar el comportamiento de marcos no dúctiles de concreto reforzados con muros de relleno. De esta manera sus modelos de prueba consistían en dos elementos, "el marco existente" representativo de la edificación prototipo a ser reforzada y el "elemento de refuerzo", que es el nuevo elemento que mejorará el comportamiento estructural de la edificación cuando ésta se encuentre sujeta a sismo. Gaynor utilizó tres modelos de marcos de concreto, los cuales eran representativos del tipo de edificaciones diseñadas y construidas en los Estados Unidos en la década de los 50's, reforzados con muros de relleno de concreto lanzado.

El refuerzo de la trabe superior fue diseñado para distribuir y diseñar el cortante al muro, su peralte se seleccionó con el fin de incrementar la relación momento flexionante a cortante en la base del mismo.

Las columnas del marco fueron diseñadas de acuerdo con el reglamento ACI 318-56, los traslapes fueron diseñados por compresión y la gran separación entre los estribos era usual en aquella época.

El acero de refuerzo utilizado fue de grado 40 y la resistencia del concreto fue de 4000 psi (281 kg/cm²), ambos parámetros comunes de la época.

El muro de relleno de uno de los especímenes no tenía aberturas. Los restantes presentaban dos cada uno.

Gaynor determinó que ante cargas laterales cíclicas, la resistencia del espécimen sin aberturas se vio limitada por la falla en el marco. Una traslape diseñado para compresión en la base de la columna falló en

tensión debido al momento de giro. El modo de falla del traslape es no dúctil y por lo tanto indeseable en el diseño sísmico, donde la ductilidad es esencial para que la estructura pueda disipar energía.

Durante 1989, Jiménez desarrolló en el mismo lugar un proyecto para investigar el comportamiento histerético de un marco no dúctil de concreto, reforzado con un muro de concreto estructural —el cual era excéntrico con respecto al eje del marco— diseñado para soportar cargas laterales en su plano, como una solución alternativa a la técnica de relleno usada por Gaynor. Para ello se utilizó un modelo de un solo nivel, representativo del tipo de edificaciones típicas de las zonas sísmicas de los Estados Unidos durante la década de los 50's. Con el fin de poder comparar sus resultados con los del modelo sin aberturas de Gaynor, el marco de carga, las dimensiones y refuerzo de los marcos fueron iguales.

El muro de refuerzo fue diseñado de acuerdo con el Apéndice A del reglamento ACI 318-86. Se consideró que el marco y el muro actuarían monolíticamente. Se utilizó acero de grado 60 y concreto con resistencia nominal de 4000 psi (281 kg/cm²).

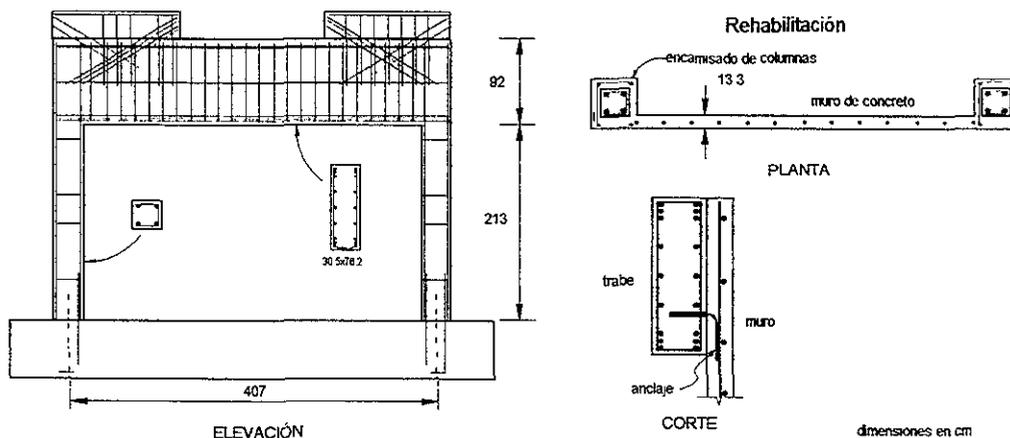


Figura 1.9 Geometría del marco y del esquema de rehabilitación

Para evitar que se presentaran fallas por compresión en la base de las columnas que limitarían la capacidad de la estructura, como sucedió con las pruebas de Gaynor, las columnas fueron encamisadas.

El encamisado de las columnas incrementa el poco refuerzo lateral existente de los elementos del marco y sirve para conectar a éste con el muro excéntrico, trabajando como un mecanismo eficiente para transferir cargas del marco existente al muro excéntrico. Además, los muros excéntricos colados sobre la superficie lateral de los elementos del marco son considerados más fáciles de construir que los muros de relleno.

La transferencia de cortante del marco existente hacia el nuevo muro de refuerzo se realizó a través de los encamisados de las columnas y de anclas colocadas y adheridas con resina epóxica en las vigas superior e inferior del marco y que se encontraban en contacto con el muro. Las anclas utilizadas fueron barras del número 6 dobladas a 90 grados en forma de ganchos; con el fin de diseñarlas se consideró que el cortante transferido por los encamisados era despreciable.

Debido a que la carga lateral fue aplicada concéntricamente al marco existente y excéntricamente al muro de refuerzo, se esperaba que se presentaran efectos de torsión en planta. En un edificio real los diafragmas rígidos de los sistemas de piso restringen esa torsión inducida; para reproducir dicha restricción, se colocaron dos contravientos de acero en la parte superior del espécimen para limitar los desplazamientos fuera del plano del muro.

Seis de las quince anclas colocadas en la viga superior fueron monitoreadas para obtener los esfuerzos desarrollados durante la prueba. Aunque como se mencionó antes, éstas fueron diseñadas para transferir la totalidad del cortante del marco al muro, no desarrollaron los esfuerzos esperados. El ancla que desarrolló el mayor esfuerzo alcanzó apenas el 10 por ciento del de fluencia por lo que se concluyó que la mayoría del cortante fue transferido no por las anclas sino por los elementos del encamisado, adherencia del concreto y estribos a través del plano de falla, un mecanismo más rígido que las anclas.

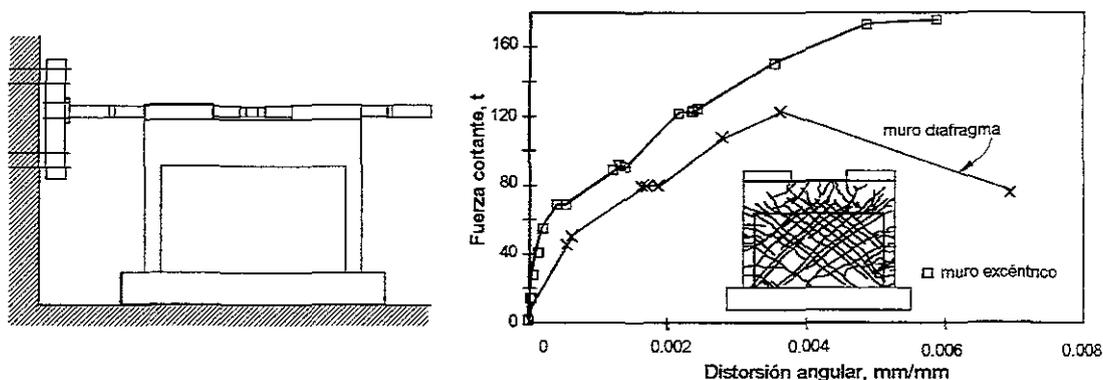


Figura 1.10 Dispositivo de carga y envolvente de respuesta

A continuación se mencionan las diferencias más significativas entre las respuestas del muro excéntrico y el muro diafragma (Jiménez, 1989):

- El muro excéntrico mostró un esfuerzo mayor que el muro de relleno para cada nivel de distorsión. La carga máxima aplicada al muro excéntrico fue de 410 kips (186 ton) comparada con la carga de falla de 271 kips (123 ton) del muro de relleno.
- El refuerzo de flexión en las columnas del marco del muro de relleno, alcanzó más de 6.5 veces el esfuerzo de fluencia sin que se presentara una falla por traslape. El modelo sin muro de relleno presentó falla por traslape desarrollando sólo el 70 por ciento del esfuerzo de fluencia.
- Aunque las columnas del marco correspondiente al modelo con muro excéntrico se encontraban agrietadas desde antes que la prueba comenzara, su rigidez fue más alta y su degradación más gradual que las del modelo correspondiente al marco con muro de relleno. Desde el principio hasta alcanzar una distorsión de 0.1 por ciento, la rigidez medida normalizada con respecto a la rigidez elástica teórica fue casi igual en ambas pruebas.
- La capacidad de disipación de energía del muro excéntrico fue mayor que la del muro de relleno.
- Los puntales de compresión en el muro excéntrico se extendieron diagonalmente desde muy arriba, en la esquina superior del muro hasta la parte más baja de la columna del lado contrario. Los puntales de compresión en el muro de relleno se extendieron sólo dentro de su panel, creando concentraciones de esfuerzos de cortante en las partes superior e inferior de las columnas del marco.
- La transferencia de cortante entre el marco y el muro de relleno, se presentó prácticamente sin desplazamiento relativo entre sus superficies. El muro de relleno presentó más de 6 por ciento de desplazamiento lateral relativo entre la viga superior y el muro.

1.4.1.2 Pruebas de Pineda

Durante 1995, Pineda realizó en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED una serie de ensayos de laboratorio sobre cuatro modelos a escala natural representativos de los muros de la planta baja de un edificio de interés social de cinco niveles. Uno de los muros fue construido de concreto reforzado, los tres restantes, de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada. Cada uno de ellos, fue sometido a diferentes niveles de carga alternada. La carga vertical se aplicó mediante dos gatos hidráulicos de doble acción, con capacidad para 50 t cada uno de ellos. La carga cíclica lateral se aplicó con un gato de 100 t de capacidad de doble acción. Los modelos fueron fijados en su base a la losa de reacción.

Entre sus objetivos, se encontraban estudiar y evaluar el comportamiento ante cargas laterales de muros reforzados con malla electrosoldada en distintas cuantías, su mecanismo resistente a cargas laterales, los sistemas de anclaje empleados para colocar la malla en cada cara de los muros, así como comparar el comportamiento de los muros de mampostería reforzados con un muro de control de concreto reforzado en cuantía mínima.

La variable más importante fue el refuerzo de los especímenes de mampostería con distintas cuantías de refuerzo en los castillos y en las mallas, utilizando en cada caso las correspondientes a una, dos y tres veces la mínima permitida por el RDF 87 (0.072, 0.147 y 0.211 por ciento, respectivamente) con variantes en el sistema de anclaje de las mismas. El muro de concreto fue reforzado con la cuantía mínima, correspondiente a 0.250 por ciento, llamándoles respectivamente y con fines de identificación muros M-072, M-147, M-211 y M-250.

Las dimensiones de los cuatro modelos fueron 2.50 m de largo x 2.50 m de altura, desplantados sobre vigas de cimentación de concreto armado de 3.10 m de largo x 0.80 m de ancho y 0.30 m de peralte. Los tres modelos de mampostería fueron construidos con tabique rojo recocido de arcilla y confinados con castillos de 0.20 x 0.125 m y un sistema dala-losa en la parte superior; el muro de concreto tuvo un espesor de 0.105 m de espesor, con una losa superior. En todos los casos la losa contó con 0.10 m de peralte y 0.80 m de ancho.

La resistencia media de las piezas de mampostería fue de 53.0 kg/cm² a compresión y de 7.0 kg/cm² a cortante. El esfuerzo nominal de fluencia del acero que se utilizó para reforzar los castillos, dalas, losas y muros de concreto tenía un 4,200 kg/cm² y el de los alambres de la malla fue de 5,000 kg/cm².

Pineda encontró que la primera grieta inclinada en todos los muros de mampostería se presentó a una distorsión de 0.10 por ciento; a 0.20 por ciento de distorsión ocurrió el cortante de agrietamiento y la máxima carga se alcanzó para la distorsión de 0.60 por ciento, excepto en el modelo M-147.

La distorsión última para los modelos M-072, M-147 y M-211 fue de 0.95, 2.0 y 0.75 por ciento respectivamente y la del modelo M-250 fue de 0.38 por ciento.

El comportamiento de los muros fue elástico hasta la aparición de la primera grieta inclinada, a partir de ahí, incursionaron en el rango inelástico.

La disipación de energía total acumulada se incrementó a una tasa similar en todos los modelos (13.4 t-cm por cada mm de desplazamiento adicional al nivel de losa), a partir de la ocurrencia del cortante de agrietamiento, alcanzando mayores valores según la distorsión última del modelo. La energía disipada antes del cortante de agrietamiento puede considerarse despreciable. Para el modelo M-072, la cantidad de energía disipada fue de 253 t-cm; para el modelo M-147, de 661 t-cm y; para el modelo M-211, esta cifra alcanzó 172 t-cm.

Sin importar su valor inicial, la rigidez se degradó de manera similar en todos los modelos, e inclusive, sus curvas de forma parabólica prácticamente se confunden en una sola. La degradación fue acelerada hasta distorsiones correspondientes al cortante de agrietamiento y luego la rigidez se fue estabilizando hasta el momento de la carga máxima. Para distorsiones superiores la rigidez fue asintótica, estabilizándose en forma completa a partir de 1.0 por ciento de distorsión.

El modo de falla del muro de concreto reforzado fue por cortante de entrecara entre la losa y el muro.

El modo de falla del muro M-072 fue por tensión diagonal en forma frágil, con rotura en cadena de todos los alambres que fueron cruzados por la grieta diagonal de falla. En el muro M-147 se presentó agrietamiento por tensión diagonal con aplastamiento de algunos tabiques en el cruce de diagonales y junto a los castillos a mitad de la altura. En el modelo M-211 se presentó la falla debido a la rotura del concreto de la viga de cimentación, se presentó también separación vertical de uno de los castillos con respecto al resto del muro.

En el muro M-072 se presentó una buena distribución del daño en toda el área del tablero, gracias a la disposición adecuada y simétrica del refuerzo que fue proporcionado por la malla. El comportamiento del muro M-147 fue atípico, debido a que se presentó una falla prematura del aplanado, la distribución del daño fue alrededor del eje horizontal del muro, no hubo daño aparente en los alambres de la malla. En el muro M-211, hubo distribución del agrietamiento en toda el área del tablero. Su falla fue controlada por compresión-cortante, como consecuencia de la elevada capacidad proporcionada por la malla, la cual controló de manera eficaz la apertura de las grietas. En ningún alambre de esta malla se registró daño aparente y sus deformaciones medidas estuvieron siempre dentro del intervalo elástico de comportamiento del material.

En el caso de los muros de mampostería, el mortero de recubrimiento contribuyó a elevar de manera importante la resistencia a cortante y la rigidez de los muros. Se puede estimar su contribución igual a un 50 por ciento de la correspondiente a la mampostería.

Considerando sólo el espesor de la mampostería (12.5 cm), la eficiencia del refuerzo horizontal en el muro M-072 fue del 91 por ciento, en el muro M-147 fue del 70 por ciento y en el muro M-211 fue del 62 por ciento. Si se evalúa con respecto al espesor total de los muros (17 cm), las eficiencias fueron de 67, 52 y 46 por ciento respectivamente es decir, la eficiencia real de la malla se redujo conforme la cuantía aumentó.

La participación real de la malla en la resistencia a carga lateral, con respecto a la resistencia calculada con base en el área compuesta de mampostería más aplanado fue del 41% en el modelo M-072 y del 88% en el modelo M-211.

El empleo de estas mallas da resultados más ventajosos que cualquier otro sistema convencional de refuerzo horizontal como escalerillas, alambres corrugados o barras de refuerzo. Inducen una adecuada distribución del daño en toda el área del muro y aumentan significativamente su capacidad de deformación y su resistencia ante cargas laterales (Pineda, 1996).

1.4.2 Anclajes

Uno de los principales métodos para la conexión entre nuevos elementos (de acero o concreto) a una estructura de concreto existente consiste en el uso de anclas de acero. Se han hecho estudios importantes desde la década de los 50 para determinar el mecanismo resistente, de rigidez y de capacidad de deformación con programas de investigación experimental principalmente en Estados Unidos, y que han incluido tanto la acción de los anclajes ante fuerzas normales al plano del elemento (de tensión) como paralelas a él (cortante).

Entre los investigadores que realizaron pruebas en décadas pasadas y que escribieron artículos que ahora son referencias clásicas en el tema de cortante por fricción se encuentran Mast, Anderson, Hanson, Mattock, los Birkeland, y recientemente Valluvan y otros.

1.4.2.1 Trabajo de los Birkeland

Philip y Halvard Birkeland (1996) publicaron un artículo sobre conexiones en elementos prefabricados de concreto, citando los trabajos y resultados experimentales de Hanson, Anderson y Mast. A

ninguno de los especímenes ensayados se les aplico esfuerzo normal a la superficie de deslizamiento. Los especímenes usados en dichos estudios, así como los resultados, se representan esquemáticamente en la figura 1.11

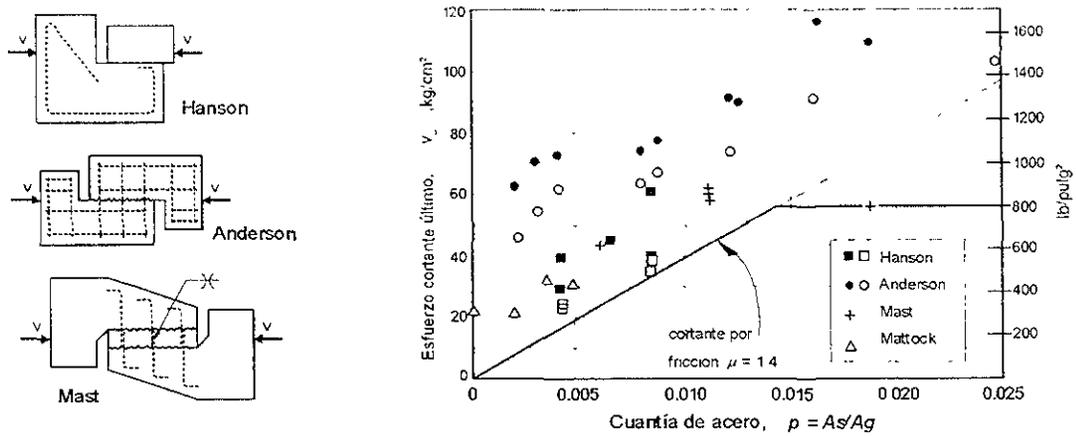


Figura 1.11 Especímenes en ensayos de cortante directo

En su artículo presentan la siguiente hipótesis del mecanismo resistente al cortante por fricción (figura 1.12): dado un plano de falla rugoso (1), cuando actúa una fuerza cortante paralela al plano de falla se provoca que el bloque superior se desplace en la dirección de dicha fuerza (2); pero como las dos superficies tendrán pequeñas irregularidades esto provocará que los bloques se separen en dirección normal a las superficies (desplazamiento vertical δ en 2). Si se coloca acero de refuerzo normal a la superficie de deslizamiento y se ancla adecuadamente en cada bloque, se deformarán las barras a tensión y se generarán esfuerzos de tensión al tratar de separarse los bloques (3), lo que producirá un esfuerzo de compresión normal a las superficies de un bloque sobre otro. Esta fuerza normal es la que producirá la resistencia de fricción de la conexión.

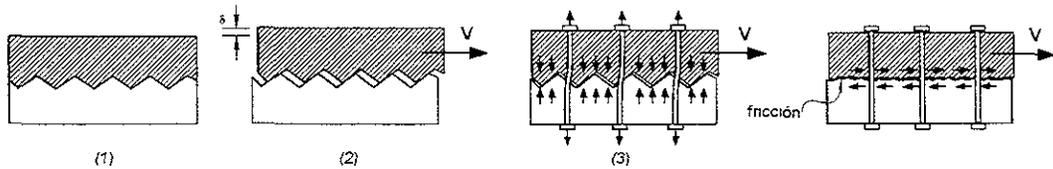


Figura 1.12 Mecanismo resistente del cortante por fricción

La expresión que se usa entonces es simplemente

$$V_u = \mu A_s f_y = A_s f_y \tan \phi \quad (1.1)$$

o en términos de esfuerzo

$$v_u = V_u / A_g = p f_y \tan \phi \quad (1.2)$$

donde

$\mu = \tan \phi$
 A_s
 A_g
 f_y
 p

es el coeficiente de fricción (ϕ es el ángulo de fricción interna),
 área transversal del ancla;
 área de la superficie de contacto;
 esfuerzo de fluencia del material, y
 cantidad de acero que atraviesa el plano de falla, $p = A_s / A_g$, (recomendado menor que 0.015)

Esta resistencia está limitada por el coeficiente de fricción estático entre las superficies, μ , y por la resistencia a tensión del ancla, $A_s f_y$. Se supone que cuando el ancla llega a fluir en tensión, ya no se aplicará mayor confinamiento. Nótese que el mecanismo anterior no involucra ninguna resistencia a cortante del conector, o del concreto que lo rodea.

Los valores para el coeficiente de fricción sugeridos son $\mu = 1.7$ en concreto monolítico, $\mu = 1.4$ en superficies intencionalmente rugosas, y $\mu = 0.8$ a 1.0 en juntas comunes y en uniones de concreto con acero. Se advierte que se debe tomar en cuenta la precaución de anclar el esfuerzo a ambos lados del plano de falla de tal forma que puedan desarrollar su esfuerzo de fluencia. Entre los datos que se utilizaron se tuvo un espécimen probado por Mast apenas día y medio después de colado. Solamente por este resultado decidieron limitar el esfuerzo un a 56.2 kg/cm^2 (800 lb/pulg^2). Las expresiones anteriores se consideran válidas para acero con $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$ ($60\,000 \text{ lb/pulg}^2$) y concreto $f'_c \geq 280 \text{ kg/cm}^2$ (4000 lb/pulg^2).

1.4.2.1 Valluvan y otros

Uno de los más recientes estudios publicados por el Instituto Americano del Concreto, ACI, sobre este tema es el trabajo hecho por Valluvan, Kreger y Jirsa (1999). Dichos autores estudiaron el comportamiento de conexiones entre concreto nuevo y existente.

Se ensayaron 16 especímenes donde las variables de estudio fueron también la cantidad de anclajes, la resistencia del concreto y el procedimiento de construcción (posición del colado y uso del mortero en la interfaz), pero también incluyeron otra variable que fue la aplicación de esfuerzo externo de compresión normal a la superficie de falla.

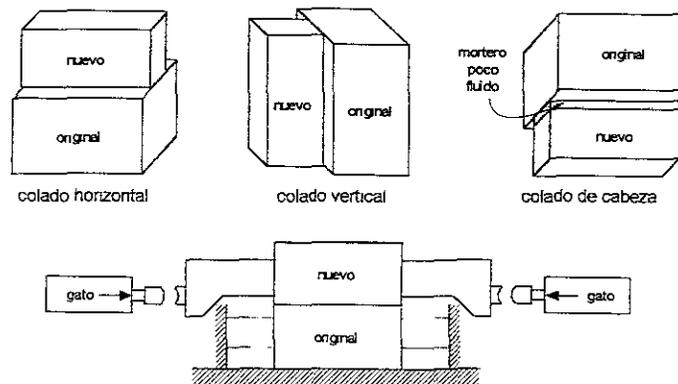


Figura 1.13 Especímenes probados por Valluvan

Se identificaron tres tipos de falla: la falla por extracción del anclaje cuando la demanda de tensión en ésta excedió la capacidad resistente de adherencia; la falla por resistencia de las irregularidades en las superficies observada en un espécimen con carga externa pero sin ningún ancla; y la falla del concreto alrededor de las anclas, en donde un gradual aplastamiento del concreto o mortero controló el comportamiento en algunos especímenes.

Se compara la resistencia con aquella predicha por el criterio de cortante fricción establecido en el reglamento ACI y representado por la ecuación 1.1, aunque limitado el esfuerzo a $0.2 f'_c$ y a 56.2 kg/cm^2 (800 lb/pulg^2). En cuanto a la acción de la fuerza externa de compresión, se proponen las siguientes modificaciones a la ecuación de diseño:

$$V_n = (A_s f_y + N) \mu, \text{ para } N \leq 56.2 A_g \quad (1.3)$$

la ecuación anterior está limitada a un esfuerzo V_n menor que $0.25 f'_c A_g$ y a $56.2 A_g$ (en kg/cm^2 u $800 A_g$ en lb/pulg^2); y

$$F_u = V\mu, \text{ para } V \leq 2.1, \quad (1.4)$$

pero F_u nunca mayor que $0.6 f'_c A_g$ ó $148 A_g$ en kg/cm^2 ($2100 A_g$ en lb/pulg^2)

1.4.2.2 Anclaje Contra Placas de Acero

Jiménez estudió el comportamiento de anclajes en concreto que sujetan placas o elementos de acero. Este proyecto tenía como objetivo conocer mejor el trabajo de este tipo de conexiones usadas principalmente en proyectos de rehabilitación de estructuras existente (Jiménez, 1993) Para este estudio se construyeron bloques de concreto con anclas preinstaladas. Se instalaron 36 ensayos, unos monótonos y otros cíclicos.

Las variables estudiadas fueron la holgura de la perforación en la placa de acero, el relleno de dicha holgura con resina o mortero; la tensión aplicada al anclaje mediante el apriete (torque) de la tuerca, el tratamiento de la superficie de concreto; el uso de morteros o resinas entre el acero y el concreto, así como la inclinación de las anclas.

Jiménez explica que existen dos posibles mecanismos resistentes: uno por acción de dovela y el otro como cortante por fricción. El mecanismo de dovela se caracteriza por la fluencia y fractura de la barra de acero por flexión en doble curvatura, por cortante o por tensión en la parte inclinada de la barra al deformarse en doble curvatura. En todo caso, el cortante se transmite al elemento a través del apoyo del ancla contra el concreto que la rodea. El aplastamiento de este concreto reduce la rigidez de la conexión, pero no afecta sensiblemente su resistencia.

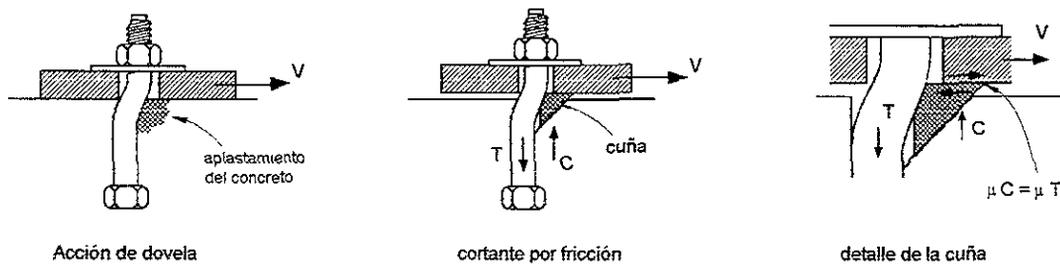


Figura 1.14 Mecanismos resistentes en anclaje de placas de acero contra concreto

El mecanismo de cortante por fricción lo explica como sigue: cuando el ancla se apoya contra el concreto se forma una cuña de concreto que, al tratar de trasladarse en la dirección de la fuerza cortante, tiende a levantarse presionando contra la placa. Esta fuerza es, a su vez, resistida por tensión en el ancla. Además se genera una fuerza de fricción entre la placa y la cuña lo que da la resistencia de la conexión

Los resultados obtenidos en su investigación y los de otras, indican que la resistencia por dovela parece ser la que domina en el caso de las placas ancladas contra concreto, y que las expresiones del ACI reflejan un mecanismo de fricción aparente, en donde se involucra la resistencia a tensión del ancla. Se hace mención a los estudios de Wiener hechos en la Universidad de Texas en Austin, que identifica los mecanismos que se presentan en distintas etapas de la prueba:

- 1) En la etapa elástica la fuerza cortante se transmite por fricción entre el concreto y el acero.
- 2) Después del primer deslizamiento la resistencia se debe principalmente al apoyo del ancla contra el concreto circundante.
- 3) Para grandes deformaciones se observó un aumento en la resistencia por fricción cerca de la falla la aumentar la fuerza de confinamiento debido a la rotación de la barra que produce una incrustación de la tuerca y rondana en la placa de acero.

Expresó la resistencia de la siguiente forma:

$$V_n = \alpha A_s f_u \quad (1.5)$$

nótese la semejanza con la expresión 1.1, donde el factor α correspondería al coeficiente de fricción. Se cita a otros autores que encontraron valores para α que van de 0.53 a 0.75. Los resultados se compararon con las recomendaciones del ACI 349-85 (para diseño de plantas nucleares) que proponen un coeficiente de fricción de 0.7 cuando hay contacto entre el acero y el concreto, y 0.55 si usa una capa de mortero entre dichos elementos. Se concluye que dicha predicción da valores conservadores de la resistencia de los anclajes.

Por otro lado, Klinger hace una recopilación de los estudios más importantes del comportamiento de anclajes de acero en concreto (Klingner, 1999). Presenta la misma ecuación 1.5 explicando que, aunque el mecanismo de cortante por fricción no es consistente en algunas pruebas, sí predice adecuadamente la resistencia de los anclajes. Cita el trabajo de Cook con el cual se adopta un valor de $\alpha = 0.6$, que coincide con el valor de $1/\sqrt{3}$ que es la relación teórica entre el esfuerzo de fluencia a cortante a tensión de acuerdo con el criterio de falla de von Mises.

Se advierte también que si el anclaje se encuentra muy cerca de un borde, se puede generar la falla del concreto desprendiéndose un cono lateral.

1.5 COMPORTAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES Y MUROS DIAFRAGMA

La utilidad de muros estructurales de concreto reforzado en la estructuración de edificaciones, ha sido ampliamente reconocida. Cuando en la configuración estructural de un edificio, se sitúan muros estructurales de manera adecuada, estos pueden constituir un eficiente sistema de resistencia ante cargas laterales, proporcionando además otros requerimientos funcionales. Para el diseño estructural de edificios de más de 10 pisos, puede considerarse la utilización de muros estructurales. Para edificios de más de 30 pisos, la utilización de los mismos puede volverse imperativa desde el punto de vista económico y del control de las deflexiones laterales.

En el momento de tomar la decisión, los parámetros básicos que el diseñador debe buscar satisfacer son rigidez, resistencia y ductilidad. Los edificios que cuentan con muros estructurales, son invariablemente más rígidos que aquéllos que cuentan con estructuras a base de marcos. En construcciones cuya estructura principal está constituida por marcos de concreto o acero, es frecuente que existan muros de mampostería, generalmente confinados en todo su perímetro por los elementos de un marco.

Debido a que, cuando hay muros estructurales, la mayor parte, si no es que todas las cargas laterales en un edificio y la fuerza cortante resultante de ellas es resistida por los mismos, suele llamarseles a estos muros de cortante. Dicho nombre es erróneo, o al menos engañoso, debido a que implica que el cortante debe controlar su comportamiento, lo cual no es siempre lo que sucede, pues aunque los muros de concreto son elementos muy eficientes para absorber elementos mecánicos por sismo en los edificios, por su gran rigidez y capacidad ante cargas laterales, el comportamiento de estos muros difiere en forma importante dependiendo de su relación altura total a longitud (H/L).

En muros bajos ($H/L \leq 2$) los esfuerzos de cortante rigen principalmente; la resistencia y rigidez a cargas laterales son muy elevadas, pero el comportamiento tiende a ser frágil por la importancia de los efectos del cortante. Con un refuerzo vertical y horizontal abundante se limita al deterioro de la capacidad ante cargas repetidas. El comportamiento mejora además sustancialmente si el muro está rodeado por un marco robusto de concreto y actúa como diafragma de éste.

Los muros esbeltos ($H/L \geq 2$) actúan esencialmente como vigas en voladizo; la carga axial sobre ellos es generalmente pequeña y dominan los efectos de flexión. Para evitar el pandeo y el aplastamiento del concreto en el extremo comprimido del muro, es necesario confinar el refuerzo longitudinal formado por columnas extremas con abundancia de estribos. En estas circunstancias se llega a tener un comportamiento muy favorable ante cargas repetidas. Para ello hay que sobreproteger al muro ante fallas por cortante, sea por tensión diagonal o por deslizamiento sobre la base (Meli y Bazán, 1998).

Los muros, de manera individual, pueden estar sujetos a desplazamientos axiales, traslacionales y torsionales. Los alcances de la contribución de la resistencia de un muro ante aquellos efectos, dependen de su configuración, orientación y localización con respecto a la estructura completa.

La mayoría de los muros en voladizo pueden ser tratados como una viga de concreto reforzado. Las fuerzas laterales pueden ser modeladas como una serie de cargas puntuales transmitidas a través de los pisos actuando como diafragmas. La losa de piso también colabora estabilizando al muro en contra del pandeo lateral, lo cual permite secciones de muro relativamente delgadas. En aquellos muros es relativamente fácil asegurar que cuando es requerido, una articulación plástica en la base pueda desarrollarse con adecuada capacidad rotacional plástica (Park y Paulay, 1992). Las normas del RCDF permiten que se adopte un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, en estructuras de marcos y muros, sólo cuando los primeros son capaces de resistir al menos el 50 por ciento de las fuerzas sísmicas, mientras que cuando esto no se cumple debe adoptarse $Q = 3$. En ambos casos el diseño de los muros debe cumplir los requisitos que evitan que la ductilidad se vea limitada por algún modo de falla frágil.

Los momentos flexionantes debidos a sismo, provocan altas fuerzas de compresión en los extremos de los muros, debido a ello, es conveniente que el muro termine en una columna propiamente dicha en la cual el refuerzo longitudinal necesario pueda distribuirse en forma adecuada y confinarse con un refuerzo transversal cerrado (que cumpla requisitos similares a las de las columnas de los marcos).

Con respecto al comportamiento de muros diafragma ante cargas laterales, marco y muro actúan como una sola unidad estructural en la cual el muro proporciona la rigidez al actuar como diafragma, mientras que el marco tiene la función de resistir las cargas y la flexión en general, así como la de confinar el muro.

Para cargas laterales bajas, el marco y el muro trabajan esencialmente como columna global ancha en la que las columnas del marco proporcionan casi toda la rigidez a flexión, mientras que el muro absorbe la mayoría de los esfuerzos cortantes; para cargas mayores, aunque apreciablemente menores que la máxima, ocurre una separación en parte de la zona de contacto entre muro y marco confinante (si entre el marco y el muro no existen conectores de cortante adecuados) y el primero queda apoyado en dos esquinas opuestas del segundo, trabajando básicamente como una diagonal en compresión, según se esquematiza en la figura 1.15. Lo anterior produce fuerzas axiales así como momentos y cortantes en vigas y columnas, aunque los momentos son de poca importancia, dado que las fuerzas de interacción se desarrollan en la proximidad de los nudos. Las fuerzas cortantes por el contrario, son de consideración, y en el muro aparecen esfuerzos de compresión apreciables en las esquinas en contacto con el marco.

Si el marco tiene suficiente resistencia para admitir las fuerzas axiales y cortantes que le transmite el muro, la carga máxima se alcanza usualmente cuando el muro se agrieta en dirección de su diagonal. Este comportamiento difiere por completo del que tienen muro y marco actuando independientemente uno del otro. En este caso el comportamiento muestra cierta ductilidad y capacidad de disipar energía. La resistencia en cortante de los extremos de las columnas es suficiente para contener la grieta que se forma en la mampostería cuando se rebasa su resistencia a fuerza cortante (Bazán, 1980).

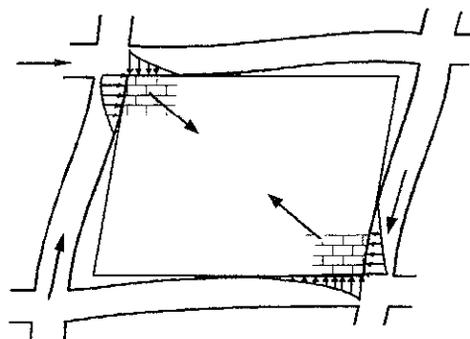


Figura 1.15 Deformación de marco y muro diafragma

Varios autores, habiendo advertido la separación entre muro y marco confinante, han propuesto diagonales equivalentes para determinar la rigidez lateral de dichos sistemas, basándose en estudios analíticos elásticos con hipótesis sencillas sobre las distribuciones de esfuerzos, o ensayos en especímenes a escala. Posteriormente se han efectuado estudios paramétricos, empleando el método del elemento finito para atacar el problema de análisis elástico en forma más realista, considerando la separación entre muro y marco en zonas donde los esfuerzos son de tensión, y deslizamientos donde, existiendo esfuerzos de compresión, los esfuerzos cortantes exceden cierta resistencia a fricción. Como resultados finales se proponen, para su uso en la práctica, coeficientes de flexibilidad o puntales diagonales equivalentes.

En 1980, Bazán propuso que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor t , y módulo de elasticidad E_m , que el muro, y que su ancho w , sea:

$$w = (0.35 + 0.022\lambda) h \quad (1.6)$$

donde h es la altura entre ejes del tablero y λ es un parámetro adimensional basado en las rigideces relativas entre muro y marco:

$$\lambda = (E_c A_c) / (G_m A_m) \quad (1.7)$$

Para deducir la fórmula 1.6 se consideró que el marco es continuo (no articulado) en sus esquinas y que $G_m = 0.4 E_m$. Dicha fórmula es aplicable para valores de λ entre 0.9 y 11 y para relaciones de aspecto $\xi = b/h$ entre 0.75 y 2.5, cubriendo así la mayoría de los casos prácticos.

Una alternativa de análisis consiste en considerar al conjunto marco-muro como un solo elemento: así, se tendrá una columna equivalente cuyas propiedades de deformación correspondan a las del conjunto. En este esquema, el conjunto marco-muro se sustituye por un elemento en su eje, y la parte de la trabe que se extiende dentro de la extensión del muro se considera infinitamente rígida. Se ha comprobado la exactitud de este método mediante la comparación con resultados del método de elemento finito con errores menores al 2 por ciento (Bazán, 1998). Para aplicar este método se deberán considerar las propiedades mecánicas de los materiales así como las geométricas como son los módulos de elasticidad y de rigidez al cortante, el momento de inercia y el área de cortante de la columna ancha. Para este fin se pueden usar la sección transformada del conjunto columnas-panel, cuya consideración puede variar según algunos autores.

De trabajos analíticos realizados con el método del elemento finito, Bazán (1980) estudió el comportamiento de un muro diafragma con distintas relaciones de aspecto longitud a altura, llegando a proponer las siguientes expresiones:

$$A_t = A_m + 2A_c \quad (1.8)$$

$$I = A_c L^2 / 2 \quad (1.9)$$

donde A_t es el área total, A_c es el área de una columna, A_m es el área del muro, I es el momento de inercia y L es la distancia entre los ejes de columnas. En este caso el área total se usará para las deformaciones de cortante sin transformar secciones; en el momento de inercia se ha despreciado la contribución del panel de mampostería. Se deberá usar el módulo de elasticidad del concreto E_c , y el módulo de rigidez a cortante de la mampostería, G_m . Para tomar en cuenta la separación entre el panel de mampostería y el marco se puede usar el área de cortante reducida:

$$A_o = (0.37 - 0.12\zeta + 0.023\lambda) A_t \quad (1.10)$$

donde ζ es la relación de aspecto $\zeta = L/h$, y λ es un parámetro que expresa las rigideces relativas entre muro y marco y está dado por

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (1.11)$$

De esta forma se puede incluir en el análisis haciendo uso de programas de computadora de análisis de marcos. Por ejemplo, para el cálculo del desplazamiento, δ , de un marco y muro de un solo nivel y una crujía, empotrado en su base y ante una fuerza horizontal V en su parte superior se usará

$$\delta = \frac{V h^3}{3 E_c I} + \frac{V h}{G_m A_0} \quad (1.12)$$

CAPÍTULO 2

PRUEBAS DE ANCLAJE Y ADHERENCIA

2.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo final del proyecto que dio origen a este trabajo, fue realizar un estudio experimental del comportamiento de cuatro marcos rellenos con muros diafragma de mampostería actuando como muros diafragma, a tres de los cuales, les fueron adosados sendos muros de concreto (recubrimiento) reforzado con malla electrosoldada, la cual a su vez fue anclada al sistema marco-muro

Con la finalidad de conocer, de manera previa a la construcción de los modelos marco muro, el comportamiento, resistencia y deformabilidad de distintas configuraciones y tipos de anclaje malla-mampostería, se consideró necesario realizar una primera etapa de ensayos a especímenes pequeños y de sencilla construcción para así poder seleccionar los arreglos y tipos de anclaje más adecuados a utilizar durante la etapa final del proyecto.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, en el presente capítulo se presentan los resultados de 40 ensayos de anclaje y de adherencia, en los cuales las variables a estudiar fueron el tipo de conector empleado: la distribución de las anclas sobre la superficie del murete y, la presencia o ausencia de recubrimiento de concreto. Se incluyen también algunas consideraciones teóricas sobre las propiedades y comportamientos de algunos sistemas de anclaje, así como consideraciones sobre su resistencia y mecanismos de falla.

2.2 GENERALIDADES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS ANCLAJES

Una de las formas para asegurar el comportamiento monolítico de los elementos existentes y nuevos es por medio de anclas, varillas o pernos que unan a los dos elementos. Las anclas tienen una longitud dentro del elemento existente y otra dentro del nuevo elemento. La longitud del ancla que queda en el nuevo elemento queda perfectamente embebida en el nuevo concreto lo cual no sucede con la parte del ancla que debe insertarse en el concreto existente. Para fijar el ancla con el elemento existente pueden emplearse procedimientos químicos o mecánicos.

Dentro de los procedimientos mecánicos se encuentran los pernos fijos con placas. Dichos pernos pueden sujetarse a la placa por medio ya sea de soldadura o con roscas y tuercas

Pueden utilizarse también taquetes mecánicos consistentes en un mecanismo que se traba entre el concreto y el ancla de acero. Generalmente estos elementos cuentan con un anclaje de tipo expansivo al final que consiste en una manga suelta o una concha de acero que se expande alrededor del perno de metal. Cuando la manga o concha se expande se presenta contacto con las caras internas del orificio trabando al mecanismo

En muros hechos con piezas macizas, pueden utilizarse clavos de 64 mm de longitud para madera colocados manualmente con martillo, los cuales servirán además para fijar la malla de alambre correspondiente al refuerzo del elemento de concreto a colar. Si las piezas de mampostería empleadas son de baja calidad, se recomienda utilizar una mayor densidad de clavos por unidad de superficie.

En muros hechos con piezas huecas, como bloques de concreto, se han empleado alcayatas hechas de acero de bajo carbono (A-36) o de barra corrugada de refuerzo convencional.

Para mallas de calibres grandes, se recomienda usar clavos Hilti o similar. Estos clavos son fijados mediante cartuchos de pólvora con una pistola especial. Las mallas pueden fijarse directamente sobre las caras del muro, o bien, utilizando separadores. Sin embargo, ensayos de laboratorio han demostrado que el uso de separadores disminuye la resistencia al corte del sistema muro - fijador - malla, aumenta la flexibilidad del

fijador y facilita su propia extracción, por lo que, para espesores de 3 ó 4 cm, no representa ningún inconveniente adosar las mallas directamente al muro.

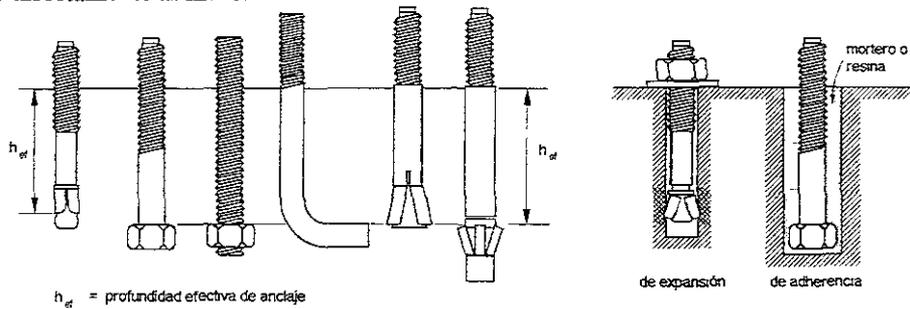


Figura 2.1 Diversos Tipos de Anclaje

Entre los procedimientos químicos de fijación de las anclas de acero pueden utilizarse resinas epóxicas, morteros de resinas o morteros de cemento sin contracciones. En México generalmente se utilizan resinas epóxicas y en ocasiones de poliéster. Con la finalidad anterior, una vez realizados los barrenos, se introduce el material adhesivo o cementante teniendo cuidado de no dejar aire atrapado en el barreno por lo cual el ancla debe girarse mientras se interna logrando también que el material adhesivo se distribuya bien sobre la superficie de la misma. Debe tenerse cuidado que el barreno esté libre de polvo y que no exista material suelto antes de la colocación del ancla. Se recomienda que el diámetro del barreno sea ligeramente mayor que el del perno, el cual debe penetrar, al menos, la longitud especificada por el fabricante.

El anclaje y los sistemas de conexión deben satisfacer varios criterios, incluyendo los siguientes:

- **Resistencia.** Es la capacidad del ancla o conector para resistir las fuerzas a las cuales estará sujeta durante su vida útil, incluyendo aquellas causadas por cargas externas y por la resistencia contra las deformaciones impuestas; así como aquellas requeridas para mantener la estabilidad.
- **Ductilidad.** Se refiere a la habilidad del conector o ancla de desarrollar deformaciones inelásticas relativamente grandes sin que se presente un decremento importante en su resistencia. En aplicaciones sísmicas estas características pueden ser suficientemente desarrolladas por anclas largas para dotar algo de capacidad de disipación de energía. Es también una forma de medir la capacidad de un sistema anclado para soportar sobrecargas sin que se presente súbitamente una pérdida de resistencia.
- **Durabilidad.** La resistencia de un sistema de anclas ante los efectos adversos de cambios en las temperaturas y su exposición ante la humedad u otros agentes corrosivos.

Debe ponerse también atención en otros factores como costo, apariencia y facilidad en construcción y facilidad para dar mantenimiento. El comportamiento sísmico de las anclas depende de numerosos parámetros (Comité Euro-Internacional Du Béton, 1994), incluyendo:

- La magnitud de las deformaciones impuestas.
- La dirección de aplicación de las deformaciones (axial, cortante, combinada).
- El estado del concreto que las rodea (agrietado o no, grietas paralelas, perpendiculares o inclinadas con respecto a las anclas).
- La presencia o ausencia del acero de refuerzo del concreto en la cercanía de las anclas.
- El mecanismo de resistencia ante cargas de cada tipo particular de ancla.
- Las características del material del ancla.

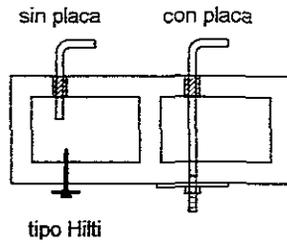


Fig. 2.2 Esquema de diversos tipos de anclaje

3) Recubrimiento de concreto

- sin recubrimiento de concreto, y
- con recubrimiento de concreto.

La figura 2.3 muestra esquemáticamente la sección de un murete sujeto a fuerza de tracción aplicada en su malla con recubrimiento de concreto en una de sus caras y sin él en la otra. En la figura 2.4 se muestran las posibles posiciones de las anclas utilizadas para sujetar la malla de alambre a los muretes.

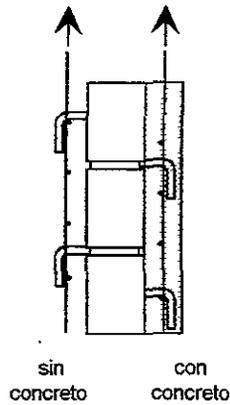
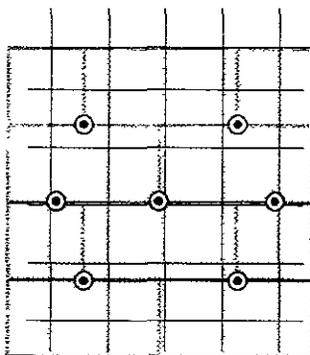
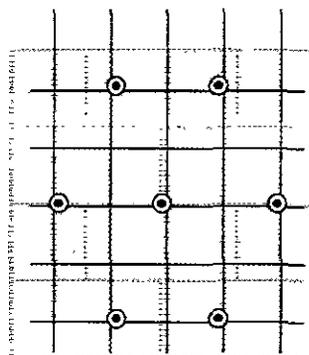


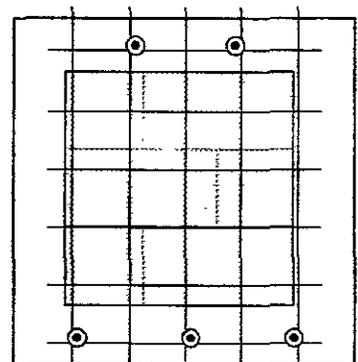
Fig. 2.3 Esquema de murete con y sin mortero



anclaje en Junta de mortero (J)



anclaje en intersección de Alambres (A)



Anclaje en el marco de concreto

Fig. 2.4 Posibles posiciones de anclas en muretes

2.3.1 Características de los Especímenes

En todos los especímenes, se utilizó concreto con resistencia a la compresión $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (24.5 MPa) y mortero tipo II con resistencia a la compresión de cubos de $f'_m = 75 \text{ kg/cm}^2$ (12.3 MPa)

El esfuerzo nominal de fluencia de las barras de acero corrugadas, f_y , fue igual 4200 kg/cm^2 (412 MPa); el esfuerzo de fluencia de las barras lisas que atraviesan el muro diafragma, así como de las placas de acero, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (412 MPa); el esfuerzo nominal de fluencia de las placas así como el de las barras que atravesaron piezas de mampostería, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (248 MPa); el esfuerzo de fluencia nominal de la malla electrosoldada 6x6-4/4, $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (490 MPa).

Las dimensiones de los bloques huecos de concreto fueron $15 \times 20 \times 40 \text{ cm}$. Su resistencia a la compresión, f'_p , fue de 46 kg/cm^2 (4.5 MPa)

Se fabricaron 15 muretes idénticos de dimensiones nominales de $80 \times 80 \text{ cm}$ y tres muretes de $60 \times 60 \text{ cm}$, a los cuales se les construyó posteriormente un marco de concreto de $15 \times 15 \text{ cm}$, armado con cuatro barras del no. 3 (0.95 cm de diámetro) y estribos de barra lisa no. 2 (0.64 cm de diámetro) tipo alambrión, a cada 20 cm.

Se ensayaron cuatro muretes dotados de anclas sin placa hechas con barras de acero corrugado de 1.27 cm de diámetro, dichas anclas fueron preparadas para tener una longitud de anclaje de 6 cm, considerando que la pared del bloque tiene solamente 3 cm de espesor y, cuatro con anclas que atravesaban la pieza y con placa y tuerca en la parte posterior. En ambos casos, la parte sobresaliente del ancla tuvo una longitud de 5 cm, de tal forma que el plano de la malla resultó separado cerca de 4 cm desde la cara de los bloques

Por otro lado, se ensayaron cinco muretes usando conectores Hilti ZF-72-P8S36, de 72 mm de longitud y 3.7 mm de diámetro, para su colocación se utilizó la herramienta Hilti DXE72 (tipo pistola). Se determinó por razones constructivas que los clavos Hilti se aplicaran exclusivamente en las intersecciones de los alambres, por lo que sólo en uno de los especímenes se buscó que las mismas coincidieran con las juntas de mortero entre piezas de mampostería. Para mantener a la malla sujeta, pero separada del muro, se utilizaron varios tipos de separadores, de los cuales el más adecuado resultó un trozo de tubo cuadrado con lámina de 1.5 mm, perforado lateralmente por el propio clavo. Para identificar con facilidad las características de cada uno de los muretes construidos y ensayados se utilizó la siguiente notación:

- | | | | |
|-----------|--------------------------------|-----------|--------------------------------|
| <i>SP</i> | sin placa | <i>J</i> | en la junta de mortero |
| <i>CP</i> | con placa (atraviesa la pieza) | <i>A</i> | en la intersección de alambres |
| <i>SC</i> | sin concreto | <i>MM</i> | murete con marco de concreto |
| <i>CC</i> | con concreto | | |

Tabla 2.1 Notación de los Muretes y sus Características

| Murete No. | Nombre | Tipo de Conector | Posición | Marco de concreto | Aplanado de concreto | Número de caras usadas | Notas |
|------------|----------------|------------------|----------|-------------------|----------------------|------------------------|---------------------------------------|
| 1 | SP-A-SC | SP | A | no | no | 2 | 7 anclas por cara |
| 2 | SP-J-SC | SP | J | no | no | 2 | 7 anclas por cara |
| 3 | SP-A-CC | SP | A | no | sí | 2 | 7 anclas por cara |
| 4 | SP-J-CC | SP | J | no | sí | 2 | 7 anclas por cara |
| 5 | CP-A-SC | CP | A | no | no | 1 | 5 anclas con placa |
| 6 | CP-A-CC | CP | A | no | sí | 1 | 5 anclas con placa |
| 7 | CP-J-CC1 | CP | J | no | sí | 1 | 5 anclas con placa |
| 8 | CP-J-CC2 | CP | J | no | sí | 1 | 5 anclas con placa |
| 9 | SA1 | Ninguno | --- | no | sí | 1 | sin anclajes |
| 10 | SA2 | Ninguno | --- | no | sí | 1 | sin anclas y con impurezas |
| 11 | HIL-A-SC | HIL | A | no | no | 2 | conectores Hilti |
| 12 | HIL-J-SC | HIL | J | no | no | 2 | |
| 13 | HIL-A-Sep1-SC | HIL | A | no | no | 2 | |
| 14 | HIL-A-Sep2-SC | HIL | A | no | no | 2 | |
| 15 | HIL-A-CC | HIL | A | no | sí | 1 | Plástico entre murete y recubrimiento |
| 1 | MM-3-SC, y CC | # 3 | Marco | sí | en una cara | 2 | |
| 2 | MM-4-SC, y CC | # 4 | Marco | sí | en una cara | 2 | |
| 3 | MM-HIL-SC y CC | HIL | Marco | sí | en una cara | 2 | |

2.3.2 Marco de Carga

El marco de carga usado se muestra en la figura 2.5. Su diseño se realizó con el propósito de que la tracción aplicada sobre cada uno de los alambres verticales de la malla anclada a una de las caras del murete fuera uniforme. De esa manera, mientras el murete se mantenía sujeto contra la losa de reacción, se aplicaba la tracción a la malla. Para lograr una acción uniforme sobre los alambres, se adaptó un mecanismo tipo pantógrafo (no mostrado en la figura) que garantizó que el dispositivo de sujeción y tracción de alambres se mantuviera siempre paralelo a la horizontal. El marco de carga que se muestra en la figura 2.5, funcionó adecuadamente para el ensaye de muretes sin concreto. Sin embargo para los modelos con recubrimiento de concreto, la resistencia de los mismos resultó muy superior a la suma de las resistencias de los alambres sometidos a tensión. Por lo cual se decidió realizar un segundo tipo de ensaye al que se le llamó de cortante directo.

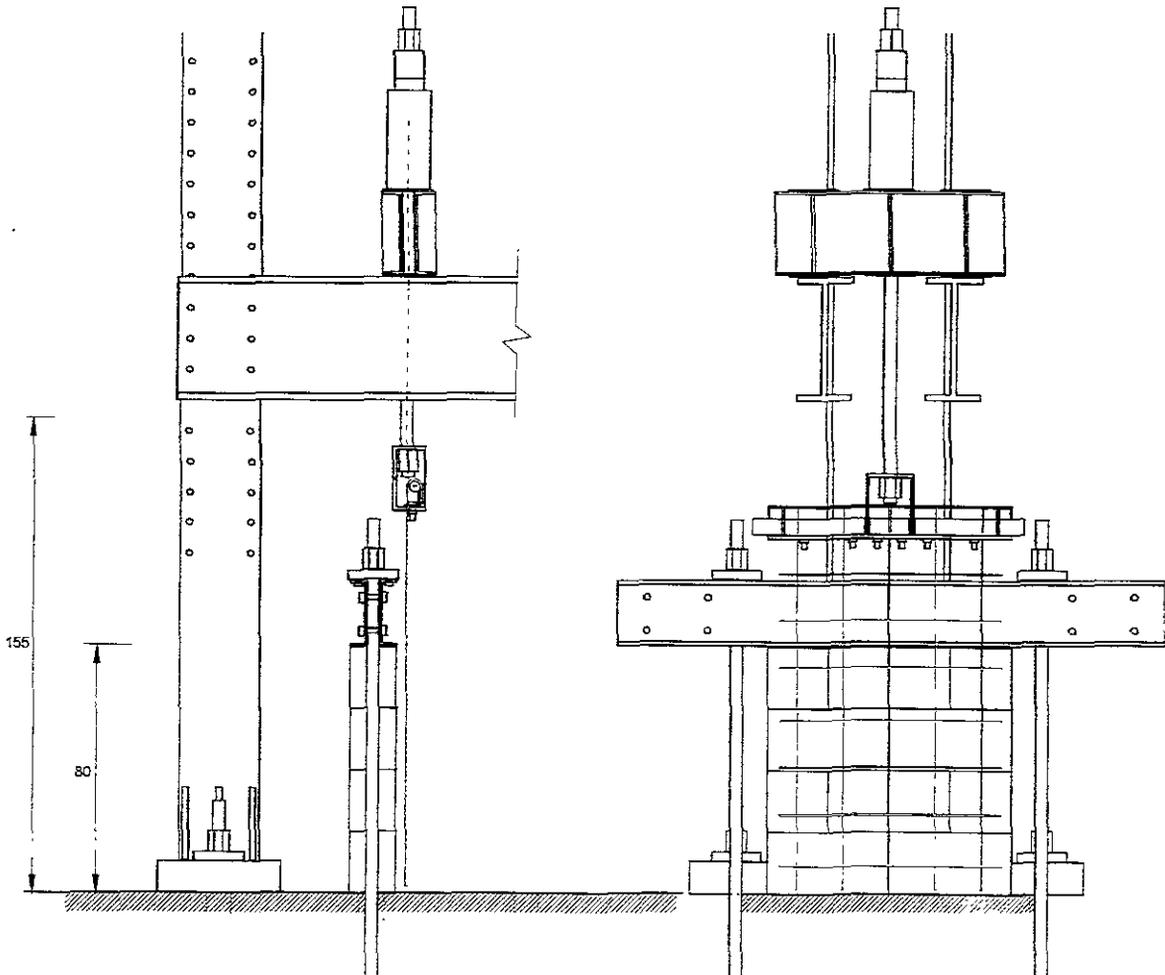


Fig. 2.5 Marco de carga en pruebas de tracción

2.3.3 Instrumentación

Todas las pruebas de tracción que fueron realizadas a los muretes, fueron instrumentadas mediante una celda de carga y un transductor de desplazamiento de 10 cm de carrera de vástago para registrar la carga aplicada y las deformaciones causadas a la probeta, respectivamente.

2.3.4 Ensayes a Cortante Directo

Como se mencionó con anterioridad, en las pruebas de tracción aplicada a la malla en muretes con recubrimiento del concreto, no pudo lograrse que los anclajes trabajaran ni que la fuerza de adherencia se desarrollara hasta su máxima capacidad, pues siempre se presentó el rompimiento de los alambres verticales de la malla, mismos sobre los cuales se aplicaba directamente la tracción. Debido a lo anterior se realizaron ensayos a cortante directo, de tal forma que se obligara a los especímenes a fallar en la superficie entre el murete de bloque y el aplanado de concreto. El concreto empleado en los aplanados de los muretes tuvo una resistencia media de $f'_c = 220 \text{ kg/cm}^2$.

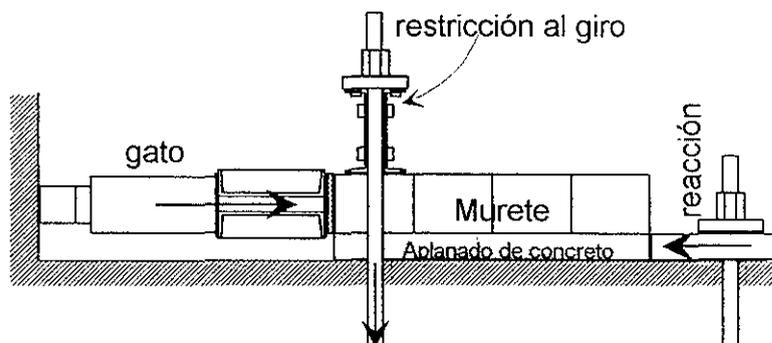


Fig. 2.6 Dispositivo de aplicación de cortante directo

2.4 RESULTADOS

Durante todas las pruebas realizadas, se llevó a cabo el registro fotográfico y, en ocasiones, en video del comportamiento de los especímenes. Se puso especial atención en la forma de falla de las anclas y su interacción con las piezas de mampostería circundantes a ellas. Con respecto a las pruebas de cortante directo, al finalizar cada prueba, se llevaron a cabo inspecciones para determinar la forma de falla en la entrecara concreto mampostería de los especímenes ensayados.

A continuación se incluyen resultados cualitativos y cuantitativos, obtenidos en las distintas pruebas realizadas.

2.4.1 Muretes sin Placa ni Recubrimiento de Concreto

Los anclajes denominados SP (sin placa) fueron fabricados con barras corrugadas del n° 4. En los casos en que el ancla quedó en medio del bloque y no en las juntas, el único contacto ancla-bloque fueron los 3 cm de espesor de la pared del bloque. En todos los casos, las anclas sin placa se extrajeron del murete aplastando la pared de las piezas y sin daño alguno en las barras.

En el murete *SP-J-SC-1*, sólo tres de los anclajes centrales se encontraban apoyados en alambres horizontales. Los tres restantes se sujetaban a los alambres verticales de la malla mediante amarres de alambre recocido. Se observó que al comenzar a aplicar la carga, todos los anclajes se encontraban trabajando debido a los amarres con alambre recocido; al alcanzar las 0.5 t, se presentó deslizamiento en dichos amarres: al seguir aumentando la carga, sólo trabajaba uno de los anclajes, el cual se encontraba al centro del murete. Así, al alcanzar la carga máxima de 0.98 t, el tabique comenzó a aplastarse; después de presentarse una caída en la magnitud de la carga (por deslizamiento de los amarres), los restantes dos anclajes centrales comenzaron a trabajar hasta que se produjo el aplastamiento del tabique alrededor de los anclajes al alcanzar 0.96 t.

En el ensayo del espécimen *SP-J-SC-2*, al igual que en el caso anteriormente reseñado, trabajaron únicamente los tres anclajes centrales que sí se encontraban apoyados en algún alambre horizontal de la malla. La

falla se debió al aplastamiento de la zona de bloque alrededor de dos de los anclajes y por desprendimiento de la pared del bloque para el tercero de los anclajes.

Al ensayar el espécimen *SP-AS-C-2*, se presentaron todo tipo de fallas: se desprendieron dos anclajes de la malla de alambre; la soldadura de dos alambres horizontales de la malla, falló, permaneciendo intactos los anclajes correspondientes, y dos anclajes se salieron del bloque previa falla por aplastamiento.

2.4.2 Murete con Placa sin Recubrimiento de Concreto

Los anclajes denominados CP (con placa), se fabricaron con barras de acero estructural A-36. Éstas atravesaban a las piezas de mampostería y, en la cara posterior, eran fijadas por medio de una tuerca contra una placa.

Al ensayar el modelo *CP-A-SC*, uno de los anclajes ese desprendió de la malla. Los cuatro restantes trabajaron satisfactoriamente hasta plastificarse por flexión, sin dañar a las piezas de mampostería. Aunque el esfuerzo de fluencia medido de este tipo de acero era menor al de las anclas sin placa (que no atravesaban), el mejor comportamiento del anclaje se debió al apoyo que mostró la barra en ambas paredes del bloque reduciendo los esfuerzos provocados por la flexión impuesta, sin embargo, la presencia de la placa posterior no manifestó influencia alguna en el trabajo del ancla

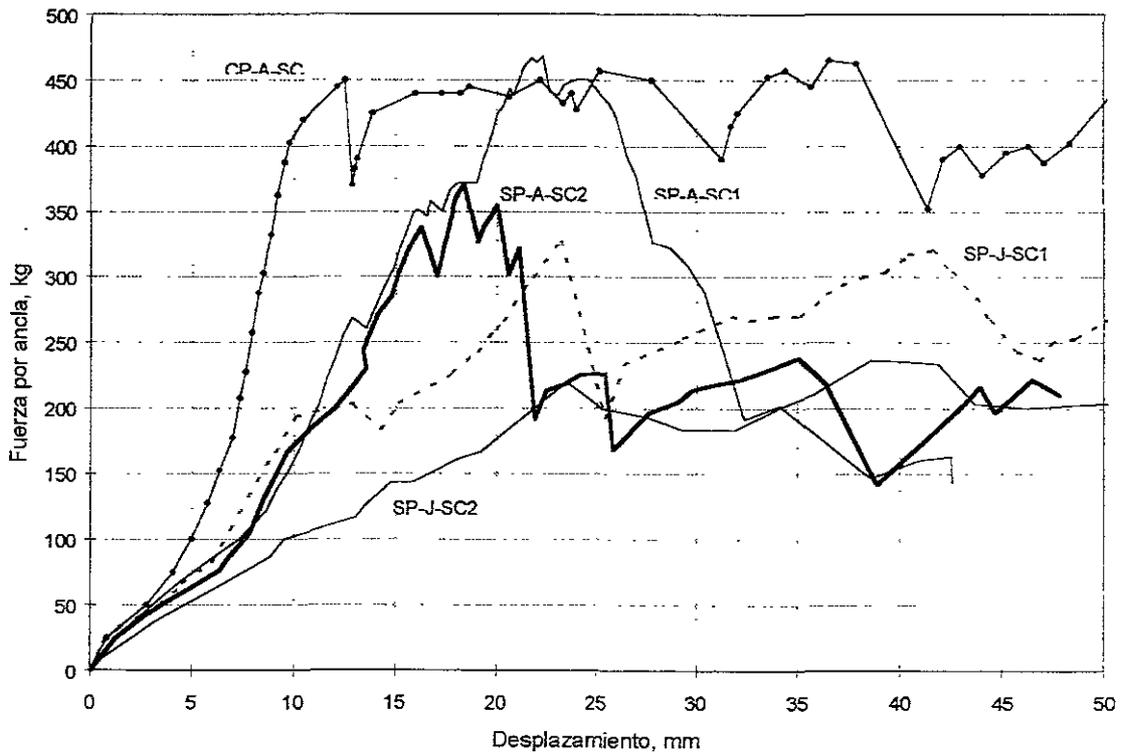


Fig. 2.7 Gráfica fuerza-desplazamiento de los anclajes con y sin placa, y sin muro de concreto

2.4.3 Muretes con Recubrimiento de Concreto

En este grupo se clasifican los tanto los muretes cuyas anclas incluían placa como los que no. Esto es porque en todos los casos la falla (rotura), se presentó en los alambres verticales, cuyo esfuerzo promedio a la falla fue de 6500 kg/cm^2 . La falla se presentó en distintas zonas de los alambres verticales sobre los que se aplicó la tracción.

En ningún caso se vio afectada la superficie de entrecara entre los muretes y su recubrimiento de concreto, es decir, la fuerza de adherencia en esa zona resultó mucho mayor que la resistencia a tensión de los alambres de la malla.

Es importante establecer que el mismo comportamiento fue observado también en el espécimen SA, el cual no tenía ningún tipo de anclaje, únicamente presentaba el recubrimiento de concreto con la malla ahogada a la mitad de su espesor, lo cual nos permite establecer que en el caso de los muretes con recubrimiento de concreto, los anclajes no trabajaron

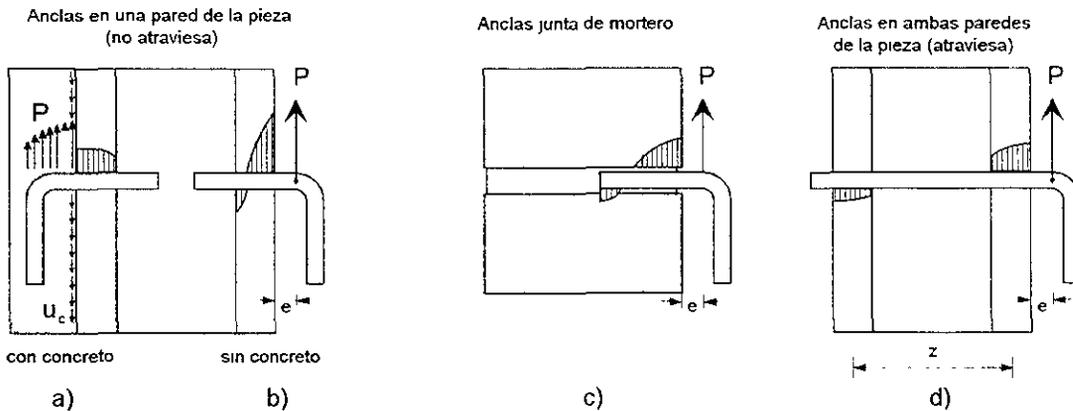


Fig. 2.8 Trabajo de anclas en muretes

2.4.4 Muretes con Marco de Concreto

Para aquellos muretes de mampostería confinados por un marco de concreto, utilizados como complemento de las pruebas de anclajes en mampostería, se utilizaron tres variantes

- 1) conectores de barra de 0.95 cm de diámetro, MM-3-SC
- 2) conectores de barra de 1.27 cm de diámetro, MM-4-SC
- 3) conectores Hilti de 7.2 cm de longitud, MM-HIL-SC

Las anclas hechas con barras corrugadas se adherieron con resina epóxica en un barrenos de 6 cm de profundidad, previamente perforados en el elemento de concreto.

Tabla 2.2 Especímenes con anclaje en el marco de concreto y sin recubrimiento

| Especímen | Tipo de falla | Carga por conector, kg |
|-----------|----------------------------------|------------------------|
| MM-3-SC | Fluencia por flexión del ancla | 695 |
| MM-4-SC | Alambres de la malla | 570 |
| MM-HIL-SC | Deformación excesiva del anclaje | 490 |

La resistencia de las anclas de 1.27 cm (MM-4-SC) pudo ser mayor de no haber fallado la malla que se usó para aplicar la fuerza

2.4.5 Muretes con Conectores Hilti

Se probaron primero dos tipos de murete cuyo sistema de anclaje fue el de conectores Hilti y que no contaron con recubrimiento de concreto. Una primera serie en la cual no se utilizaron separadores de ningún tipo, de tal forma que la malla se mantuvo contigua al muro y; una segunda serie, en la cual se utilizaron separadores del tipo descrito con anterioridad, para mantener a la malla separada del muro.

También se construyó y ensayó un espécimen al cual se ancló la malla utilizando conectores Hilti con separador, y se le coló un recubrimiento de concreto. Tomando en cuenta las experiencias anteriores y, con la intención de conocer el trabajo de los conectores sin la presencia de la adherencia entre concreto y mampostería, se decidió colocar una película plástica (polietileno) justo en la superficie de la entrecara en cuestión.

En el caso de los muretes sin separadores, los clavos resistieron el cortante deformándose aproximadamente a 45° con respecto a su eje, siendo parcialmente extraídos. Al estar a punto de alcanzar la resistencia del anclaje, éste se soltó repentinamente perdiendo toda su capacidad resistente.

En los ensayos con anclaje Hilti, con separadores y sin concreto, se obtuvieron valores ligeramente más bajos de resistencia por conector debido a que la fuerza actuó excéntricamente, por la presencia del separador.

Del murete con conectores Hilti y con recubrimiento de concreto, el HIL-A-CC, puede considerarse que la carga registrada, es representativa del trabajo real que realizan los anclajes. La resistencia alcanzada en este ensayo fue de 2260 kg, con siete conectores, lo cual resulta en una resistencia de 323 kg por clavo.

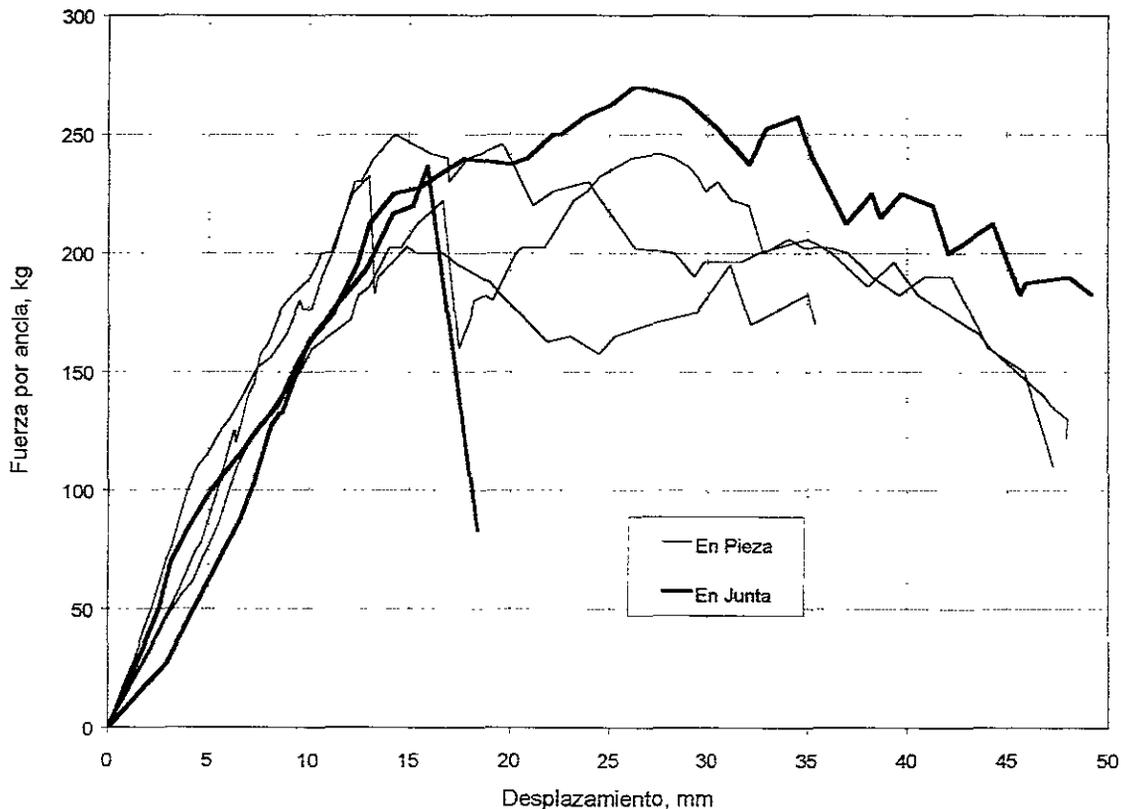


Fig. 2.9 Gráfica fuerza-desplazamiento de las pruebas de anclaje Hilti, sin separador

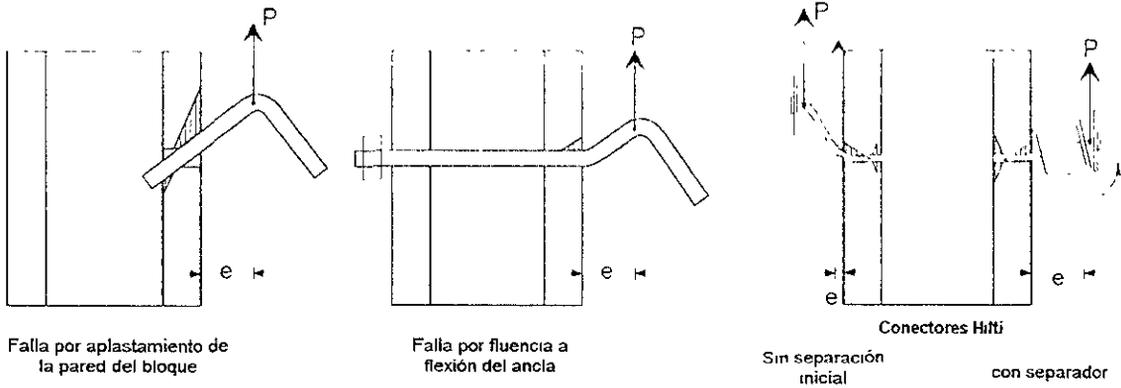


Fig. 2.10 Tipos de falla presentados en los ensayos sin recubrimiento de concreto

2.4.6 Muretes a Cortante Directo

La falla en todos los especímenes sometidos a esta prueba, se presentó al fracturarse las piezas de mampostería en sus paredes interiores normales al plano del murete, mientras que las paredes en contacto con el aplanado permanecieron adheridas a éste. De los resultados obtenidos puede calcularse el esfuerzo de adherencia del concreto a la mampostería como el medido en el murete sin anclas y que fue de $u_c = 19330 / (80 \times 80) = 3 \text{ kg/cm}^2$. Es importante dejar bien establecido que dicho esfuerzo más que el de adherencia (que no logró alcanzarse), fue el máximo esfuerzo cortante que resistieron las piezas.

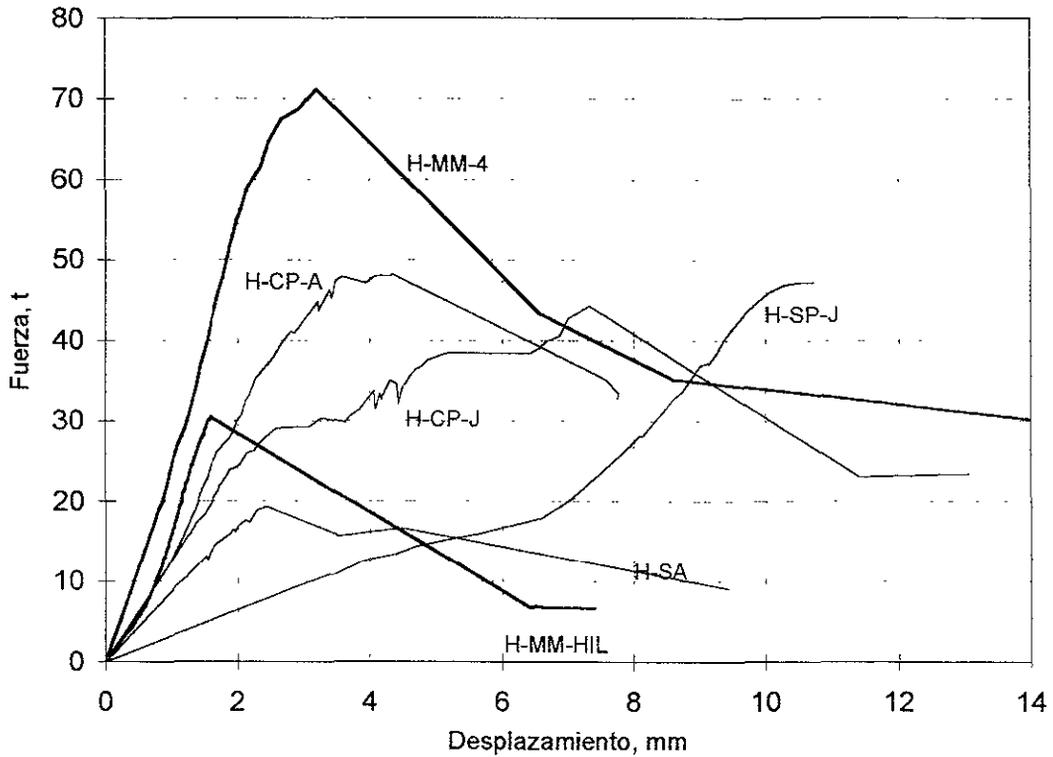


Fig. 2.11 Gráfica fuerza-desplazamiento de la prueba de corte directo en muretes con recubrimiento de concreto

2.5 RESISTENCIA TEÓRICA Y TIPOS DE FALLA

Como se mencionó con anterioridad, los tipos de anclaje utilizados en la primera fase, se dividen en dos grandes grupos: el de barras dobladas a 90°, tipo alcajatas, trabajando como dovelas ya sea con o sin placa posterior y adheridas a la mampostería por medio de resina epóxica, así como clavos marca Hilti, introducidos en el espécimen por medio del impacto generado por la detonación de pequeños cartuchos de pólvora.

Es importante establecer los mecanismos de falla de los distintos sistemas de anclaje, según los tipos de carga a los cuales pueden estar sometidos, así como la resistencia teórica que éstos pueden desarrollar.

2.5.1 Barras Dobradas Tipo Alcajata

Los tipos diferentes de cargas que pueden actuar en un ancla colocada en mampostería o concreto son los siguientes:

- Carga axial de tensión
- Carga axial en compresión
- Fuerza cortante
- Fuerzas axial y cortante combinadas
- Fuerzas cortante y/o de tensión combinadas con momento flexionante

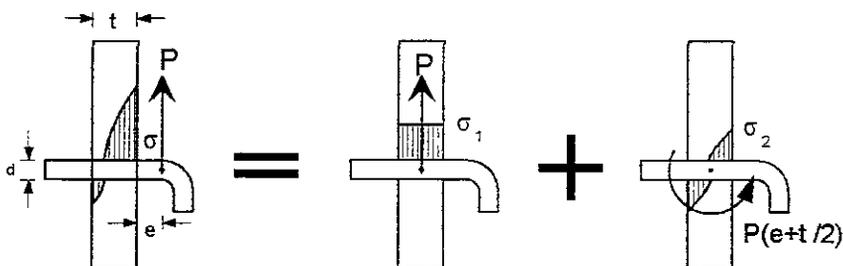


Fig. 2.12 Cargas sobre las anclas

Si sobre las anclas predominara la carga axial a tensión, los tipos de falla que podrían ocurrir son la falla por tensión (fractura) del ancla; la falla en forma de cono del concreto circundante al ancla y; la falla por adherencia entre la resina epóxica y el concreto confinante. Siendo la primera de las mencionadas la más deseable ya que es la que presenta mayor ductilidad. Sin embargo, al desarrollar la etapa de ensayos de que ahora nos ocupamos, se propiciaron fuerzas cortantes entre ancla y mampostería además de momentos flexionantes actuando sobre las anclas. Siendo así, los mecanismos de falla que podían presentarse en el caso de los muretes sin recubrimiento de concreto, cuyas características se detallan más adelante, incluyen uno o la combinación de varios de los siguientes mecanismos:

- Fractura de la malla en alambres verticales
- Fractura de la soldadura entre alambres horizontales y verticales
- Falla por aplastamiento de la pieza de mampostería
- Falla del ancla por cortante o flexión.

Se añade a las anteriores, la posibilidad de falla por deslizamiento en la entrecara concreto-mampostería en el caso de aquellos muros con recubrimiento de concreto.

2.5.1.1 Falla por aplastamiento de la pieza de mampostería

Si el conector es suficientemente rígido y resistente, entonces el material más débil del conjunto recubrimiento de concreto-conector-pieza de mampostería será esta última. Se han considerado cuatro posibles casos de falla por aplastamiento de la mampostería por el conector. Si se acepta que el esfuerzo generado por el conector sobre la pared del bloque puede analizarse como una distribución constante de esfuerzos bajo el diámetro de la barra, se pueden establecer ecuaciones del cálculo de la resistencia de un conector, las cuales se incluyen con cada uno de los modelos de falla presentados en esta sección.

- a) Esfuerzo uniforme sobre la pared de la pieza cuando el conector está restringido al giro (no hay momento flexionante). En el presente caso, puede realizarse un análisis simplificado suponiendo que la resistencia del anclaje es provista por el aplastamiento ante una distribución uniforme de esfuerzos en la zona de apoyo del conector. Su ecuación de resistencia es:

$$P = \sigma t d \tag{2.1}$$

- b) El conector no atraviesa y se apoya en una sola pared del bloque. En esta situación, la fuerza cortante y el momento flexionante tendrán que ser resistidos por una sola pared del bloque, lo cual genera concentraciones importantes de esfuerzos que conducen al aplastamiento en las caras exteriores de la pieza.

$$P = \frac{\sigma t d}{(4 + 6e/t)} \tag{2.2}$$

- c) El conector se coloca en la junta de mortero con apoyo de las paredes transversales del bloque en toda su longitud. Éste mecanismo puede analizarse como una variante del caso anterior, considerando que el espesor de apoyo es la longitud del conector que permanece dentro del muro. Puede utilizarse la ecuación 2.2.
- d) El conector atraviesa apoyándose contra ambas paredes del bloque. Con fines analíticos, esta situación puede interpretarse simplificada, de manera similar que las anteriores. Si la barra es suficientemente rígida y resistente, ésta se apoyará tanto en la cara anterior como en la posterior. El aplastamiento se presentará en la pared de la pieza del lado de la carga. Debido a la distribución de los esfuerzos, este apoyo genera menores esfuerzos en la pared del bloque que los anteriores casos por lo que la resistencia final será mayor. La resistencia puede calcularse como:

$$P = \frac{\sigma t d}{\left(1 + \frac{e + t/2}{z}\right)} \tag{2.3}$$

En las ecuaciones anteriores

- σ esfuerzo de aplastamiento de la pared del bloque;
- t espesor de la pared del bloque (o la longitud del ancla dentro del bloque para el caso c);
- d diámetro del conector;
- e excentricidad;
- z distancia entre los centros de las paredes del bloque.

2.5.1.2 Falla del ancla por cortante o flexión

Jiménez estudió el comportamiento de anclajes en concreto que sujetan placas o elementos de acero, con el objeto de conocer el trabajo de este tipo de conexiones usadas principalmente en proyectos de rehabilitación de estructuras existentes (Jiménez, 1993). Expresó la resistencia a cortante de las mismas en la siguiente forma:

$$V_n = \alpha A_s f_y \tag{2.4}$$

donde V_n es la fuerza cortante de falla; A_s es el área de la sección transversal del conector; f_y es el esfuerzo de fluencia del acero del conector y; el valor del factor α , se considera igual a 0.55, tal como lo sugiere el ACI 349R-85 para conexiones entre acero y concreto.

La falla por flexión del ancla puede presentarse si se cuenta con una separación entre la malla y el muro. Por ejemplo, los casos en los cuales se genera una separación entre el recubrimiento y la mampostería.

El momento plástico de barras circulares puede calcularse como $M_p = Z f_y$; donde Z es el módulo de sección plástico que es aproximadamente $Z \cong d^3/6$. Por lo tanto, la ecuación aplicable a un conector en voladizo es la siguiente:

$$P = \frac{d^3 f_y}{6e} \tag{2.5}$$

En la condición común, el concreto del recubrimiento (muro) que rodea a la barra le proporciona una restricción de desplazamiento y de giro como ocurre en un empotramiento (figura 2.12). La restricción a girar evita que se presente la falla del ancla por flexión como voladizo expresada en la ecuación 2.5. Sin embargo, si ocurre una separación entre el aplanado y el muro la fuerza cortante resistente en la barra estaría dada por la plastificación a flexión como resistencia por dovela, y se calcularía según la expresión 2.6.

$$P = \frac{2M_p}{e_1} = \frac{d^3 f_y}{3e_1} \tag{2.6}$$

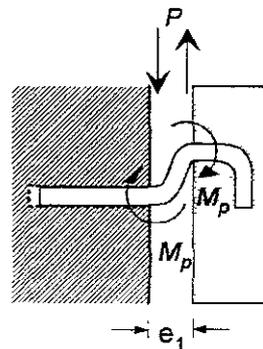


Fig. 2.13 Flexión en doble curvatura de una barra

2.5.2 Conectores Hilti

En el Manual Hilti (Hilti, 1997), se presenta el valor teórico de sus conectores. Se listan las resistencias de dicho producto presentando los esfuerzos de trabajo admisibles, a los cuales les fue aplicado un factor de seguridad igual a 3.

La resistencia del conector ZF de 3.7 mm de diámetro, penetrando 31 mm es.

- en concreto con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - Admisible a tensión: 63 kg (0.62 kN)
 - Admisible a cortante: 79.5 kg (0.78 kN)
- en bloques huecos de concreto
 - Admisible a tensión: 16 kg (0.16 kN)
 - Admisible a cortante: 30 kg (0.29 kN)

- en juntas de mortero

| | |
|----------------------|-------------------|
| Admisible a tensión | 20 4 kg (0 20 kN) |
| Admisible a cortante | 31 6 kg (0 31 kN) |

Considerando el factor de seguridad usado, puede decirse cuál sería la carga de falla. A cortante, esta carga resultaría de 239, 90 y 95 kg para colocación en concreto, bloque hueco y junta de mortero, respectivamente

2.6 RESUMEN DE RESULTADOS

En la tabla 2.3, se resumen las resistencia totales y las atribuidas a cada conector en los especímenes sin concreto.

Los especímenes con recubrimiento de concreto se ensayaron a cortante directo obteniéndose los resultados presentados en la tabla 2.4. La denominada carga efectiva de las anclas se tomó restando a la resistencia medida una fuerza calculada con el esfuerzo de adherencia obtenido en el espécimen sin anclaje (H-SA), que fue de 3 kg/cm².

Tabla 2.3 Resumen de resistencias obtenidas de anclas de la mampostería

| Especímen | No. de Conectores | No. efectivo de Conectores | Carga máxima, t | Tipo de falla | Carga por conector, kg | Carga máxima/ No. efectivo de Conectores |
|---------------|-------------------|----------------------------|-----------------|---------------|------------------------|--|
| SP-J-SC1 | 7 | 3 | 0.98 | Aplastamiento | 327 | 0.33 |
| SP-A-SC1 | 7 | 6 | 2.81 | Aplastamiento | 468 | 0.47 |
| SP-J-SC2 | 7 | 3 | 0.71 | Aplastamiento | 237 | 0.24 |
| SP-A-SC2 | 7 | 6 | 2.23 | Aplastamiento | 372 | 0.37 |
| CP-A-SC | 5 | 4 | 1.86 | Flexión barra | 465 | 0.47 |
| HIL-A-SC1 | 4 | 4 | 0.93 | Extracción | 233 | 0.23 |
| HIL-A-SC2 | 5 | 5 | 1.25 | Extracción | 250 | 0.25 |
| HIL-A-SC3 | 5 | 5 | 1.21 | Extracción | 242 | 0.24 |
| HIL-J-SC1 | 3 | 3 | 0.71 | Extracción | 237 | 0.24 |
| HIL-J-SC2 | 4 | 4 | 1.08 | Extracción | 270 | 0.27 |
| HIL-A-Sep-SC1 | 5 | 5 | 0.2 | Extracción | 40 | 0.04 |
| HIL-A-Sep-SC2 | 5 | 5 | 0.41 | Extracción | 82 | 0.08 |
| HIL-A-Sep-SC3 | 5 | 5 | 0.66 | Extracción | 132 | 0.13 |
| HIL-A-Sep-SC4 | 5 | 5 | 0.58 | Extracción | 116 | 0.12 |

Tabla 2.4 Resultados de los ensayos de anclaje en pruebas a cortante directo

| Especímen | Carga máx., t | Carga efectiva por ancla, t | No. de anclas | Carga por ancla, kg |
|-----------|---------------|-----------------------------|---------------|---------------------|
| H-SA | 19.3 | 0.0 | 0 | 0 |
| H-CP-A | 48.2 | 28.8 | 5 | 5764 |
| H-CP-J | 44.3 | 25.0 | 5 | 4994 |
| H-SP-J | 47.2 | 27.9 | 7 | 3984 |
| H-MM-4 | 71.2 | 60.3 | 5 | 12063 |
| H-MM-HIL | 30.5 | 11.1 | 8 | 1390 |

Nota: 1 kg = 9.81 N

Las fuerzas por ancla se ven afectadas por la contribución de la adherencia entre el aplanado y el murete

Para estudiar el comportamiento de la adherencia se realizaron ocho pruebas de cortante directo en piezas, cuyo resultado se incluye en el Apéndice de ensayos de materiales, resultando esfuerzos de adherencia de 7 y 16 kg/cm² al usar concretos con $f_c = 265$ y 350 kg/cm² respectivamente (ver figura 2.14). La evidencia experimental muestra que la adherencia del concreto contribuye de forma importante a la carga máxima resistida y a la rigidez. sin embargo, no debe considerarse en el diseño ya que una vez alcanzada la resistencia por adherencia se pierde su contribución de manera prácticamente total. Parece posible predecir, conservadoramente, la resistencia de las anclas como las estudiadas con expresiones como la 2.1 a la 2.3

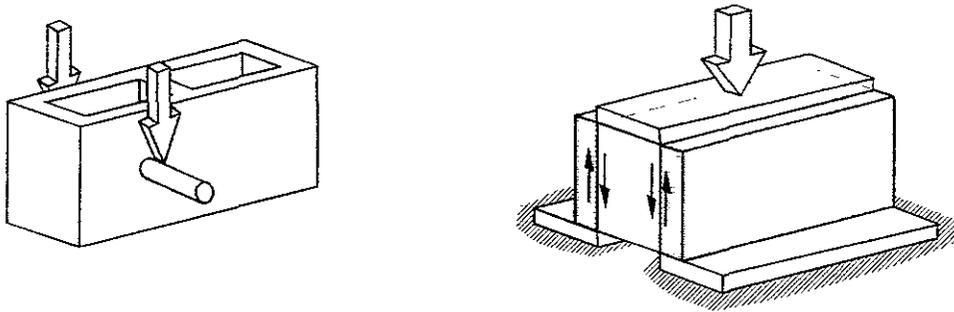


Figura 2.14 Pruebas de aplastamiento de la pared del bloque de adherencia entre el recubrimiento de concreto y la pieza de mampostería

Como se menciona más arriba, la falla en los muretes, más que por adherencia se debió a la fractura de los bloques de mampostería. El uso de anclas que atravesaban la pieza y con placa en la parte posterior mejoró la resistencia al otorgar un mejor apoyo a todo el bloque y restringir la separación del murete en dos puntos. Cuando las anclas atraviesan las piezas, se observó un mejor comportamiento pero. Sin embargo, el uso de la placa posterior encarece la solución y no resulta indispensable para lograr la resistencia requerida ni mejora el comportamiento ante fuerzas en el plano del muro.

Se observó un mejor trabajo de las anclas colocadas en las juntas de mortero que en aquellas que caían en medio de la pieza. La resistencia media de aplastamiento en las paredes del bloque fue de $f_{apl} = 311 \text{ kg/cm}^2$, que es muy superior al esfuerzo neto de aplastamiento en pruebas de compresión de piezas y que fue de 83 kg/cm^2 (ver Apéndice A).

En vista de los resultados de este estudio se podría recomendar para el diseño de los anclajes, considerar un esfuerzo de adherencia que conservadoramente puede variar entre 0.5 y 1 kg/cm^2 . Este esfuerzo deberá calcularse sobre el área del muro cubierta exclusivamente por la mampostería de bloque de concreto. La superficie del muro debe estar libre de pinturas, grasas y otro tipo de recubrimientos.

El efecto de adherencia que la resina epóxica proporciona tendría máxima importancia si se enfrentara ante una fuerza de extracción aplicada al ancla en dirección colineal con su eje, sin embargo, ante una fuerza cortante transversal a su sección y si la perforación previa es sólo un poco mayor al diámetro del ancla, se minimiza la posibilidad de falla mediante este mecanismo. Aún así, el trabajo de la resina epóxica que se observó fue satisfactorio ya que en las fallas donde se extrajo el ancla después de aplastar la mampostería, la resina se mantuvo firmemente adherida a los trozos de tabique o mortero.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUCCIÓN

Al llevar a cabo las pruebas de anclajes en muretes cuyos resultados se presentan en el capítulo anterior, se observó y determinó el comportamiento, resistencia y mecanismo de falla de distintas configuraciones de anclaje - con y sin recubrimiento de concreto - entre la malla de alambre electrosoldado y las piezas de mampostería o la malla y los elementos de concreto que circundan al murete. También se apreció la importancia de la contribución de la adherencia, entre las piezas de mampostería que conforman el murete y su recubrimiento de concreto, a la resistencia ante cargas laterales. Tomando en cuenta los resultados, así como ciertas consideraciones que se expondrán a lo largo del presente capítulo, se decidió construir cuatro especímenes marco-muro. Los cuatro modelos, que representan un prototipo escalado, consistieron en marcos cerrados de concreto estructural, cada uno de ellos relleno por un panel de mampostería sin aberturas hecho de bloques huecos de concreto. Los especímenes fueron densamente instrumentados y se les sometió a una fuerza cortante horizontal reversible aplicada según ciclos a distorsiones de entrepiso crecientes. El tipo de ensaye realizado se conoce como ensaye en voladizo; durante el mismo se aplica la carga horizontalmente en la parte superior del modelo, mismo que se mantiene fijo en su base a la losa de reacción del laboratorio.

A uno de los cuatro muros construidos, se le designó como espécimen de control, se le ensayó como sistema marco-muro sin ningún tipo de refuerzo adicional. Con fines de identificación fue nombrado muro TO (muro Telmex en condiciones Originales)

Los modelos restantes fueron sometidos a la colocación, por una de sus caras, de un "aplanado estructural" de concreto colado en sitio y reforzado con malla de alambre electrosoldado anclada al muro. La variable a estudiar, fue el sistema de anclaje entre el aplanado estructural y el muro diafragma y, con fines de identificación fueron designados como muros TP, TD y TH, con base en las consideraciones que a continuación se presentan.

En el caso de los muros TP y TD, la malla electrosoldada se sujetó al panel de mampostería con anclas fabricadas en la obra. Éstas a su vez fueron introducidas en barrenos practicados en los muros, utilizando resina epóxica para lograr su adherencia. Los especímenes TP y TD, se diferenciaron entre sí por el número y distribución de anclas o conectores entre la estructura original y el aplanado. El modelo TP (muro Telmex con anclas sólo en el Perímetro), contaba con un arreglo de anclas colocadas únicamente en los elementos de concreto correspondientes al marco confinante del muro diafragma, según el arreglo que se describirá con detalle más adelante. El modelo TD (muro Telmex con anclas Distribuidas en el panel), presentó el mismo arreglo perimetral de anclas, además de un arreglo de anclas distribuidas en la superficie del panel de mampostería.

El espécimen TH (muro Telmex anclado con clavos Hilti) presentó, como principal diferencia, la utilización de clavos Hilti en lugar de anclas. Estos clavos penetran en el muro por el impulso de una detonación, por lo cual no necesitan barreno ni adhesivo alguno.

Es objetivo del presente trabajo el análisis a detalle del modelo TP, comparando su comportamiento con el del modelo TH. Debido a ello, a partir de este momento, no se hace referencia detallada acerca de las características de los modelos TO y TD. Esta se puede encontrar en Marcelino (2000).

3.2 CRITERIOS DE DISEÑO

El dimensionamiento de los especímenes estuvo sujeto a las restricciones propias de un laboratorio. El Laboratorio de Estructuras Grandes cuenta con gatos hidráulicos de 50 y de 100 t, por lo que se estimó adecuado limitar la resistencia ante fuerzas horizontales a menos de 100 t para poder usar uno de los gatos mencionados. El diseño estructural de los modelos fue realizado con la finalidad de representar, con la mayor fidelidad posible, las características y condiciones de cuatro proyectos reales de reforzamiento de centrales telefónicas que se utilizaron

como prototipos, lo anterior sujeto a las simplificaciones pertinentes para lograr la construcción en laboratorio y llevar a cabo un desarrollo experimental adecuado a la capacidad del mismo.

Con respecto a los proyectos reales de reestructuración que se emplearon como prototipo por considerarse representativos, las siguientes propiedades de las edificaciones existentes fueron tomadas en cuenta:

- C Coeficiente sísmico para estructuras del grupo B (según el RCDF 87);
- Q Factor de comportamiento sísmico;
- N Número de niveles;
- H Altura de entrepiso promedio y ;
- L Claros entre columnas de la estructura principal.

Y de las soluciones de reestructuración empleadas influyeron las siguientes características:

- Si hubo o no encamisado de columnas;
- El espesor $-t-$ del aplanado de concreto;
- La denominación de la malla electrosoldada utilizada como refuerzo del aplanado estructural y características de colocación y ;
- Tipo y cantidad de anclas, así como la técnica empleada en ello.

De los proyectos prototipo seleccionados, el primero en ser analizado consistió en un edificio de tres niveles con claros de 5 y 6 m a ejes de columnas y alturas de entrepiso de 3.1 m, en promedio. Las columnas eran de 36 x 48 cm, de sección circular de 50 cm de diámetro, así como traveses de 60 cm de peralte. Esta estructura se reforzó con muros diafragma de mampostería confinada de tabique de arcilla, cuyos castillos y dalas se anclaron a los marcos existentes. A estos paneles se les adosó malla electrosoldada 6x6-10/10 y un recubrimiento de concreto de 4 cm a ambos lados, con una resistencia a la compresión $f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$ (20 MPa).

La malla electrosoldada se ancló al muro de mampostería mediante barras lisas de acero del no. 2 (0.63 cm de diámetro, tipo "alambrón"), que se colocaron a cada 30 cm traspasando el muro y amarrándose a la malla de ambos lados. Además se usaron clavos de 7.6 cm de longitud para fijar la malla y dejar una separación de 2 cm con el muro. Los castillos perimetrales se anclaron a las columnas y traveses mediante barras del no. 4 (1.27 cm) colocadas mediante resina epóxica en una perforación previa. El refuerzo se colocó solamente en algunas crujeías, y en las demás se proyectó desligar los muros. Algunos detalles del refuerzo se presentan en la figura 3.1.

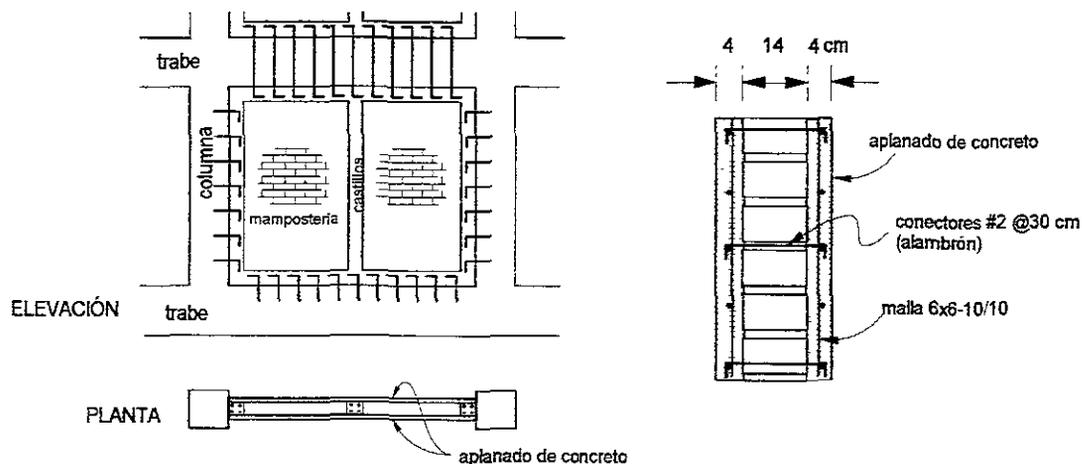


Figura 3.1 Detalles del refuerzo del proyecto no. 1

El segundo proyecto tipo fue una estructura de 5.3 m de altura, que representa un solo nivel en una parte y dos niveles en la zona de oficinas (entrepiso intermedio a 2.65 m). Los claros fueron de 4.5 m en la dirección larga y de 6 y 10 m en la dirección transversal del edificio. Las columnas principales eran de 35x50 cm y con dimensiones de 30x80 cm en algunas traveses. Los marcos de colindancia y algunos intermedios estaban rellenos

con muros de bloque hueco de concreto. El refuerzo consistió en la construcción de muros de concreto por un solo lado de los muros construidos en algunas de las crujeas y adosado al exterior de los marcos en la mayoría de los casos.

El refuerzo del recubrimiento consistió de malla electrosoldada 6x6-2/2 conectadas al muro de mampostería mediante barras lisas de acero de 1.27 cm de diámetro colocadas a cada 80 cm en la dirección horizontal y a cada 40 cm en la vertical. Estas barras atravesaban el muro de bloque y se sujetaban tras él mediante placas de acero y tuercas en el extremo roscado de las barras. Las tuercas se soldaron después del apriete. Dentro de la zona del recubrimiento, las barras estaban ancladas mediante un gancho de 90°, en forma de alcañatas. El muro de concreto tuvo un espesor de 9 cm y una resistencia de diseño a la compresión de $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Para la conexión de la malla con las columnas y trabes se usaron barras del no. 4 (1.27 cm) ancladas a cada 40 y 45 cm mediante resina epóxica en barrenos de 15 cm. En la figura 3.2 se presentan algunos detalles.

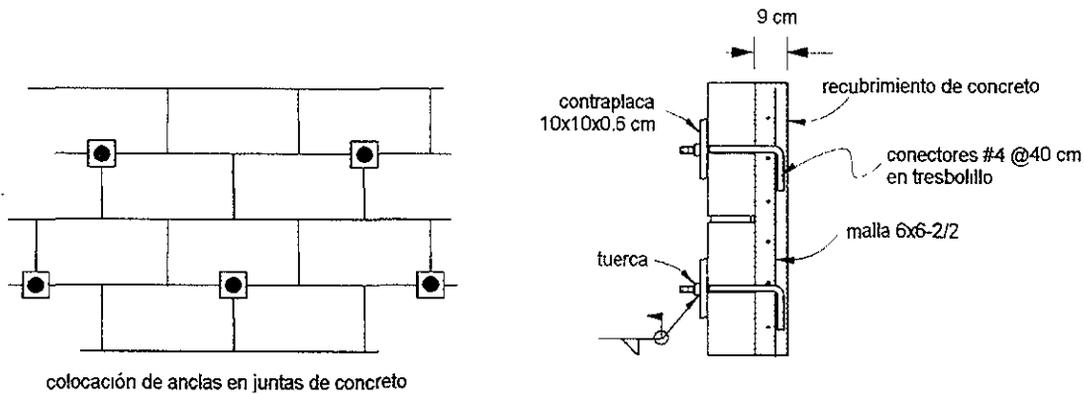


Figura 3.2 Detalles del refuerzo del proyecto no. 2

En tercera instancia se estudió una edificación de cuatro niveles con altura media de entrepiso de 5.1 m y claros de 6.8 m. La sección de las columnas originales fue de 45x45 cm. Se contaba con muros de bloque hueco de concreto relleno en los marcos de colindancia. La reestructuración se diseñó con la construcción de recubrimientos de concreto sobre los paneles de bloque en los marcos exteriores. En el caso de uno de los marcos de colindancia el muro se coló con cimbra por la parte interior del inmueble, mismo que trabajará como muro diafragma al estar construido por el interior de columnas (en el eje del marco). En el marco exterior contrario se adicionaron los recubrimientos por la parte externa de los marcos, anclados a las columnas y trabes y con la construcción de algunos castillos y dadas. Algunas de las columnas fueron encamisadas con concreto.

El aplanado de concreto tuvo 10 cm de espesor, resistencia $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$ y fue reforzado mediante malla electrosoldada 6x6-4/4. El anclaje de la malla fue únicamente a los elementos de concreto como columnas, trabes y castillos, y se realizó mediante barras de refuerzo colocadas con resina epóxica en perforaciones a cada 60 cm en trabes y 50 cm en columnas. Se usaron barras del no. 3 (0.95 cm de diámetro) como anclaje a los castillos, y del no. 4 y no. 5 (1.27 y 1.6 cm) en los elementos de marcos; las perforaciones se hicieron con profundidades de 10 cm y 13 cm (figura 3.3)

Finalmente, se consideró otro proyecto que constaba de una estructura de dos niveles, con altura de entrepiso de 4.6 m y claros de 4.3 m a ejes de columnas. Los marcos de la periferia cuentan con muros de tabique que rodean a las columnas por un lado como se esquematiza en la figura 3.4. Por lo tanto, el recubrimiento de concreto no tuvo contacto con las columnas.

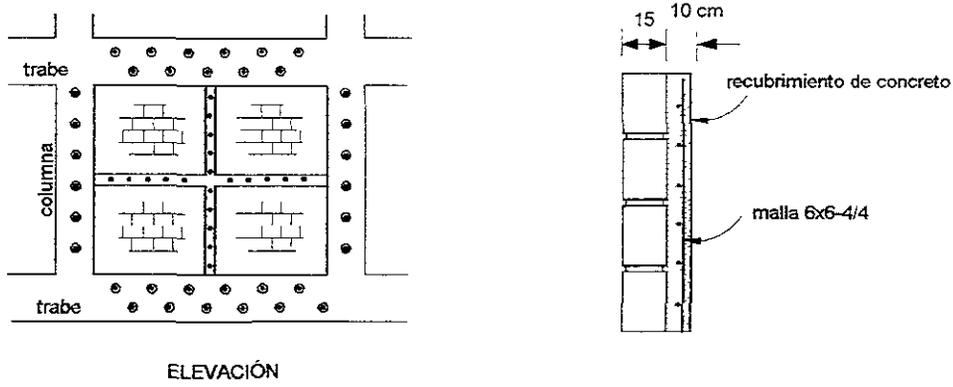


Figura 3.3 Detalles del refuerzo del proyecto no. 3

La rehabilitación se hizo mediante malla electrosoldada de varios tamaños (6x6-1/1, 6x6-4/4, 6x6-6/6), sujetas mediante alcayatas de 10 cm (4 pulgadas) clavadas en el muro. El recubrimiento tuvo espesores de 5 a 10 cm por un solo lado, con concreto de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

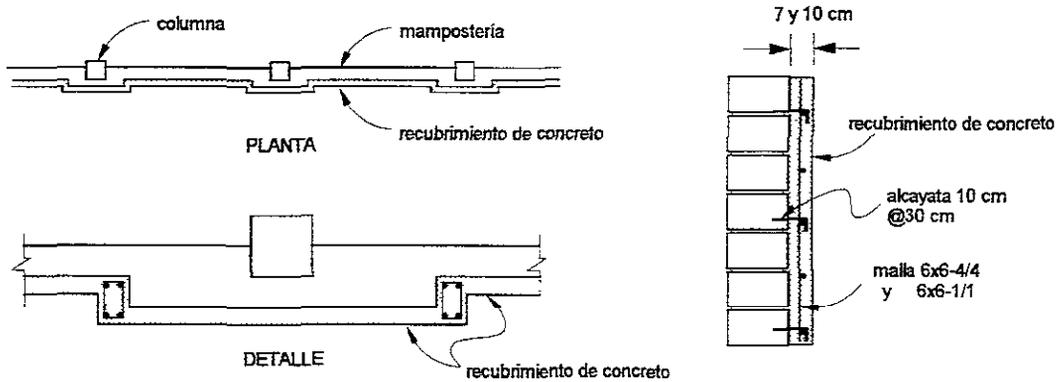


Figura 3.4 Detalles del refuerzo del proyecto no. 4

De los anteriores proyectos se han descrito algunas de las características principales, y que se resumen en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Características de los proyectos tipo estudiados

| Proyecto | C | N | H, m | L, m | Col. Cm | Trabe, cm | Encamisado | t, cm | Malla | Ancias |
|----------|------|---|------|------|---------|-----------|------------|-------|--------------------|--|
| 1 | 0.32 | 3 | 3.3 | 5 | 36x48 | 30x60 | No | 4 + 4 | 2 lados, 6x6-10/10 | #2@30, atraviesa, y clavos de 3". Resina en el concreto |
| 2 | 0.86 | 1 | 5.3 | 4.5 | 35x50 | 30x80 | Sí | 9 | 6x6-2/2 | #4@40 con contraplaca en el bloque, @50,60 con resina en el concreto |
| 3 | 0.32 | 4 | 4.9 | 6.75 | 45x45 | 30x80 | Sí | 10 | 6x6-4/4 | #5, #4 y #3 @40,50,60 sólo en marco y castillos |
| 4 | 0.4 | 2 | 4.6 | 4.25 | 25x25 | | No | 10, 7 | 6x6-1/1, 6x6-4/4 | alcayatas no. 3/4" @ 30 |

- c = Coeficiente sísmico bruto de diseño.
- N = Número de niveles.
- H = Altura de entepiso en planta baja.
- L = Distancia entre ejes de columnas de la estructura principal.
- Col, trabe Indican las dimensión de columnas y trabes predominantes en planta baja.
- t = Espesor del aplanado de concreto.
- malla Denominación de la malla electrosoldada.
- anclas Tipo de ancla y separación.

3.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

A partir de la evaluación de los proyectos estructurales revisados, se construyeron cuatro especímenes marco-muro utilizando el mismo diseño, encaminado a propiciar una falla por corte, para evaluar la efectividad de este tipo de refuerzo. Cada modelo estaba compuesto por un marco de concreto reforzado de 3 m de ancho por 3 m de altura medidos a ejes de elementos. Los marcos fueron desplantados sobre vigas de cimentación de 80 cm de ancho por 50 cm de peralte. Las dimensiones y armados de dichas vigas se determinaron de modo que se garantizara un empotramiento de la base de los modelos, así como que fueran lo suficientemente resistentes ante las máximas demandas de carga axial, cortante y momento flexionante que se anticiparon.

La sección transversal de las columnas, resultó de 28 x 28 cm; la de las traveses superiores, de 28 x 37 cm y, la de las traveses inferiores, de 28 x 15 cm (figura 3.5).

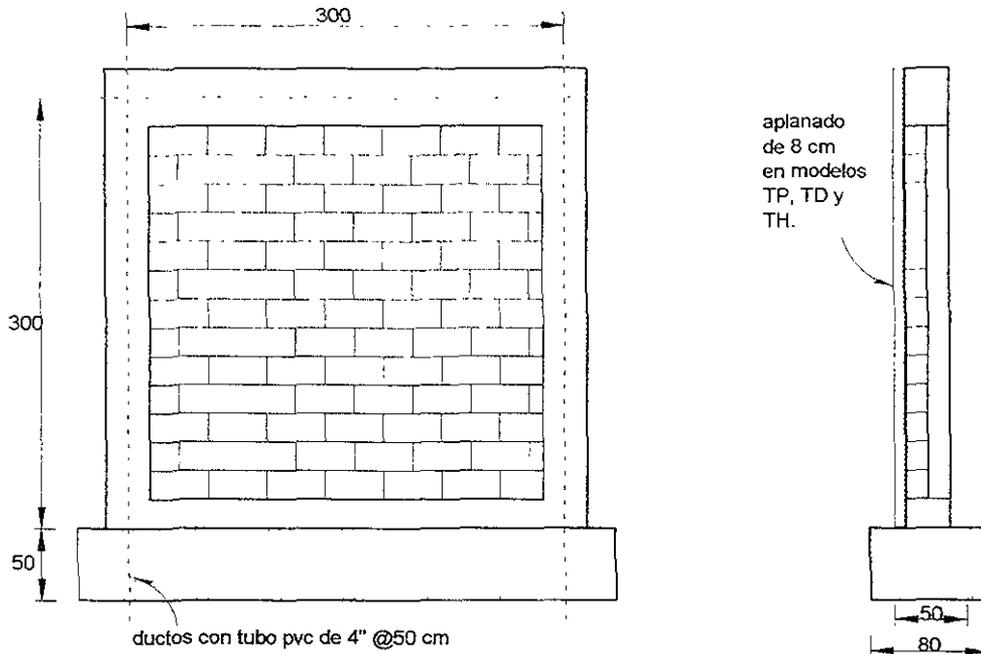


Figura 3.5 Dimensiones de los especímenes construidos

Con respecto al acero de refuerzo de los elementos del marco de concreto, (figura 3.6), el armado longitudinal de las columnas consistió en seis barras con diámetro de 1 pulg (no. 8), lo cual da como resultado una cuantía $p = 3.88$ por ciento, con estribos de 3/8 pulg (no. 3) a cada 10 cm en los extremos superior e inferior y a cada 20 cm en la sección media. El refuerzo de la trabe superior consistió en dos barras de diámetro 1 pulg (no. 8) tanto en el lecho superior como en el inferior, con estribos del no. 3 a cada 12.5 cm en los extremos y a cada 25 cm en la sección media. Para la trabe inferior, el refuerzo transversal fue, en el lecho superior, de dos barras del no. 8 y 2 del no. 4 en el lecho inferior (que permaneció ahogado en la viga de cimentación), con estribos del no. 3 a cada 20 cm. La viga de cimentación contaba con ocho barras del no. 8 en la dirección transversal, cuatro en cada lecho y estribos del no. 3.

Con respecto a la resistencia nominal del concreto, el empleado en la viga de cimentación se diseñó con f'_c de 350 kg/cm², el utilizado en columnas y traveses, se diseñó para alcanzar una resistencia $f'_c = 250$ kg/cm². El mortero empleado para pegar los bloques huecos de concreto fue del tipo I, con $f'_m = 125$ kg/cm². La resistencia nominal f^*_m de las piezas de mampostería tuvo un valor de 40 kg/cm².

A los modelos TP, TD y TH, se les ancló, una malla de acero electrosoldado del tipo 6x6-4/4, con alambres de 5.72 mm de diámetro a cada 15 cm, y esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 5000$ kg/cm². Debido a que la altura del muro es mayor a la del rollo de la malla, se traslapó, como se muestra en la figura 3.7, un segmento

de malla en la parte superior del muro, para lograr que éste quedara cubierto en todo su panel. El traslape se hizo en la mitad superior de los modelos, donde los momentos flexionantes del conjunto son menores.

La característica distintiva de la configuración del anclaje del espécimen TP (figura 3.8), fue que los conectores utilizados con la finalidad de sujetar a la malla con el muro, fueron colocados únicamente en los elementos de concreto del marco. En el tablero del muro no se colocaron anclas, únicamente un par de clavos para ayudar a mantener la separación especificada entre el muro y la malla. La cantidad de anclajes en el marco se estimó según un cálculo de su resistencia. En cada una de las columnas del marco, se colocaron cinco anclas del número 4, en la trabe superior, se colocaron 10 de ellas (en total, se usaron 20 barras del no. 4 como conectores sobre el marco del modelo). Se consideró que la fuerza horizontal aplicada al marco sería transmitida por cortante-fricción, mediante los anclajes en viga y columnas, al recubrimiento de concreto. Esta fuerza, a su vez, se transmitiría a la cimentación, por lo que se dotó a la viga inferior de una serie adicional de 13 anclas hechas con barras del no. 5 (1.6 cm de diámetro). Una vez colocadas las anclas, se utilizaron amarres de alambre recocido para sujetar la malla a las mismas, manteniendo el plano en el que se alojó la malla a 4 cm del paño del muro.

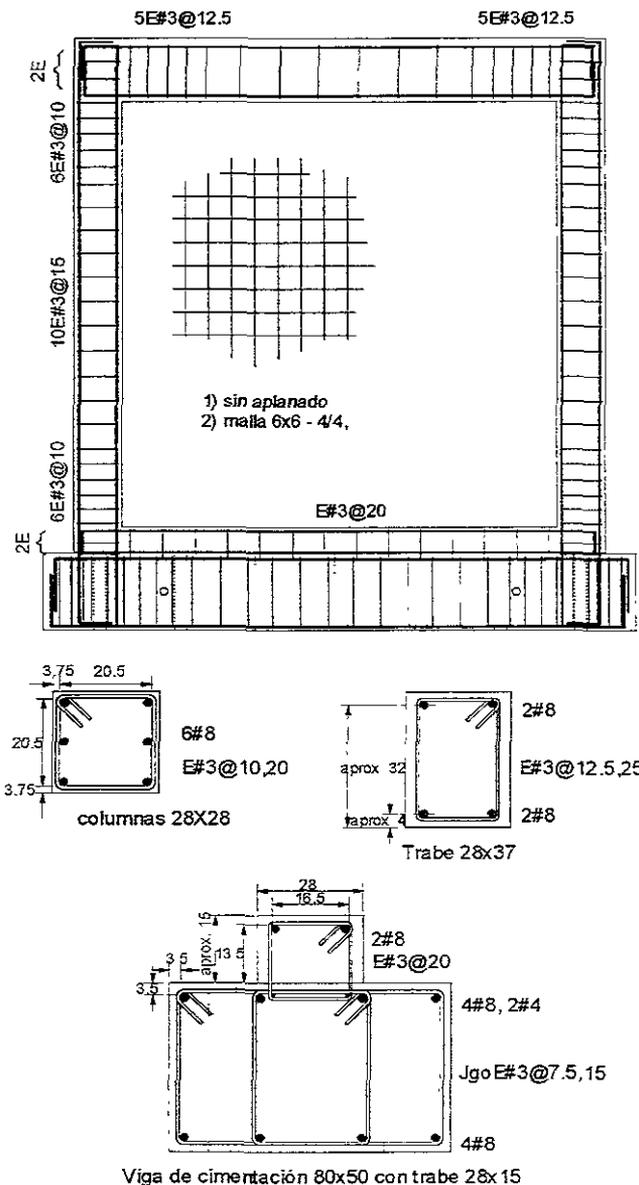


Figura 3.6 Detalle del armado de los elementos del marco

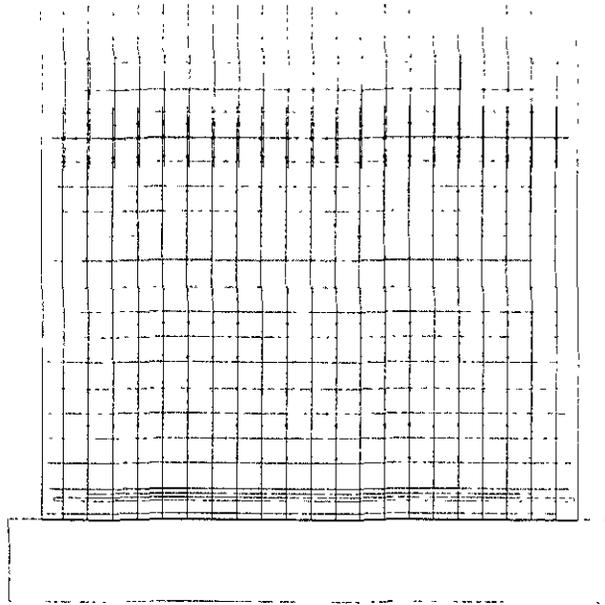
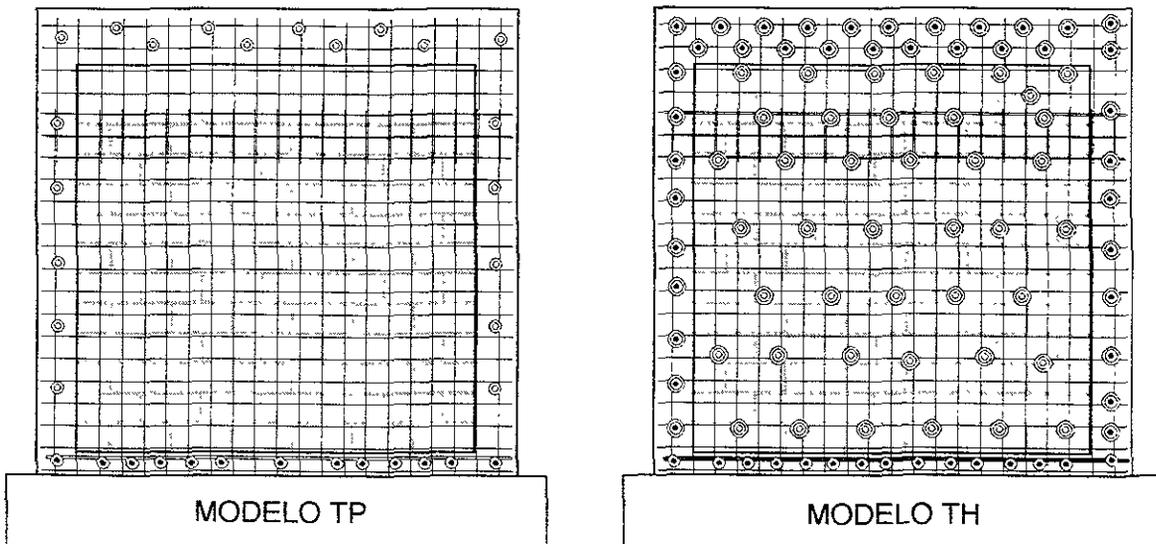


Figura 3.7 Posición de la malla de alambre en los modelos TP, TD y TH



SIMBOLOGÍA

- ⊙ barra del #4
- ⊙ barra del #5
- ⊙ clavo Hilti potencia media
- ⊙ clavo Hilti potencia máxima

Figura 3.8 Configuración del anclaje de los modelos TP y TH

Las anclas fueron fabricadas en el lugar de la obra con varillas de los números 4 y 5. Éstas fueron introducidas en barrenos perforados con ese propósito y, para lograr una adherencia correcta, se utilizó resina epóxica.

Para el espécimen TH (figura 3.8), se utilizaron conectores tipo Hilti, con separadores hechos con tubo de acero de sección cuadrada, perforado lateralmente (fig. 3.9). De la totalidad de los conectores, 38 fueron colocados en el marco de concreto y 41 en el muro. La resistencia se consideró proporcionada por los conectores del marco y del muro. Al igual que en el modelo TP, anteriormente descrito, para la trabe inferior del modelo TH se usaron 13 barras del no. 5.

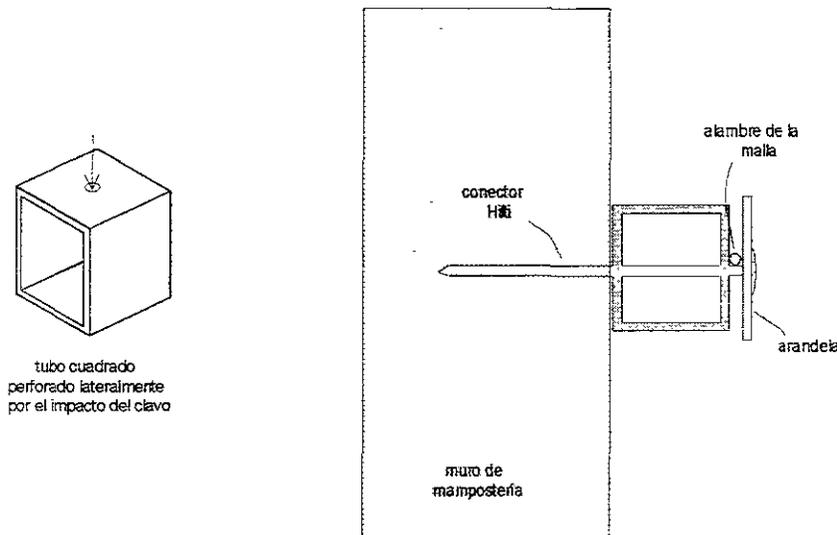


Figura 3.9 Colocación de los conectores Hilti con separador

3.4 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS

Es importante hacer énfasis en que uno de los más importantes objetivos a cumplir en este tipo de estudios es reproducir en los modelos de laboratorio, las condiciones reales de construcción y, en el presente caso, rehabilitación de los proyectos elegidos como prototipo. Con dicho propósito Alquiladora de Casas y Bienes Raíces TELMEX, proporcionó el material y los servicios de una firma de construcción familiarizada con estos procesos.

La construcción de los marcos y muros diafragma de mampostería se realizó simultáneamente, con la finalidad de que los cuatro modelos tuvieran exactamente las mismas características. De esa manera, el primer paso en la construcción de los modelos, fue el cortado y habilitación del acero de refuerzo de los elementos de concreto del marco, incluyendo la viga de cimentación. Éste se realizó sobre tarimas de madera que constituirían el fondo de las cimbras correspondiente a cada una de las vigas de cimentación.

Después de que las barras de refuerzo longitudinal que se emplearían para armar columnas y vigas fueron habilitadas, se les instrumentó con deformímetros adheridos con cianoacrilato en las posiciones determinadas y previamente preparadas. Posteriormente fueron protegidos con sellos de gasa, parafina y resina. Se instrumentaron también todos los estribos correspondientes a vigas y columnas.

Una vez armadas por completo las vigas de cimentación y colocada la cimbra, los cables de los deformímetros fueron conducidos para evitarles –en la medida de lo posible– daños durante la colocación y compactación del concreto que los inutilizaran en el ensayo.

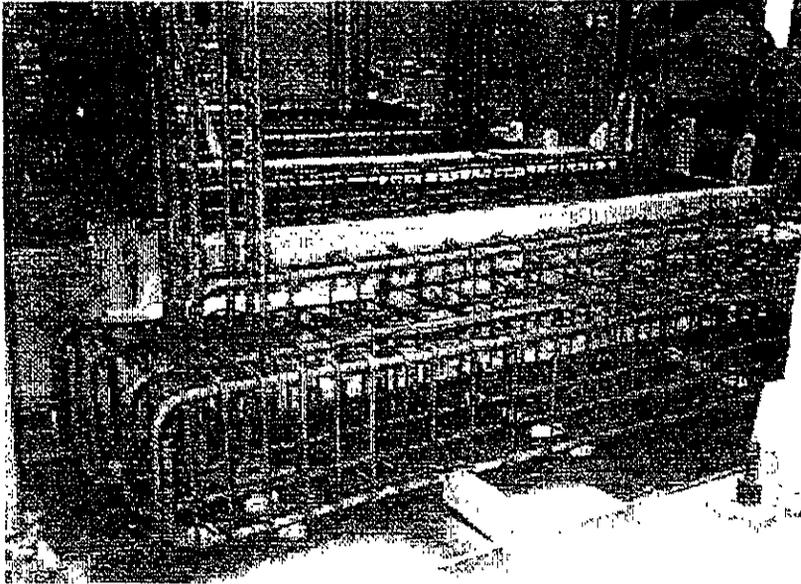


Figura 3.10 armado de vigas de cimentación

Con la finalidad de dejar orificios horizontales de sección circular en la viga de cimentación, los cuales son empleados para transportar los especímenes, se colocaron tubos de PVC con diámetro de 3" que servirían como "cimbras internas"

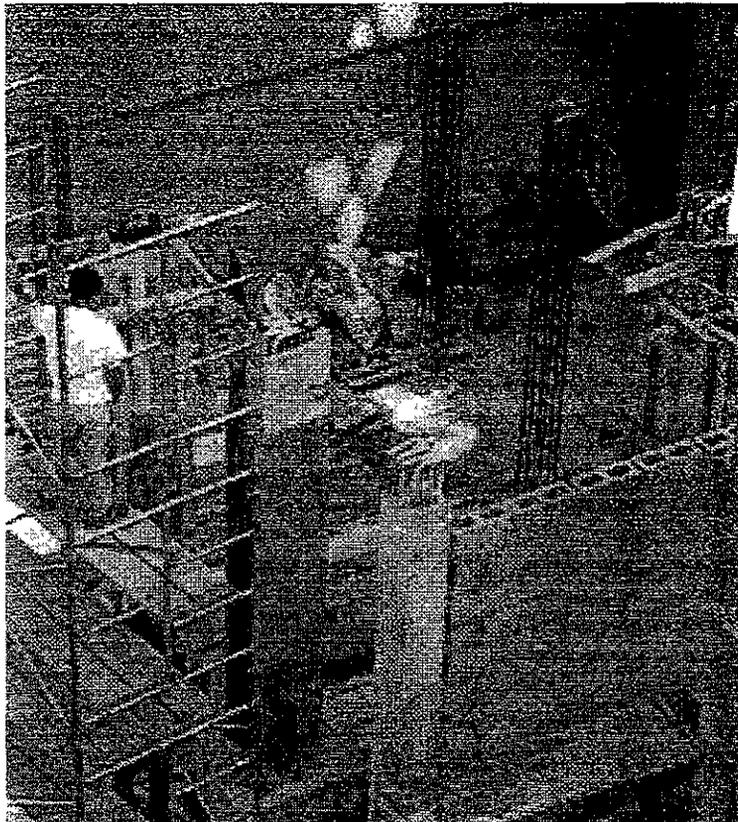


Figura 3.11 Cimbrado de columnas y construcción de muros de mampostería

Se colaron las vigas de cimentación, con concreto premezclado cuya resistencia de diseño fue de $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$ (34.3 MPa). Durante el colado se realizaron las pruebas rutinarias de revenimiento, que alcanzó un valor de 15 cm, y el muestreo de los cilindros de concreto.

En las dos semanas siguientes al colado se construyeron las columnas y vigas. Tanto las columnas como las vigas fueron hechas con concreto fabricado y mezclado en el laboratorio con el uso de una revolvedora para un bulto de cemento (aproximadamente 0.14 m^3 de concreto en cada revoltura). Primero, se cimbraron y colaron las cuatro vigas inferiores del marco. Posteriormente, y tras un día para el descimbrado y cimbrado, se construyeron las dos columnas de cada modelo. Inmediatamente al colado de las columnas, comenzó la colocación de los bloques que conformarían el muro de mampostería hasta la penúltima hilada. El objetivo de esto fue dejar espacio para que se pudieran colar las vigas superiores. Después del descimbrado de las mismas se cerró el muro con la última hilada de mampostería.

Siete días después, se completó el armado y cimbrado de las trabes superiores de los modelos para posteriormente efectuar el colado de las mismas. El concreto empleado presentó un revenimiento promedio de 15 cm. Al cabo de siete días más, las trabes fueron descimbradas y se cerraron los muros con la última hilada de bloque que no había sido colocada.

Después de que transcurrieron 28 días, comenzó a llevarse a cabo la colocación e instrumentación de las anclas y la malla de alambre electrosoldado que serviría como refuerzo para el aplanado estructural del modelo TP (figura 3.12). Una vez definidos el tipo y distribución de los anclajes, se realizaron las perforaciones y se colocaron las anclas con resina epóxica en marcos y muros. El procedimiento de colocación de las anclas previamente preparadas, dobladas con gancho a 90° e instrumentadas, en su caso, consistió en perforar el elemento con taladro y broca para concreto; se usaron brocas de 1.27 y 1.6 cm de diámetro ($\frac{1}{2}$ y $\frac{5}{8}$ de pulgada). Las perforaciones se hicieron en las juntas de mortero a cada 40 y 60 cm. Posteriormente, se limpiaron las perforaciones con el uso de un escobillón y aire comprimido. Una vez hecho lo anterior, se colocó resina epóxica en la boca de las perforaciones, así como alrededor de los anclajes antes de introducirlos. La profundidad de los anclajes fue de 8 cm en elementos de concreto y de 6 cm en las piezas de mampostería.

Después de 24 horas -tiempo suficiente para que la resina adquiriera la resistencia adecuada- se amarró la malla de refuerzo a los conectores. La separación entre la malla y el muro fue de 4 cm. En el caso del modelo TP fue necesario usar clavos y alambre recocido para la correcta colocación de la malla en el centro del panel, ya que, al no tener anclajes, ésta no mantenía la separación mencionada.

Para la colocación de los anclajes Hilti en el modelo TH (figura 3.13), se utilizó la herramienta DXE72 (tipo pistola). Los cartuchos de pólvora de potencias máxima y media se usaron para concreto y la mampostería, respectivamente. Para separar la malla del muro se usaron tramos de tubo cuadrado de 38 mm de lado con lámina de 1.5 mm de espesor. El rendimiento obtenido fue de 30 a 60 conectores instalados en una hora. Nótese que inmediatamente después de colocar estos clavos el muro está listo para ser cimbrado y colado ya que no hay que esperar al endurecimiento de resinas. Fue claro el ahorro en tiempo comparado con el necesario para la perforación y limpieza de los barrenos, así como la colocación con resina. En este caso el rendimiento aproximado fue de 10 anclas por hora y se tuvo que esperar 24 horas para amarrar la malla a las anclas.

Después de completado el proceso anterior, se fabricó la cimbra para el aplanado estructural de los modelos (figura 3.14) para posteriormente, realizar el colado. Aproximadamente el 90 % del concreto empleado fue premezclado y el 10 % restante elaborado en el laboratorio. El revenimiento medio del concreto fue de 18 cm con tamaño máximo de agregado grueso de 20 mm. La cimbra para el recubrimiento cubrió toda la altura de los muros y el colado se realizó de una sola vez. En todo el colado se usaron vibradores eléctricos para compactar el concreto y se tomaron muestras.

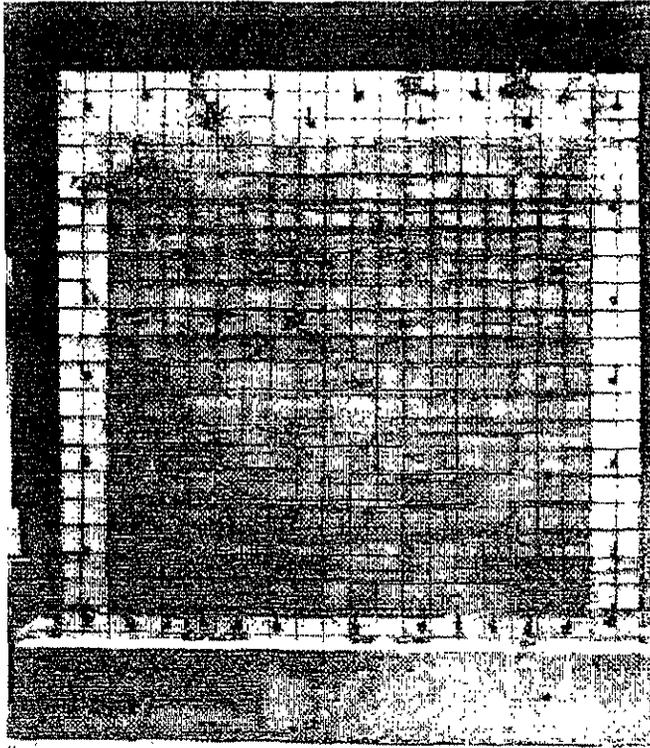


Figura 3.12 Anclas colocadas en el modelo TP

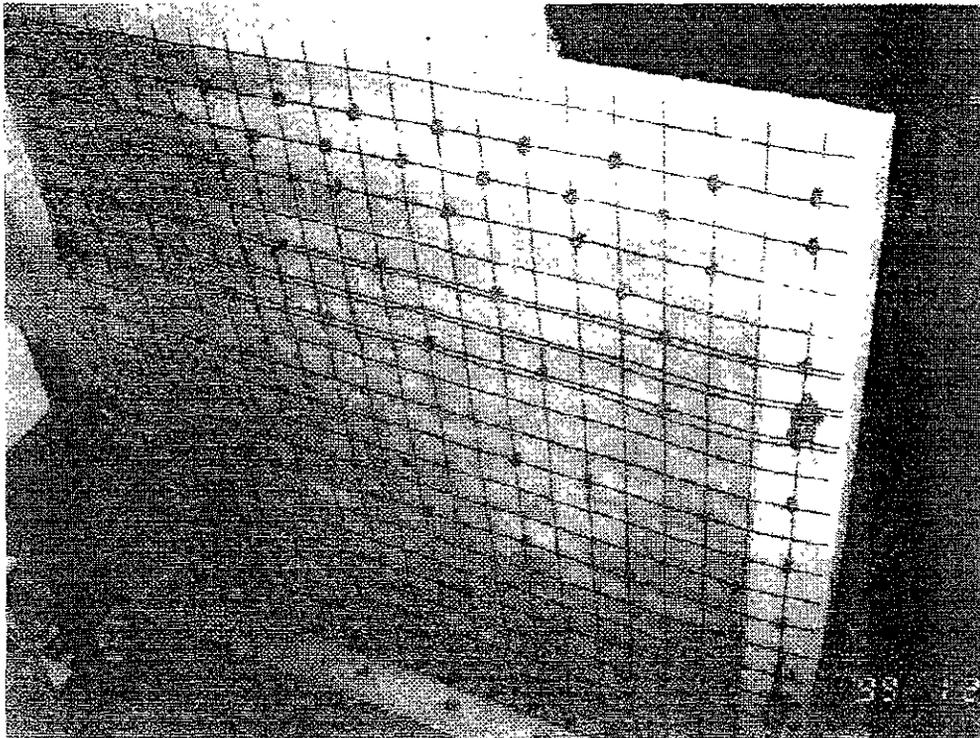


Figura 3.13 Conectores Hilti con separador en el modelo TH

3.5 INSTRUMENTACIÓN

La finalidad de instrumentar los modelos es conocer a detalle su comportamiento general, enfocando la atención de manera especial en ciertas zonas cuyo comportamiento presenta mayor interés o se considera estratégico para entender el comportamiento del conjunto. Con la finalidad de clasificar la información y de acuerdo con la parte del modelo en que se localicen los instrumentos, se dividió la instrumentación en interna y externa. La interna estuvo compuesta por deformímetros eléctricos adheridos a las barras de refuerzo. La instrumentación externa se compuso de las celdas de carga instaladas en los gatos hidráulicos, transductores de desplazamiento y deformímetros. En ésta todos los sensores se colocaron posteriormente a la construcción del espécimen.

En la tabla 3.2 se resume el número de canales usados en los ensayos.

Tabla 3.2 Número de canales usados por espécimen

| Espécimen | Externos | Deformímetros y rosetas | Totales | Lecturas totales en cada ensaye |
|-----------|----------|-------------------------|---------|---------------------------------|
| TP | 34 | 93 | 127 | 366 |
| TH | 36 | 90 | 126 | 317 |

3.5.1 Instrumentación Interna

Se supuso que una vez que el muro de bloque se dañara o se separara del marco de concreto, éste podría trabajar como marco aislado. Para verificar dicha hipótesis se propuso la instrumentación de varias secciones de las columnas cerca de los extremos de las mismas, utilizando deformímetros (strain gauges) de 5 mm de longitud (SG-5). Debido a la simetría de las cargas reversibles se supuso que el comportamiento ante ciclos positivos sería similar al observado ante ciclos negativos; por ello se decidió concentrar la instrumentación en los extremos de columnas de esquinas opuestas del panel. El análisis de los instrumentos mencionados revelaría los momentos flexionantes presentados en los extremos de las columnas.

Por la misma razón se decidió instrumentar sólo un lado de la trabe (figura 3.14), en dos secciones separadas 40 cm y dos estribos. Se utilizaron deformímetros de 5 mm (SG-5). Con los resultados recabados se evaluaron los momentos flexionantes y la forma de trabajo de los estribos.

Al instrumentar la malla electrosoldada en los modelos (figura 3.14), se utilizaron deformímetros de 2 mm de longitud (SG-2). Su colocación se diseñó para cubrir lo mejor posible las dos diagonales. Se puso especial atención en los instrumentos colocados en los alambres horizontales de la malla a cada dos alambres. La instrumentación de alambres verticales fue menos densa pero se colocaron dos instrumentos en alambres que continuaban entre la malla inferior y la superior a través del traslape de las mallas.

En el modelo TP algunas de las anclas utilizadas como conectores entre el muro y el aplanado de concreto se instrumentaron con dos deformímetros, uno de cada lado (i = lado izquierdo, d = lado derecho), como se muestra en la figura 3.15, con la finalidad de registrar el posible trabajo de flexión del ancla. Se utilizaron deformímetros tipo SG-2 mm.

Debido al pequeño diámetro de los conectores Hilti, no se instrumentó ninguno de los que fueron colocados en el modelo TH.

Se colocaron además instrumentos tipo roseta a 45° para mampostería en algunos de los bloques cerca de una esquina de cada panel. Con ellos se registró el nivel de deformaciones de los bloques y su estado de esfuerzos, para verificar la posible formación de puntales de compresión.

Tabla 3.3 Número de deformímetros adheridos

| Espécimen | Barras y estribos del marco (SG-5mm) | Alambres de la malla (SG-2mm) | Anclas (SG-2mm) | Rosetas 45° |
|-----------|--------------------------------------|-------------------------------|-----------------|-------------|
| TP | 28 | 32 | 12 | 7 |
| TH | 28 | 32 | — | 10 |

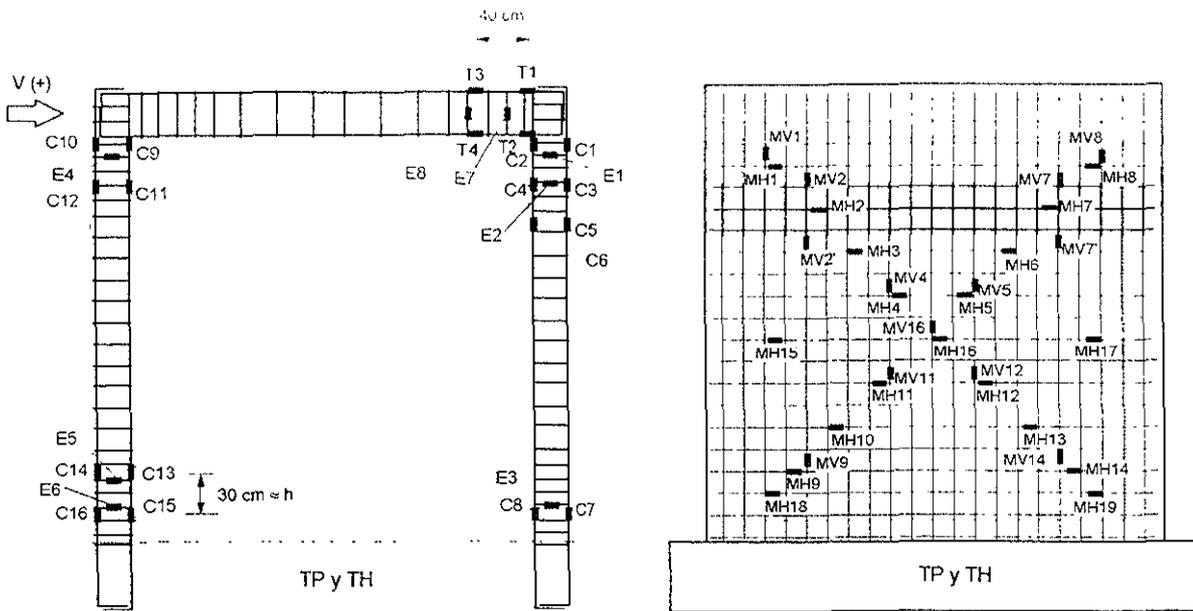


Figura 3.14 Instrumentación interna del marco y malla

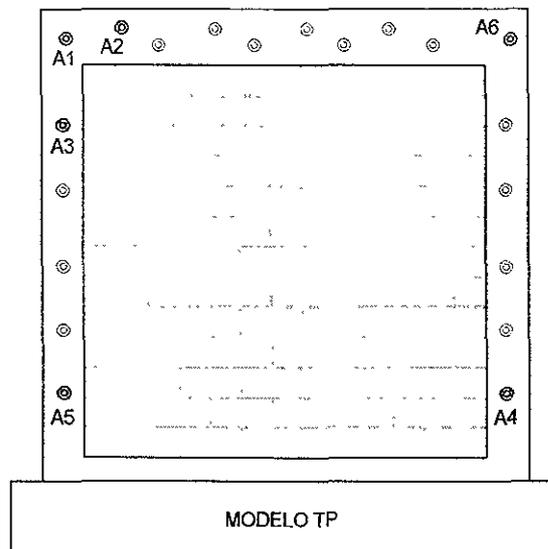


Figura 3.15 Instrumentación de las anclas

3.5.2 Instrumentación Externa

Además de la información recabada de la instrumentación interna, se consideró necesario obtener información acerca de los siguientes aspectos: el comportamiento general de la carga lateral contra el desplazamiento en el nivel superior; la deformación angular del marco de concreto; la deformación axial en las columnas; el comportamiento en los extremos de los elementos trabe y columna; la posible separación de las esquinas del panel con respecto al muro de concreto y; el posible deslizamiento de la viga de cimentación. La instrumentación externa de los modelos fue diseñada y colocada con la finalidad de medir y registrar los parámetros anteriormente mencionados

Para cubrir los anteriores aspectos, se diseñó una instrumentación con los siguientes elementos (figura 3.16):

1. Una celda de carga de 100 t para el gato horizontal y un par de transductores de 100 mm en el eje de la trabe superior.
2. Diagonales con tubos deslizantes sujetas con articulaciones esféricas en barras roscadas al marco de concreto lo más cerca posible a la intersección de los ejes de trabe y columna. Diagonales en el panel de mampostería siguiendo la diagonal de éste.
3. Medición con tubos deslizantes de la deformación axial de las columnas.
4. Micrómetros a ambos lados de los elementos trabe y columna en una o dos secciones.
5. Transductores de 25 mm cerca de las esquina, en grupos de uno o dos.
6. Rosetas para concreto-mampostería a 45° distribuidas cerca de una esquina.
7. Transductor de desplazamiento de 25 mm en la viga de cimentación.

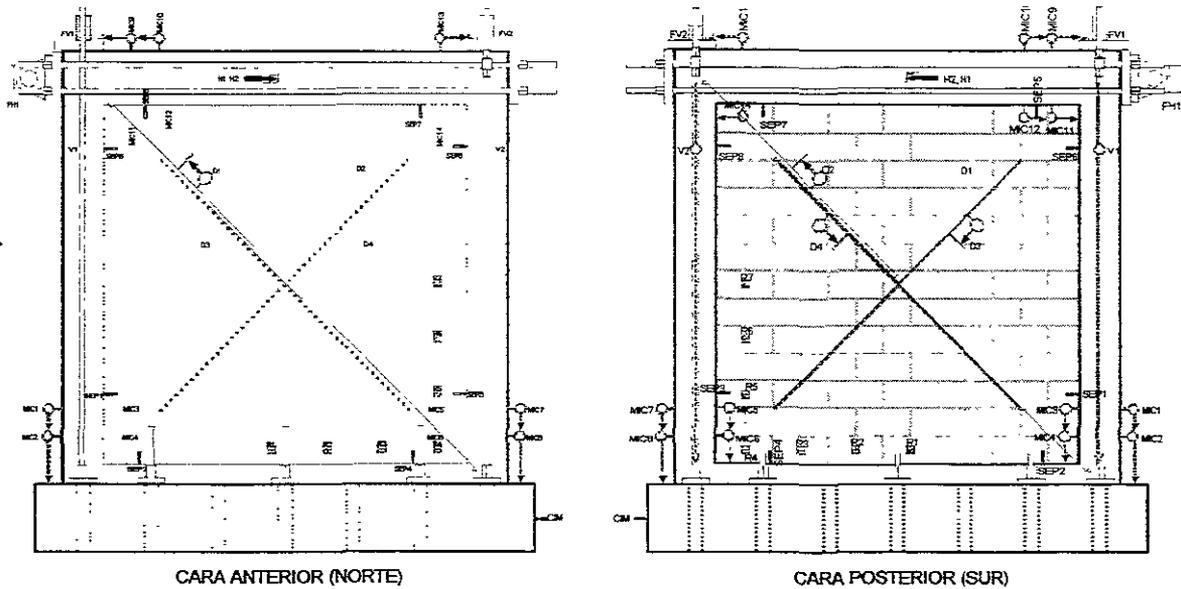


Figura 3.16 Instrumentación externa de los modelos TP y TH

En la figura anterior, FV1 y FV2 representan celdas de carga para los gatos verticales sobre las columnas, y FH la celda de carga del gato horizontal de 100 t. MIC indica el uso de micrómetros eléctricos. SEP indica transductores de desplazamiento colocados para registrar posibles separaciones en las esquinas entre el muro diafragma de mampostería y el marco de concreto. Los instrumentos D1 a D4 se usaron para medir la deformación de las diagonales, mientras que los denominados V1 y V2 miden la deformación axial de las columnas. R1 a R7 son rosetas hechas con deformímetros eléctricos adheridos a las piezas de mampostería. Finalmente, los instrumentos marcados como H1, H2 y CIM son transductores de desplazamiento para medir la deformación horizontal absoluta.

La captura de datos se realizó a través de un "equipo programable de adquisición de datos" (TDS) y dos cajas de interruptores, los cuales fueron controlados por una computadora personal mediante un programa elaborado en CENAPRED (Flores, 1998). Dicho programa permitió también verificar el comportamiento del modelo mediante la graficación en pantalla, lectura a lectura, de algunos registros básicos. Se capturó información del desarrollo del ensayo en pasos intermedios hasta alcanzar los picos de carga o de distorsión y, cuando se manifestó un cambio importante en el estado del muro como efecto de la carga lateral aplicada. Asimismo, se registró el patrón de agrietamiento a través de cada ciclo, dibujando las grietas observadas en las dos caras del muro. También se tomaron fotografías y video durante las pruebas realizadas. Durante el desarrollo de las pruebas, se registró también la curva histerética cortante-distorsión en un graficador analógico conectado a la computadora y a la instrumentación externa.

3.6 DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGAS

El dispositivo de carga (figura 3.17) fue diseñado con la finalidad de realizar el ensaye en forma de un voladizo vertical con empotramiento perfecto. Para ello, los modelos fueron fijados en su base sujetando las vigas de cimentación a la losa de reacción con barras de acero de alta resistencia.

Además de servir para el anclaje adecuado del modelo, la viga de cimentación debía dotar de soporte y rigidez al modelo para su adecuado transporte y proporcionar un adecuado anclaje a las barras de las columnas para poder alcanzar la falla.

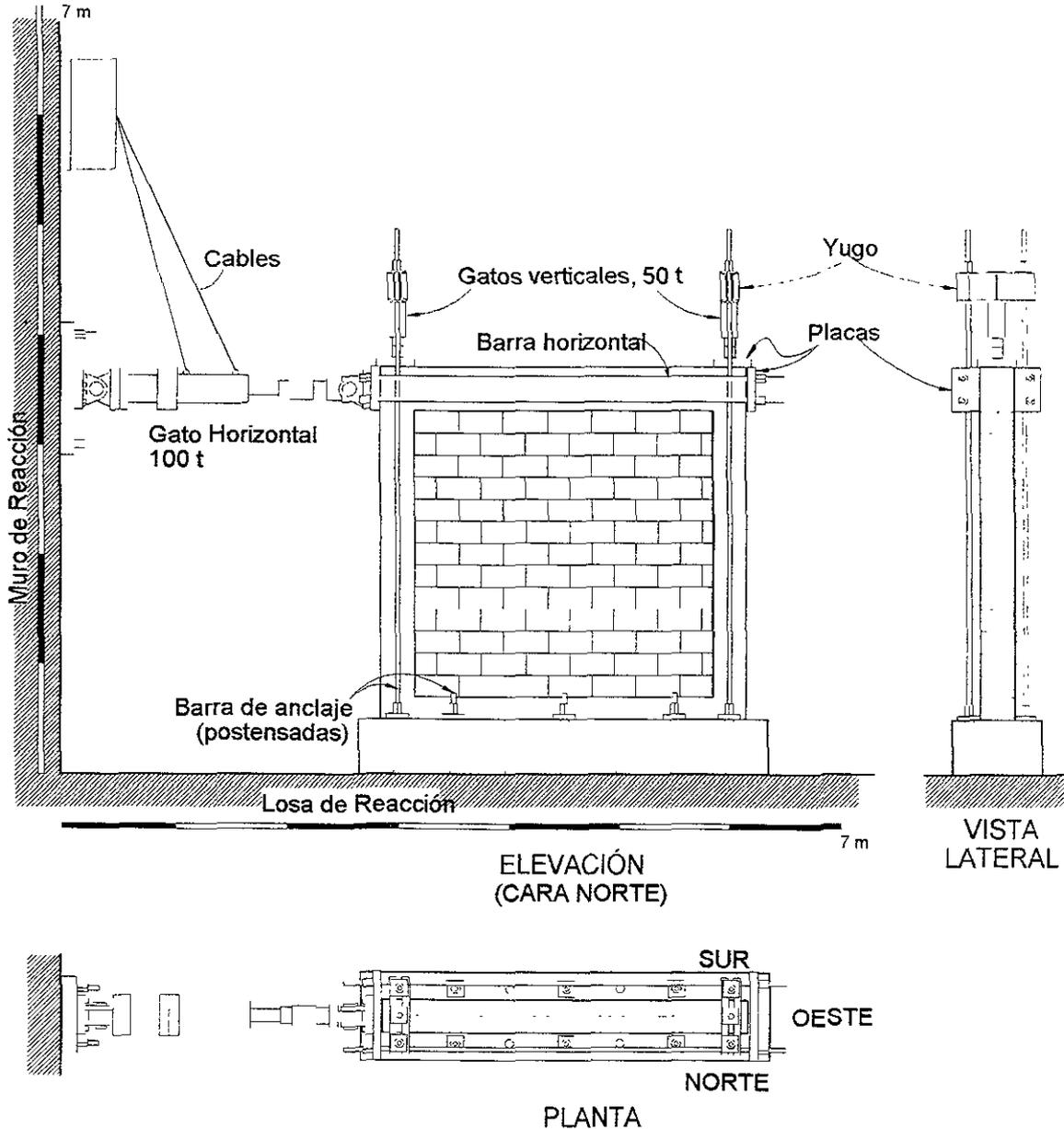


Figura 3.17 Dispositivo de aplicación de cargas

Con la finalidad de aplicar la fuerza cortante, se empleó un gato con capacidad máxima de 100 t, al cual se le fijó una placa de acero de 3 pulg de espesor en el extremo de su émbolo para lograr la distribución de la carga. La aplicación de la fuerza cortante se realizó apoyando directamente dicha placa sobre la unión viga-columna del

lado este del modelo, empujando al modelo mediante la extracción del émbolo en los semiciclos positivos. Para los semiciclos negativos se retraía el émbolo del gato, transmitiendo éste una fuerza de tracción sobre cuatro barras de alta resistencia colocadas en posición horizontal las cuales en su extremo final, correspondiente a la parte oeste del modelo, se sujetaban a una placa de acero similar a la mencionada anteriormente, aplicando así la fuerza cortante en sentido negativo.

Del análisis de cargas en los proyectos prototipo estudiados, se decidió aplicar una carga vertical mínima sobre las columnas de $0.2 f_c'$, valor equivalente a 37 t. Lo anterior se realizó mediante el uso de un gato hidráulico de 50 t para cada una de las columnas. Para distribuir la carga aplicada con los gatos verticales en la parte superior de las columnas se usaron placas de acero de 7.6 cm de espesor asentadas sobre una capa de yeso para distribuir uniformemente la carga. Los gatos verticales se controlaron mediante una bomba hidráulica eléctrica, conservando una carga constante de 37 t en cada uno. El control del gato horizontal se realizó manualmente con otra bomba.

3.7 HISTORIA DE DISTORSIÓN

Los ensayos fueron controlados por deformación, específicamente por distorsión de entrepiso, la cual está definida como el cociente entre el desplazamiento horizontal en el eje de la viga superior y la altura del sensor medida desde la cara superior de la viga de cimentación.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (D.D.F., 1996), establecen un valor máximo permitido de la distorsión de 0.006, si se afectan elementos no estructurales, por ejemplo muros. Sin embargo, los efectos de un sismo sobre una estructura real no se detendrían al alcanzar el valor marcado. Por ello se estableció el valor de 0.012, máxima distorsión permitida por el Reglamento de Construcciones para marcos en los cuales no se afecte a muros o elementos no estructurales, como el que marcaría el final del ensayo, considerándole como un límite superior aceptable.

En un principio, se planeó una historia de distorsión que sería aplicada al modelo de comparación TO y a los restantes. Dicha historia de distorsión debió ser modificada durante el ensayo del modelo TO pues al surgir el primer agrietamiento, el valor de distorsión 0.0003 alcanzó abruptamente el de 0.0005. En vista de lo anterior, se trató de que la historia de distorsión de los modelo TP y TH, siguieran lo más fielmente posible la del modelo de comparación TO. Para cada valor pico de distorsión alcanzado se realizaron dos ciclos completos

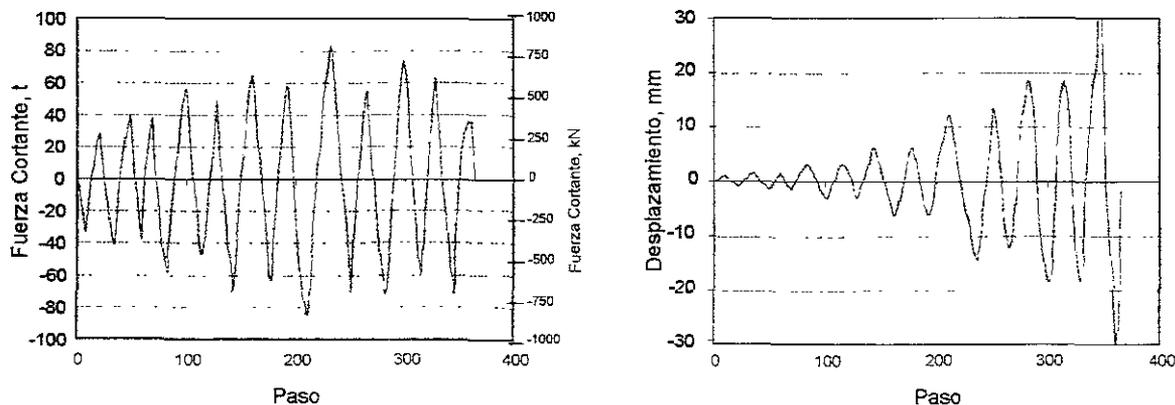


Figura 3.18 Historia de cargas y desplazamientos del modelo TP

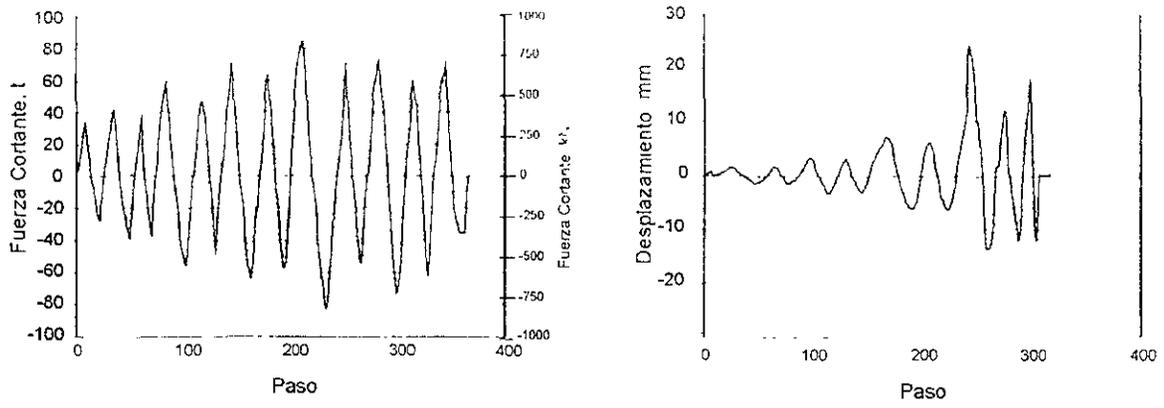


Figura 3.19 Historia de cargas y desplazamientos del modelo TH

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO DEL MODELO TP

4.1 PATRÓN DE AGRIETAMIENTO

Durante el ensaye, el patrón de agrietamiento del espécimen TP fue definido principalmente por la aparición de grietas diagonales que surcaban al muro en todo su espesor, pues eran visibles tanto por la cara que no tenía recubrimiento de concreto, como por la cara que sí contaba con él. Las grietas inclinadas deterioraron tanto al aplanado estructural y muro de mampostería como a las columnas del marco de concreto, aunque en menor medida. El ensaye consistió en la aplicación de 12 ciclos de carga, alcanzando en el último semiciclo positivo una distorsión cercana a 1.5 por ciento.

4.1.1 Evolución del Daño

La primera señal de daño surgió durante el ciclo 1 (distorsión $R=0.03\%$), en el cual apareció una pequeña grieta inclinada casi 45 grados (figura 4.1.a) en la parte inferior del lado izquierdo del frente o cara Norte del modelo (el lado en que se colocó el aplanado estructural).

Durante el segundo ciclo, al alcanzarse el pico negativo $V_{-2}=30$ t, apareció súbitamente una grieta horizontal de tensión debida a flexión, en el primer tercio de altura del modelo, del lado derecho del mismo (figura 4.1.a). La distorsión R aumentó bruscamente desde un valor de -0.024 hasta -0.043 por ciento. La fuerza cortante aplicada alcanzó en el mismo instante un valor de 34 t (en sentido negativo). En ese punto comenzó a evidenciarse la separación de la entrecara aplanado-cimentación, debido a un ligero levantamiento del aplanado en esa zona. Por el canto izquierdo del modelo también comenzó a registrarse una separación de la entrecara concreto-marco en forma de grieta vertical en la parte inferior.

En el cortante pico del ciclo 3 ($V_{+3}=37.9$ t), se registró una grieta horizontal por tensión del lado izquierdo del muro, similar a la aparecida en el ciclo anterior, pero más pequeña.

La primera grieta inclinada apareció en el ciclo 4 ($R=0.101\%$). Durante el pico positivo de este ciclo ($V_{+4}=58.8$ t) aparecieron algunas grietas por tensión, principalmente en el tercio medio del lado izquierdo del muro y una gran grieta inclinada a 45 grados, casi a lo largo de toda la diagonal del modelo. Surgió también una grieta horizontal a lo largo de la entrecara aplanado-cimentación, que indica separación entre éstas. Por el lado sur, comenzó a evidenciarse una pequeña separación en la entrecara mampostería-marco al surgir una grieta horizontal a lo largo de ésta. La aparición de grietas inclinadas en el ciclo 4, fue mucho más notable durante el semiciclo positivo ya descrito que durante el semiciclo negativo ($V_{-4}=56$ t), en el cual únicamente se registraron algunas de ellas en la esquina inferior derecha (figura 4.1.a).

El ciclo 5 ($R=0.1035\%$) fue una repetición de la máxima distorsión del ciclo anterior, la cual requirió de una fuerza cortante $V_{+5}=46.4$ t, aproximadamente 21 por ciento menor que el ciclo 4. El marco de concreto se vio afectado por la aparición de grietas verticales a lo largo de toda la trabe superior y horizontales en el tercio bajo de la columna Oeste (sólo visible por el lado Sur, debido a la presencia del recubrimiento). Con respecto a la cara norte, el recubrimiento estructural sufrió, en su parte superior, varias grietas con inclinación cercana a los 45° grados pero perpendiculares a las grietas inclinadas que una fuerza aplicada en ese sentido originaría (figura 4.1.b). Durante el semiciclo negativo, varias grietas verticales aparecidas antes en la trabe superior del marco, se prolongaron por todo su peralte y varias grietas horizontales se hicieron presentes en toda la altura de la columna Oeste.

Durante el ciclo 6 ($R=0.2015\%$), el cual alcanzó su pico a una fuerza cortante $V_{+6}=70.4$ t, aparecieron en el lado Este del frente Norte, varios agrietamientos ocasionados por los efectos de la flexión. Las grietas aparecidas en la parte superior de esta cara se prolongaron. La gran grieta diagonal aparecida durante el semiciclo + 4, alcanzó una anchura de 0.9 mm (figura 4.1.b). La contraparte negativa de

Durante el ciclo 6 ($R=0.2015\%$), el cual alcanzó su pico a una fuerza cortante $V_{+6}=70.4$ t, aparecieron en el lado Este del frente Norte, varios agrietamientos ocasionados por los efectos de la flexión. Las grietas aparecidas en la parte superior de esta cara se prolongaron. La gran grieta diagonal aparecida durante el semiciclo + 4, alcanzó una anchura de 0.9 mm (figura 4.1.b). La contraparte negativa de este ciclo ($V_{-6} = -64.3$ t), estuvo marcada por la aparición de dos grandes grietas inclinadas a 45 grados y algunas otras más pequeñas, paralelas a éstas, formando un patrón en X con la gran grieta diagonal aparecida dos ciclos antes. En el primer tercio de altura del canto Oeste, comenzó a hacerse más patente la separación de la entrecara concreto-marco, por medio de una ancha grieta vertical. Por la cara sur, pudo constatarse la aparición de grietas cada vez más cercanas entre sí, en los elementos del marco de concreto (figura 4.1.b).

En el ciclo 7, la fuerza cortante empleada $V_{+7} = 63.4$ t fue menor en casi un 10 por ciento a la empleada en el ciclo anterior para obtener la misma distorsión. Las grietas que, por el efecto de flexión, aparecieron anteriormente en el lado Este del recubrimiento de concreto, se prolongaron rectificando su inclinación hasta acercarla a los 45 grados (figura 4.1.b).

La mayor fuerza cortante aplicada, se alcanzó en el ciclo 8. La resistencia se alcanzó con una carga de 84.5 t, a una distorsión de 0.4 por ciento. En el semiciclo positivo, aparecieron tres grandes agrietamientos y varios más pequeños, con una inclinación de 45 grados, paralelos a la primera gran grieta inclinada. Durante el ciclo negativo ($V_{-8} = -82.8$ t) ocurrió el hecho equivalente al aparecer grietas simétricas -con respecto al eje vertical- a las mencionadas, haciendo más evidente el patrón de agrietamiento en X (figura 4.1.c).

A lo largo del ciclo 9, el cual fue una repetición en distorsión del ciclo 8, el pico positivo se alcanzó con una fuerza cortante $V_{+9}=70.6$ t, es decir, ésta disminuyó en un 16.5 por ciento con respecto a la máxima alcanzada. Comenzaron a notarse indicios de aplastamiento en la esquina inferior derecha del aplanado de concreto. No se observó el surgimiento de grandes grietas: únicamente se prolongaron varias de las grietas existentes. En el canto Este, a lo largo de toda la entrecara aplanado-marco, surgió una grieta vertical de ancho considerable, denotando separación. Por la cara Sur, se notaban grietas de separación entre el marco de concreto y las piezas de mampostería, a lo largo de casi todo el perímetro del marco.

Al terminar el ciclo 10 ($R=0.006$), sendas grietas verticales a lo largo de la entrecara aplanado-marco eran evidentes en ambos cantos del espécimen, mostrando separaciones de varios milímetros (figura 4.1.c). El pico negativo en fuerza cortante, alcanzó un valor de $V_{-10} = -73.5$ t. En el ciclo 11 se repitió la distorsión alcanzada durante el ciclo anterior, la fuerza cortante pico ($V_{-11} = -62.6$ t) fue casi un 15 por ciento menor que la del ciclo anterior. Durante el semiciclo negativo, el aplanado de concreto se levantó hasta 11 mm en la esquina derecha.

El ciclo 12, fue el último de la prueba. La máxima fuerza cortante aplicada en él fue $V_{+12} = 71.4$ t. en ese momento, la distorsión aumentó sin control, registrándose valores de hasta 1.46 por ciento. Por la cara Sur, se observó el aplastamiento de la mampostería en ambas esquinas inferiores y en la esquina superior derecha, así como las dos hiladas superiores del muro de mampostería, desprendiéndose las paredes de algunas de sus piezas. También había claros indicios de separación en ambas esquinas inferiores del aplanado de concreto. Se pudieron observar separaciones de más de 1 cm a lo largo de toda la entrecara aplanado-marco (figura 4.1.c).

4.1.2 Condición Final de Daño

En la fotografía de la figura 4.2, se muestra un detalle de la esquina inferior este del espécimen TP por el lado en que no cuenta con recubrimiento de concreto, en el estado de deterioro presentado al alcanzarse el final de la prueba. Se puede observar la separación ocurrida entre los elementos del marco de concreto y el panel de mampostería, así como el aplastamiento de las piezas de mampostería colocadas en dicha esquina.

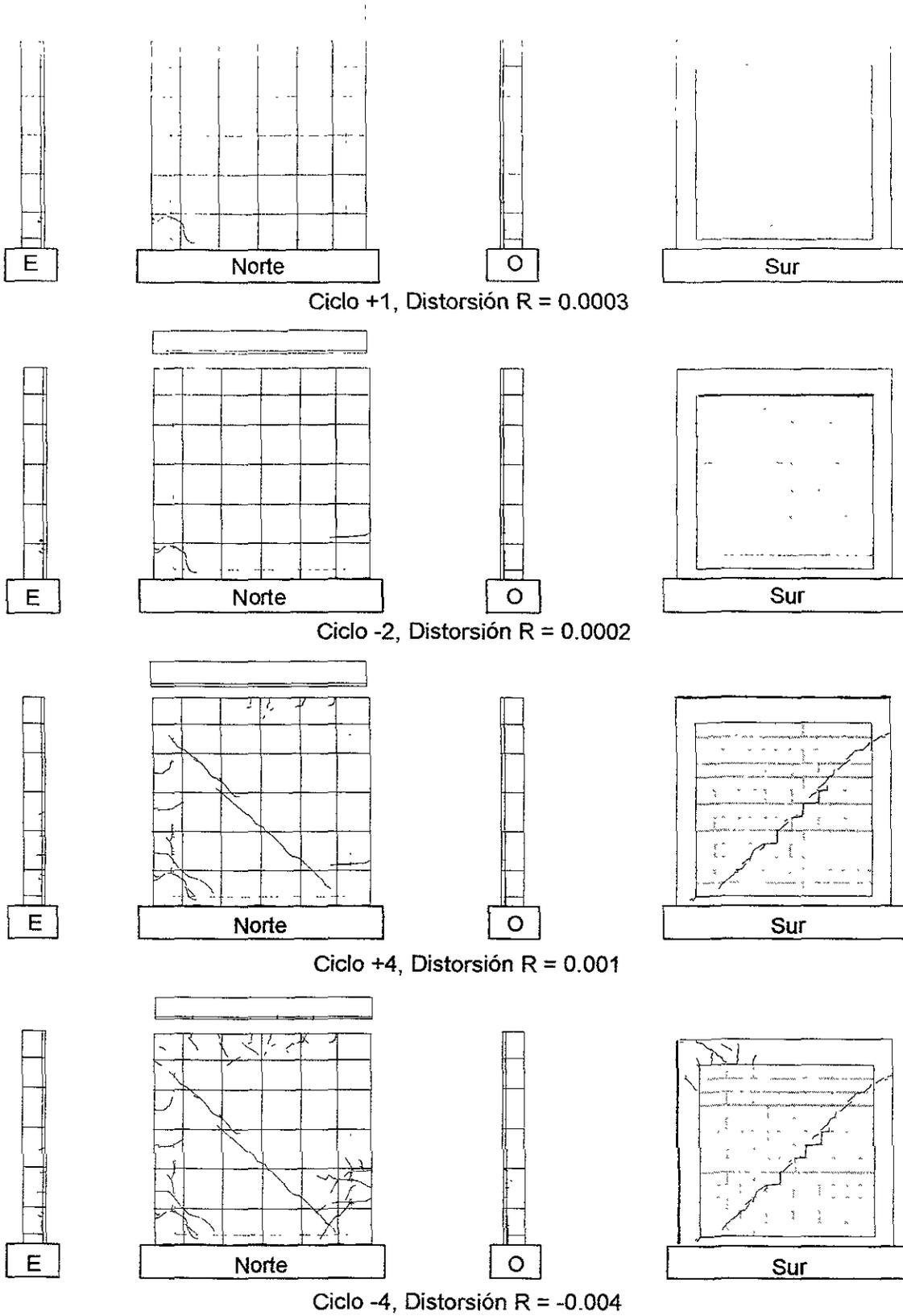


Figura 4.1.a *Progresión de agrietamientos desde el ciclo inicial hasta el ciclo 4*

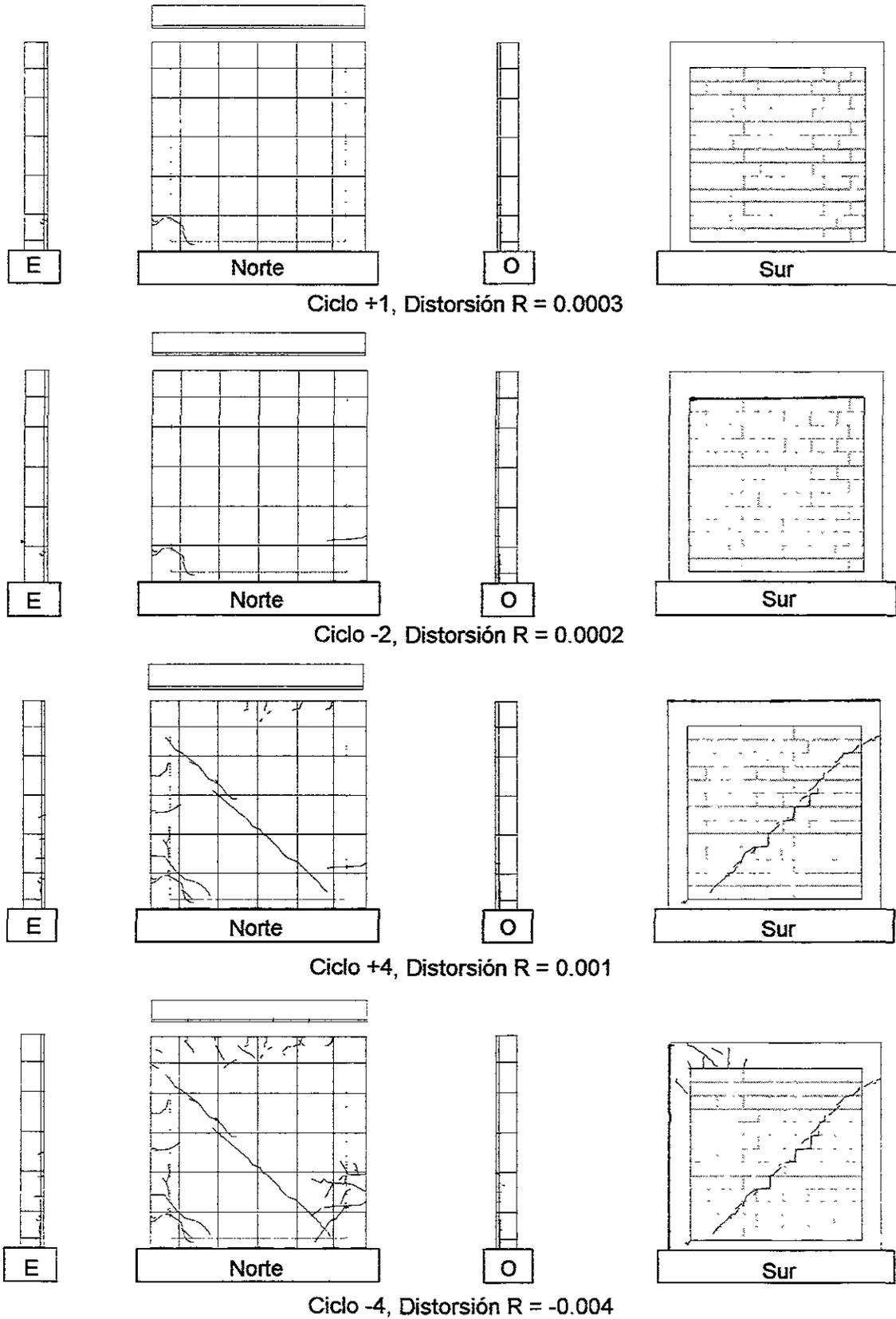
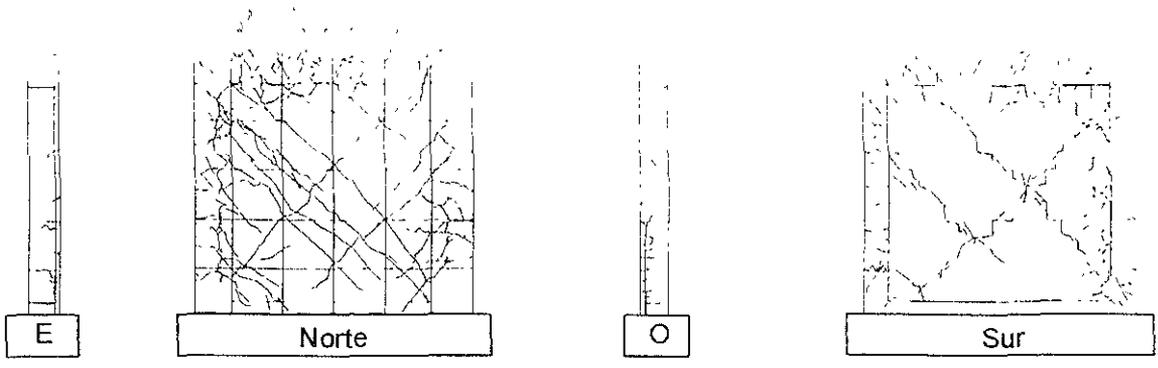
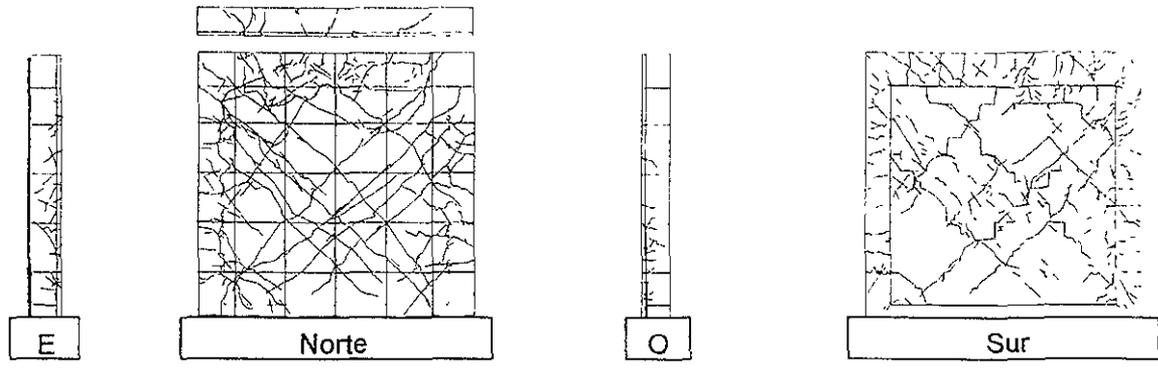


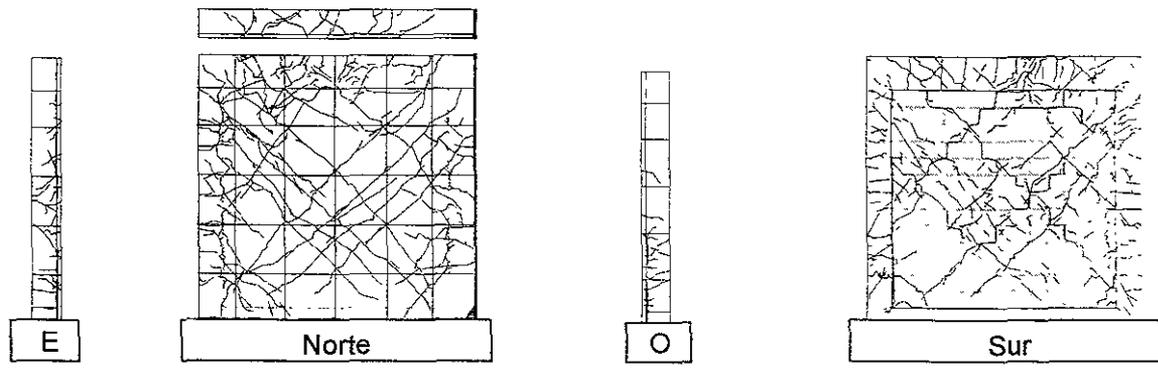
Figura 4.1.a *Progresión de agrietamientos desde el ciclo inicial hasta el ciclo 4*



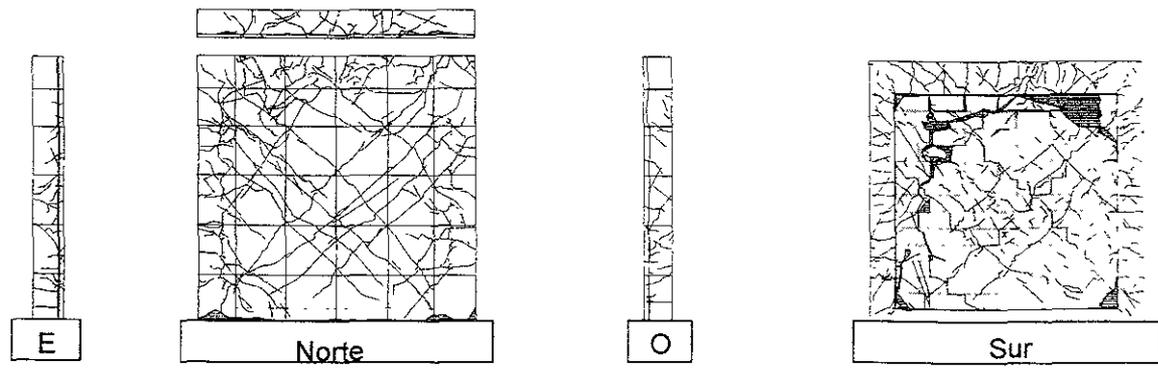
Ciclo +8, Distorsión R = 0.004



Ciclo -8, Distorsión R = -0.004



Ciclo +10, Distorsión R = 0.001



Ciclo +12, Distorsión R = 0.0078

Figura 4.1.c *Progresión de agrietamientos desde el ciclo 8 hasta el ciclo final*

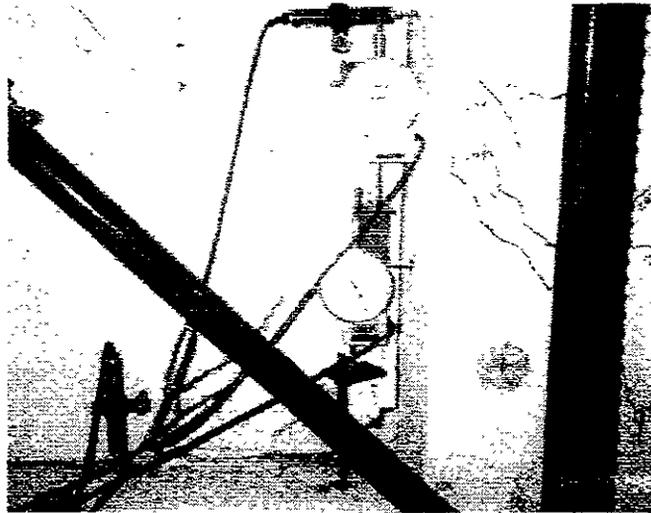


Figura 4.2 Detalle de la separación marco-muro del modelo TP

El daño ocurrido en el modelo fue más evidente por la cara posterior (sur) del modelo, pues allí se pudo notar el aplastamiento de las piezas de mampostería, principalmente las esquinas del panel así como en las hiladas superiores del mismo.

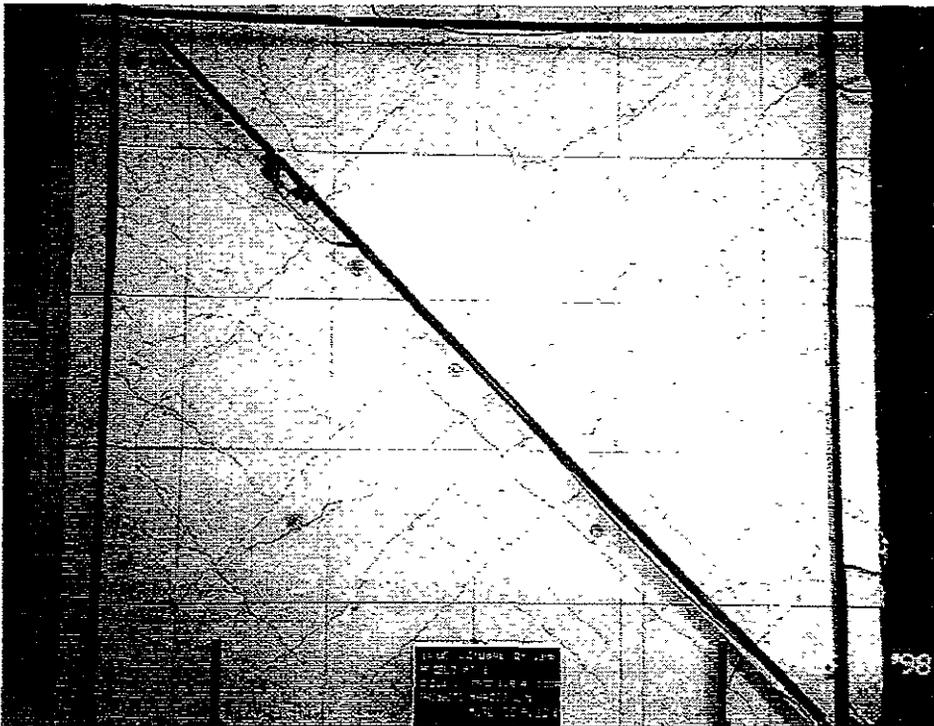


Figura 4.3 Agrietamiento final en el recubrimiento de concreto de TP

4.2 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

La curva histerética de un modelo es la representación gráfica de la relación entre la carga lateral y la deformación asociada a lo largo del ensayo. En estas curvas es común expresar la deformación en términos de la distorsión. El fenómeno por el cual los tramos de carga y descarga se superponen se denomina histéresis. En estos casos no se restituye todo el trabajo invertido en la deformación del muro y se produce, por lo tanto, una disipación de energía.

La curva histerética del muro, puede observarse en la figura 4.3. Se muestra la gráfica de la carga lateral aplicada en toneladas, contra la distorsión ocurrida a lo largo de toda la prueba.

En dicha gráfica se señalan además mediante líneas horizontales, los valores de la resistencia teórica calculada como la suma de las contribuciones del aplanado de concreto, la malla de refuerzo y el muro de mampostería.

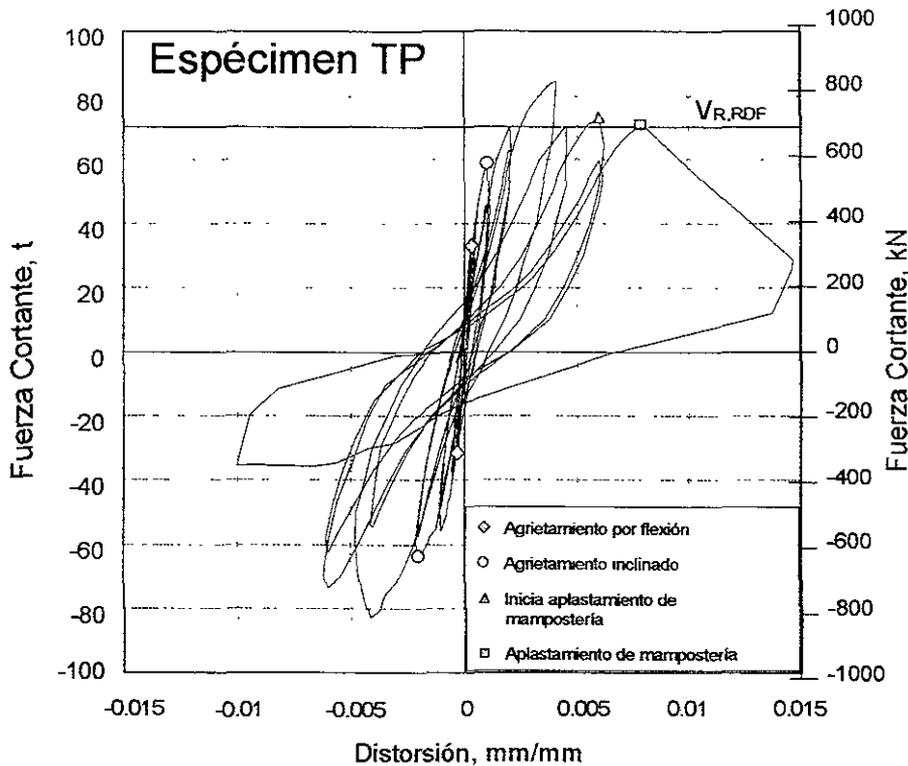


Figura 4.3 Curva Histerética del espécimen TP

Dichas contribuciones fueron calculadas primero considerando, según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, un valor de esfuerzo cortante resistente de diseño v_m^* , de 3.5 kg/cm^2 . Para el concreto se usó f_c igual al valor nominal de 250 kg/cm^2 . La resistencia obtenida, V_{RDF}^* , sumando ambas contribuciones alcanzó un valor de 70 t.

De las pruebas de muretes de mampostería y cilindros de concreto realizadas en el laboratorio, se obtuvieron los valores de esfuerzo cortante resistente de diseño v^* , de 1.1 kg/cm^2 , así como un valor de f_c , de 325 kg/cm^2 . El valor de la resistencia V_{RDF} obtenido con las consideraciones anteriores pero utilizando estos nuevos valores, resultó igual a 66.7 t. El factor de reducción F_R considerado en ambos casos, tuvo un valor unitario.

En la gráfica se señalan también, los valores en los cuales el muro sufrió el primer agrietamiento diagonal significativo. Dichos valores corresponden a los picos de carga del ciclo 4 $V_{+4}=58.8$ t y $V_{-4}=-56.0$ t, respectivamente.

Puede observarse que hasta el ciclo 3, el modelo conservó un comportamiento muy cercano al elástico lineal. La histéresis comenzó a hacerse evidente a partir del ciclo 4, en el cual surgió el primer agrietamiento inclinado significativo en ambas direcciones. Después de los primeros agrietamientos inclinados creció progresivamente el área encerrada entre los lazos histeréticos. De esta manera el daño reflejado por los agrietamientos ocurridos introdujo aún más al modelo en el intervalo inelástico de comportamiento.

Después de alcanzar el cortante máximo, $V_{MÁX}=84.5$ t, se observó una reducción significativa de resistencia y rigidez, pues el modelo disminuyó drásticamente su capacidad resistente ante carga lateral en el ciclo +12 cuando, a una distorsión 0.0077, se aplastaron las dos hiladas superiores del muro de mampostería. Con este fenómeno la carga lateral pasó de 70 t a 58 t. Con el ciclo negativo se deterioraron más las hiladas superiores y en el siguiente ciclo sólo se llegó a una carga de 35.7 t (350 kN) para la distorsión de 0.01 cuando la separación entre el aplanado de concreto y el marco máxima alcanzada alcanzó valores cercanos a los 9 mm en la columna oeste.

4.3 ROTACIÓN Y CURVATURA

Las rotaciones en los tableros de los modelos, así como las rotaciones locales en la base de las columnas, fueron determinadas a partir de las lecturas de los micrómetros V1 y V2, ubicados en los ejes de las columnas, en su parte media superior, y los micrómetros MIC1, MIC7, MIC2 y MIC 8, ubicados a los lados de las mismas, en su zona inferior. Dicha disposición fue diseñada con la finalidad de calcular las rotaciones en tres regiones de la altura de los modelos, utilizando para ello la siguiente expresión:

$$\theta_i = (l_{Ti} - l_{Ci}) / d_i \quad (4.1)$$

donde θ_i es la rotación del muro en la región i-ésima;
 l_{Ti} es la lectura del transductor ubicado sobre la columna sujeta a tensión, en la región i-ésima;
 l_{Ci} es la lectura del transductor ubicado sobre el castillo a compresión, en la región i-ésima, y
 d_i es la distancia horizontal entre los apoyos de los transductores de la región i-ésima.

En las rotaciones calculadas con dicha ecuación se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas, así como la rotación local en la base de las columnas que se presentó durante los ciclos inelásticos a distorsiones considerables. Para facilitar su interpretación, los valores de rotación, serán presentados en porcentaje.

4.3.1 Rotaciones del Panel

En la figura 4.4 se muestran, para cada una de las regiones definidas del modelo, las gráficas de las rotaciones en el panel, contra la carga horizontal aplicada a lo largo de todo el ensaye.

Según puede verse, en la región 1, hasta antes del pico del ciclo +8, se presentó un comportamiento histerético bien definido de lazos estrechos y rotaciones congruentes con el sentido de aplicación de la carga. A partir del ciclo mencionado, la curva histerética se invirtió, las rotaciones durante los ciclos positivos se volvieron negativas y, durante los ciclos negativos las rotaciones presentadas fueron positivas; la rotación pasó abruptamente para dicho pico de 0.017 por ciento a -0.0013 por ciento. Los lazos histeréticos se mostraron mucho más abiertos. Aún en los ciclos en los cuales se repetía una distorsión ya ocurrida, las rotaciones aumentaron notablemente, siendo esto mucha más notable del lado de las rotaciones negativas.

En la zona 2 del modelo, se presentaron las más pequeñas rotaciones. Durante los primeros siete ciclos, los lazos histeréticos se mostraron casi cerrados. El comportamiento inelástico fue más evidente después del ciclo +8, en cuyo pico se alcanzó una rotación de 0.014 por ciento. La curva histerética mantuvo una tendencia

simétrica y similar; la rotación más grande alcanzada para esta zona del muro alcanzó un valor de 0.048 por ciento

En la zona 3 del modelo, se presentaron, a lo largo de la prueba, las mayores rotaciones de todo el espécimen. El comportamiento de los valores calculados de rotación para el modelo fue casi elástico lineal durante los tres primeros ciclos aplicados. En el cuarto ciclo –el del primer agrietamiento diagonal– la histéresis comenzó a ser más evidente y se alcanzó una rotación del 0.02 por ciento. A partir de dicho ciclo, los lazos histeréticos se abrieron más para cada ciclo subsecuente, durante el último ciclo, en el cual el agrietamiento del modelo era ya bastante severo, la rotación en dicha zona alcanzó un valor de 0.14 por ciento

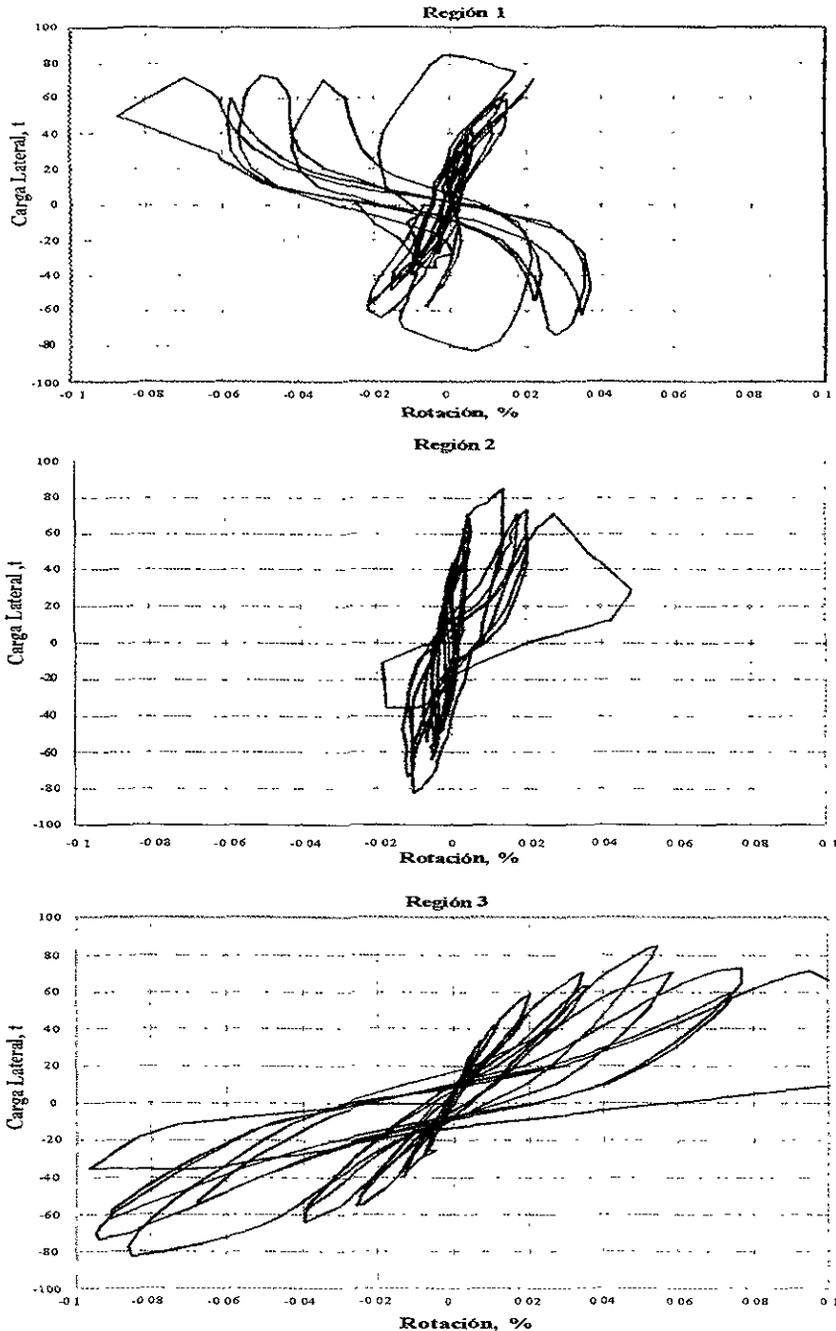


Figura 4.4 Rotaciones en las distintas zonas del espécimen

4.3.2 Rotaciones Locales en la Base de las Columnas

El objetivo que se persigue al estudiar las rotaciones en los elementos de los marcos es identificar el comportamiento de cada elemento de la estructura. También se busca comparar el trabajo que se desarrolló en zonas específicas entre distintos especímenes.

Al finalizar la prueba, las bases de las columnas no se encontraron seriamente deterioradas, aunque mostraban agrietamiento diagonal por los efectos del cortante y del trabajo conjunto del nuevo aplanado y el marco. En la figura 4.5, se muestran las gráficas de las rotaciones locales en las bases de las columnas. Como puede verse, dichas rotaciones se comportaron prácticamente de manera elástica lineal con tendencias muy similares para ambas columnas, aunque la base de la columna oeste presentó valores ligeramente mayores de rotación a lo largo de la prueba, alcanzando, como rotación durante el pico máximo de la prueba un valor de 0.005 por ciento y como rotación máxima, durante el pico del último ciclo aplicado, un valor de 0.016 por ciento; Para la columna este, la rotación en el pico máximo de la prueba fue de 0.003 por ciento y la máxima, en el último ciclo, de 0.0099 por ciento.

Las rotaciones presentadas en las columnas presentan una ligera similitud con la curva histerética del modelo, que se muestra en la figura 4.3, lo cual indica una relación directa entre la deformación total y las fuerzas inducidas en la columna en forma de momentos flexionantes.

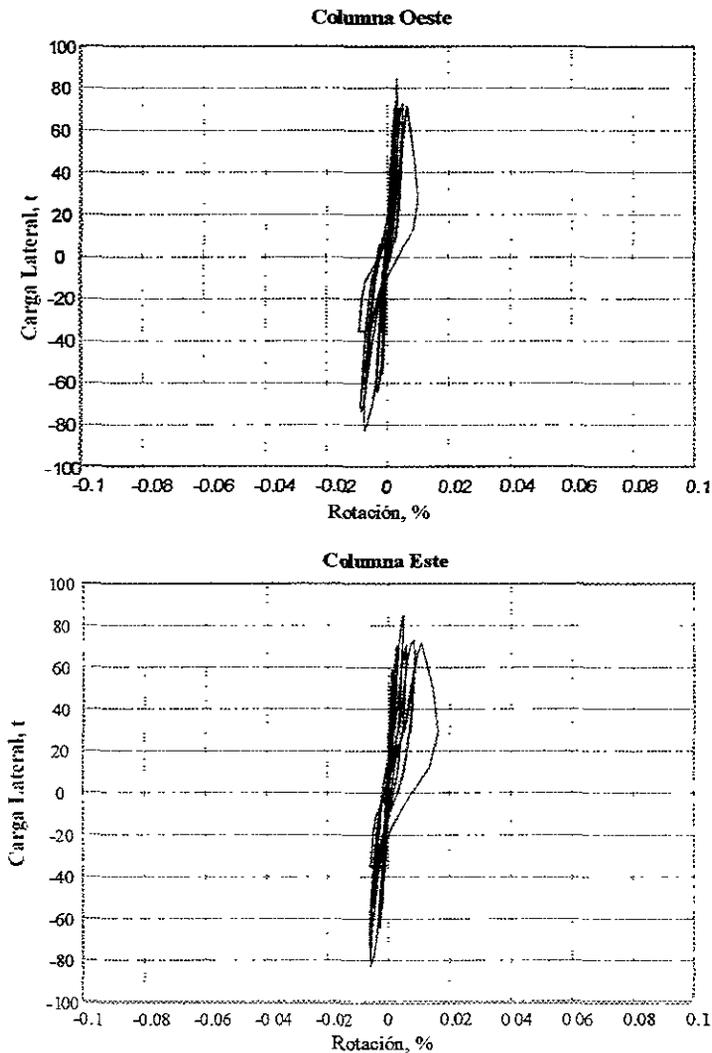


Figura 4.5 Rotaciones locales en la base de las columnas

4.3.3 Curvatura

Las curvaturas fueron obtenidas como el cociente de rotación de la región en estudio, entre la altura (o longitud) que comprende dicha región. De acuerdo con la teoría simple de flexión (vigas esbeltas), y puesto que el momento flexionante en el plano del muro aumenta linealmente hacia la base, las curvaturas deben ser lineales y tener su máximo en la base del muro. En la figura 4.6 se presentan las curvaturas en función de la altura del muro. Según la disposición de la instrumentación, las curvaturas tienen valores constantes en la altura de cada región. Sin embargo, por claridad, se han dibujado los valores de curvatura en el límite superior de las regiones. Se puede apreciar que las curvaturas aumentan conforme se acercan a la base. La diferencia entre la tendencia lineal esperada y la medida, se atribuye a la disposición de la instrumentación, en particular a la diferencia de altura entre las regiones.

Para las regiones 1 y 2 del espécimen, las curvaturas permanecieron casi idénticas, durante los ciclos iniciales, manteniéndose en valores cercanos a cero. Se percibe mayor variación en los valores de las curvaturas, para la zona 3 -correspondiente a la base del muro- en donde los valores aumentaron para los últimos ciclos. También para los últimos ciclos, las curvaturas invirtieron sus signos, pasándose del lado negativo en la región 1, aunque con valores cercanos a cero.

Los valores de las curvaturas fueron muy similares para el modelo en sus ciclos positivos como en los negativos.

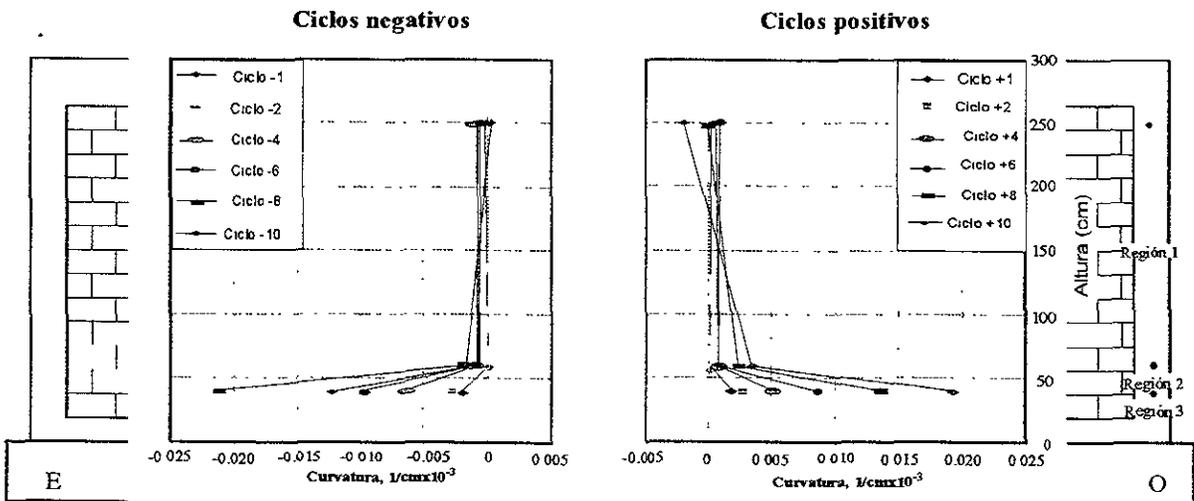


Figura 4.6 Curvatura de los modelo TP como conjunto marco-muro

4.4 COMPONENTES DE LA DISTORSIÓN

La deformación de los muros ante cargas laterales puede atribuirse a los efectos de corte, de flexión y, al movimiento de cuerpo rígido, si la contribución a la expansión del muro en su plano al desplazamiento horizontal al nivel de losa es despreciado. De manera consistente con lo anterior, el desplazamiento lateral total, puede considerarse formado por tres componentes, de la siguiente manera:

$$\Delta_T = \Delta_F + \Delta_C + \Delta_{CR} \tag{4.2}$$

- donde Δ_T es el desplazamiento lateral total;
- Δ_F es el desplazamiento lateral debido a la flexión;
- Δ_C es el desplazamiento lateral debido a fuerza cortante, y
- Δ_{CR} es el desplazamiento lateral por movimiento de cuerpo rígido.

Si la ecuación anterior, es dividida entre la altura h , del espécimen, obtenemos:

$$R = R_F + \gamma + R_{CR} \quad (4.3)$$

donde R es la distorsión registrada experimentalmente durante el ensaye;
 R_F es la contribución de la deformación por flexión a la distorsión;
 γ es la contribución de la deformación por corte a la distorsión, y
 R_{CR} es la contribución del movimiento de cuerpo rígido a la distorsión.

Las componentes principales de la distorsión, se presentan en la figura 4.7

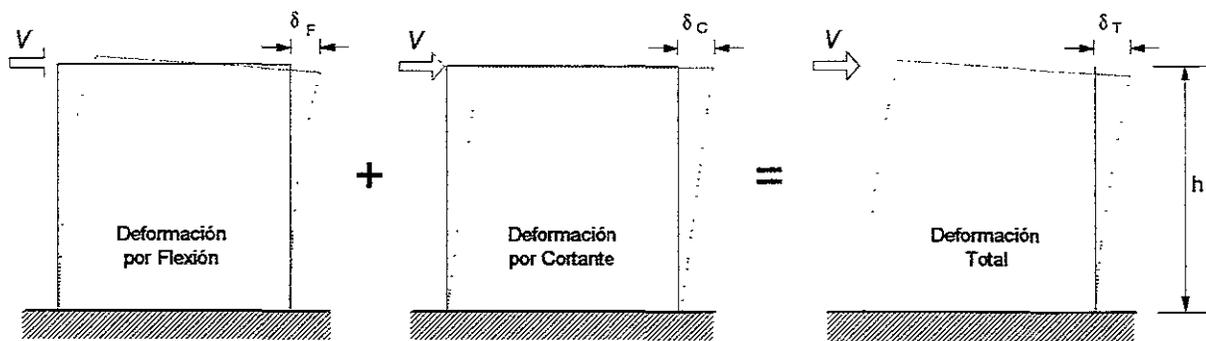


Figura 4.7 Componentes de la distorsión

El estudio de las componentes de la distorsión, permite entender más claramente el modo de falla de los modelos. En el caso de los especímenes que nos ocupan, es deslizamiento de la viga de cimentación se midió a lo largo de los ensayos y resultó prácticamente nulo; tampoco se presentó deslizamiento relativo entre el muro y su cimentación, por lo cual, la contribución de cuerpo rígido R_{CR} a la distorsión, será despreciada. A través de la medición directa durante el ensaye, la distorsión total fue determinada y la deformación angular, γ , puede ser calculada por medio de procedimientos numéricos, por lo cual, la deformación causada por los efectos de flexión, se obtiene despejándola de la ecuación 4.3.

4.4.1 Deformación Angular

Según los principios de resistencia de materiales, las deformaciones angulares de un panel se obtienen mediante la expresión (Chen et al., 1978):

$$\gamma = |\delta_1| \frac{L_1}{2Lh} + |\delta_2| \frac{L_2}{2Lh} \quad (4.4)$$

donde γ es la deformación angular del panel;
 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;
 L_2 es la longitud inicial de la diagonal posterior;
 L es la longitud del tablero, y
 H es la altura del tablero.

La precisión del método se reduce al aumentar la relación de aspecto h/L de los muros. En el caso de muros con relación de aspecto igual a 1, como los ensayados, se obtienen muy buenas estimaciones de la deformación angular de los tableros de mampostería.

Si la relación de aspecto de los muros (L/h) es cercana a la unidad, se cumple:

$$\gamma = |\epsilon_1| + |\epsilon_2| \tag{4.5}$$

donde $\epsilon_1 = \delta_1/L_1$ es la deformación de la diagonal anterior (cara Norte), y $\epsilon_2 = \delta_2/L_2$ es la deformación de la diagonal posterior (cara Sur).

La deformación angular calculada con la ecuación 4.5 incluye deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería. Estas últimas están asociadas al agrietamiento, aplastamiento y deslizamiento que se presentan durante el ensaye. Sin embargo y, aunque la deformación angular es un parámetro que cuantifica las deformaciones tangenciales, para estados avanzados de agrietamiento no representa fielmente la deformación. La pérdida de continuidad en el muro debida a grandes grietas y el daño local en apoyos de los sistemas de medición contribuyen a que las lecturas sobrestimen la deformación angular.

Casi desde el comienzo de la prueba, la gráfica de deformaciones angulares fue sumamente parecida a la curva histerética del modelo. De hecho, al dibujar ambas a la misma escala y sobre los mismos ejes, la curva de distorsiones se ve casi como una superposición de la curva histerética Carga Lateral-Distorsión del modelo. Lo anterior indica que las distorsiones del modelo causadas por los efectos de la flexión pueden ser despreciadas para fines prácticos. Al alcanzar el primer pico de carga, cuando la distorsión ocasionada fue del 0.0003, la contribución a la misma por los efectos de cortante, alcanzaba ya un valor del 40 por ciento. Al aumentar la distorsión hasta un 0.0005, el 47 por ciento de la misma era causada por efectos de cortante. Para ciclos más avanzados con distorsiones de entre 0.001 y menores a 0.006, la totalidad de la distorsión era efecto de cortante. La contribución de los efectos de la flexión vuelve a notarse para los últimos ciclos, posteriores a la resistencia del espécimen, en el último de ellos, correspondiente a una distorsión de 0.0078, la contribución de los efectos de flexión al total de la distorsión, alcanzó el valor de 17 por ciento.

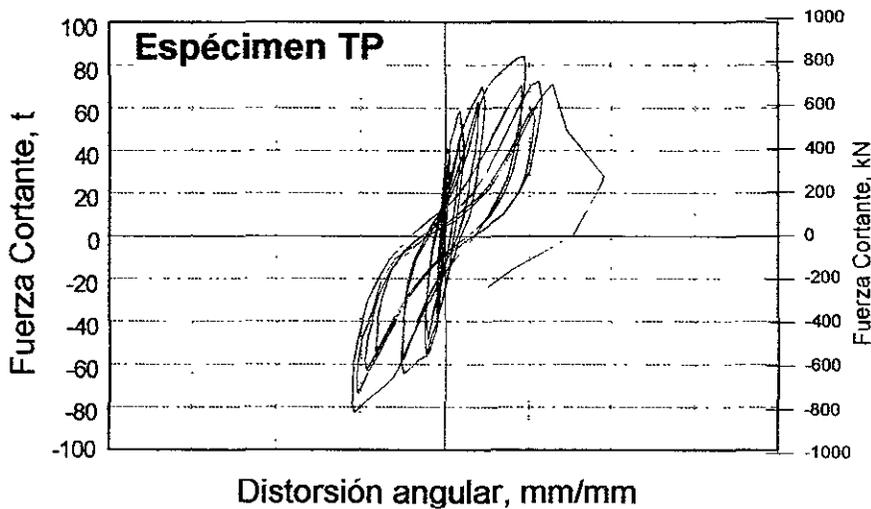


Figura 4.8 Deformación angular del espécimen TP

4.5 ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS

Aunque la instrumentación de los modelos se describió con detalle en el capítulo 3, es conveniente recordar en este punto que la misma se resolvió utilizando distintos tipos de transductores capaces de transformar un fenómeno físico (fuerza, desplazamiento, deformación) en una señal eléctrica que puede ser registrada por la computadora.

Los deformímetros eléctricos son transductores adheribles al acero de refuerzo y piezas de mampostería, así como superficies de concreto o de algún otro material, que registran la deformación en una dirección, de la sección en que fueron colocados. En algunas ocasiones puede formarse un arreglo de deformímetros en distintas

direcciones para una sola sección, con cuyos registros se puede calcular el estado de deformaciones de la misma; a dicho arreglo se le conoce como roseta de deformaciones.

Las deformaciones registradas por los deformímetros pueden ser transformadas a esfuerzos empleando curvas esfuerzo-deformación idealizadas y adecuadas al tipo de material al que están adheridos. Los deformímetros adheridos a superficies de acero son útiles para determinar si el acero fluyó en la sección estudiada. La fluencia del acero de refuerzo se definió como la presencia de deformaciones permanentes después del intervalo de deformaciones mayores a la de fluencia, ϵ_y , asociada al esfuerzo de fluencia f_y , correspondiente al modelo utilizado. Las deformaciones asociadas con la fluencia de distintos tipos y diámetros del acero de refuerzo y anclaje, corresponden al final de la etapa de proporcionalidad de su curva esfuerzo-deformación.

Al modelo TP, se le colocaron distintos grupos de deformímetros, asignados a zonas consideradas críticas o representativas del acero de refuerzo del marco, de las anclas malla-mampostería y el muro de mampostería.

4.5.1 Refuerzo del Marco de Concreto

El acero de refuerzo del marco de concreto, fue instrumentado por medio de 16 deformímetros en el acero longitudinal (C1 a C16), cerca de los extremos de las columnas; ocho deformímetros en estribos, seis de ellos en columnas (E1 a E6) y los restantes en la trabe (E7 y E8). De ellos cuatro en el extremo oeste de la trabe, dos en el lecho superior (T1 y T3), y dos en el inferior (T2 y T4).

Las gráficas Carga Lateral-Deformación de los deformímetros colocados en el acero de refuerzo del marco de concreto se muestran, con identificación y ordenadas alrededor del espécimen, en la figura 4.9. Con dicha figura se logra una máxima simplificación en la presentación de esta gran cantidad de resultados, de tal manera que se puedan comparar las respuestas de los diversos instrumentos de un mismo espécimen. Todas las gráficas se presentan a la misma escala y comparten las líneas de división de los ejes de abscisas y ordenadas. En el eje de las abscisas se gráfica la deformación medida por el instrumento en porcentaje (por ejemplo, para acero grado 42 la deformación nominal de fluencia es 0.002 que se identifica en las gráficas como 0.2%). Los valores positivos corresponden a alargamientos (barras sometidas a tensión). En el eje de las ordenadas se utilizó, para formar la gráfica, la fuerza cortante horizontal aplicada al espécimen. Los ciclos positivos, y por lo tanto, la fuerza cortante considerada como positiva en las gráficas, corresponde a la aplicación de una fuerza horizontal de izquierda a derecha en el esquema del armado de las figuras.

Durante el proceso constructivo, principalmente al realizar los colados, algunos de ellos sufrieron daños y su señal no fue registrada o se registraron datos absurdos. Los espacios correspondientes a las gráficas de dichos instrumentos, han sido marcados con la leyenda "No Disponible" con fines de identificación.

Casi todos los instrumentos registraron deformaciones debajo de la deformación de fluencia por lo que puede considerarse que trabajaron en el intervalo de comportamiento elástico-lineal.

Los instrumentos colocados en las columnas del espécimen permitieron apreciar un cierto trabajo de todo el espécimen como conjunto. Se presentan rotaciones en la parte superior de las columnas evidenciando flexión en doble curvatura, pero se pueden observar parejas de instrumentos a ambos lados de una misma sección, que presentan deformaciones del mismo signo para las columnas a tensión. Esto indica la deformación de toda la columna sometida a tensión congruente con la flexión del conjunto. La deformación de las columnas a tensión se confirma tanto para ciclos positivos como negativos. Sin embargo, la columna opuesta en cada caso, que debería deformarse en compresión pura, muestra cierta curvatura en su parte inferior.

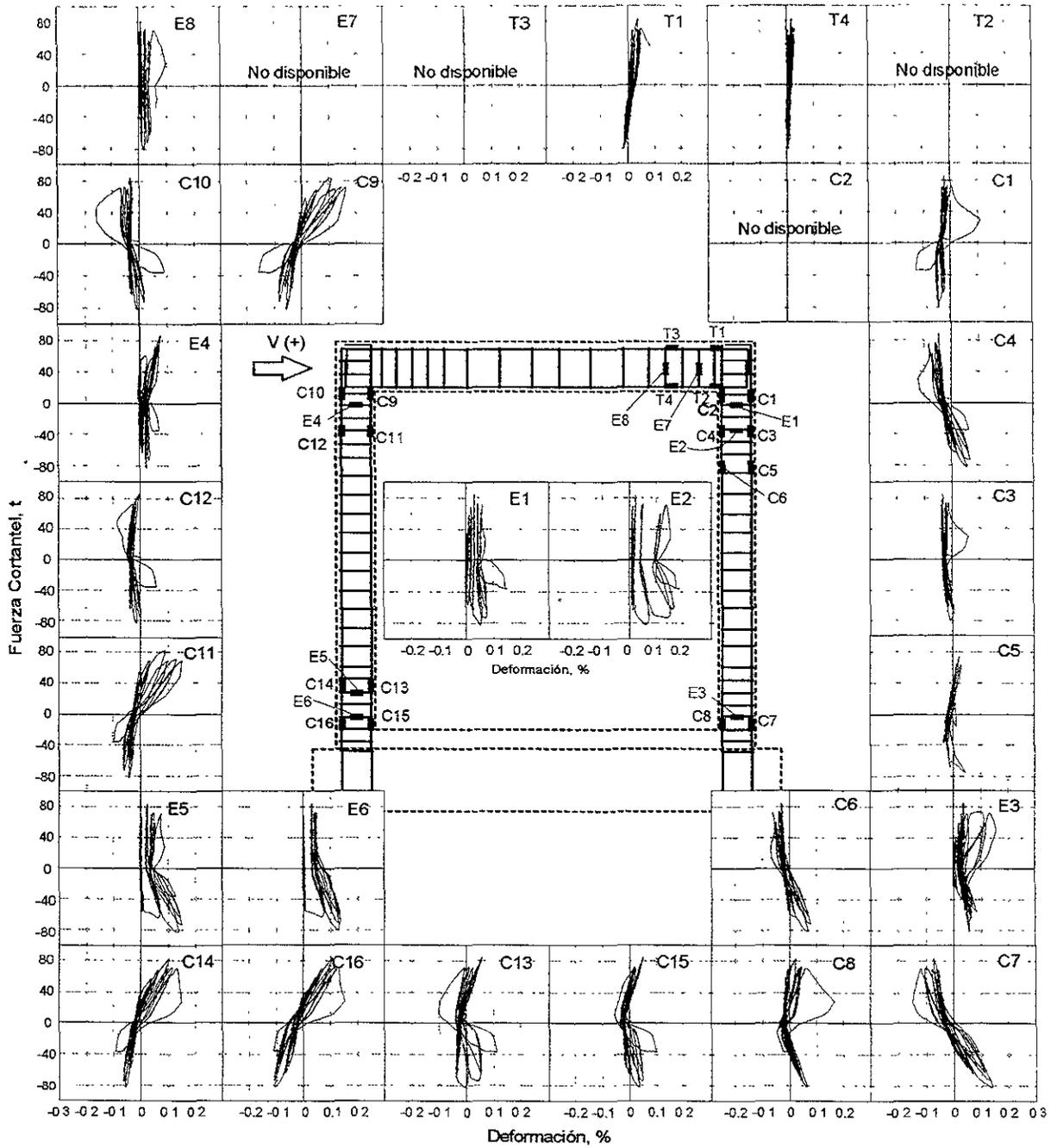


Figura 4.9 Deformímetros en el marco del espécimen TP

4.5.2 Refuerzo del Aplanado de Concreto

En general, los puntos con mayores deformaciones, para la malla electrosoldada de refuerzo del aplanado de concreto, se ubicaron cerca del centro del muro. Esto se debe principalmente a que en el centro coinciden los agrietamientos inclinados principales de las dos direcciones y a que estos instrumentos pueden sufrir tanto las acciones de las grietas en ciclos positivos como las de las otras grietas correspondientes a los ciclos negativos. Así, durante un ciclo positivo se abren las grietas en un sentido sometiendo a los alambres a tensión, y durante el ciclo negativo lo más que ocurre es que la grieta se cierre y que la compresión sea tomada directamente por el concreto sin deformar a los alambres.

Se identificaron varios puntos en donde los alambres excedieron a la deformación experimental de fluencia, (mayor que 0.003), lo que en general ocurrió cerca del centro del espécimen. Por otro lado hubo deformímetros que prácticamente no registraron deformación alguna. Conviene comentar que en ocasiones los instrumentos quedan en una zona de concreto sin daño, es decir, que está ubicada entre dos grietas. La adherencia del alambre al concreto, así como el trabajo de los alambres transversales soldados a éste y que constituyen un apoyo contra el concreto, pueden provocar que la deformación medida al centro de una zona de concreto sana sea muy diferente a la que ocurre en y cerca de las grietas. Esto puede ocurrir para el mismo alambre y en secciones a poca distancia entre sí. Sin embargo, los registros obtenidos en los ensayos son útiles para mostrar tendencias suficientemente claras para la interpretación. En la figura 4.10, se muestran los instrumentos de la malla de refuerzo que presentaron las mayores deformaciones.

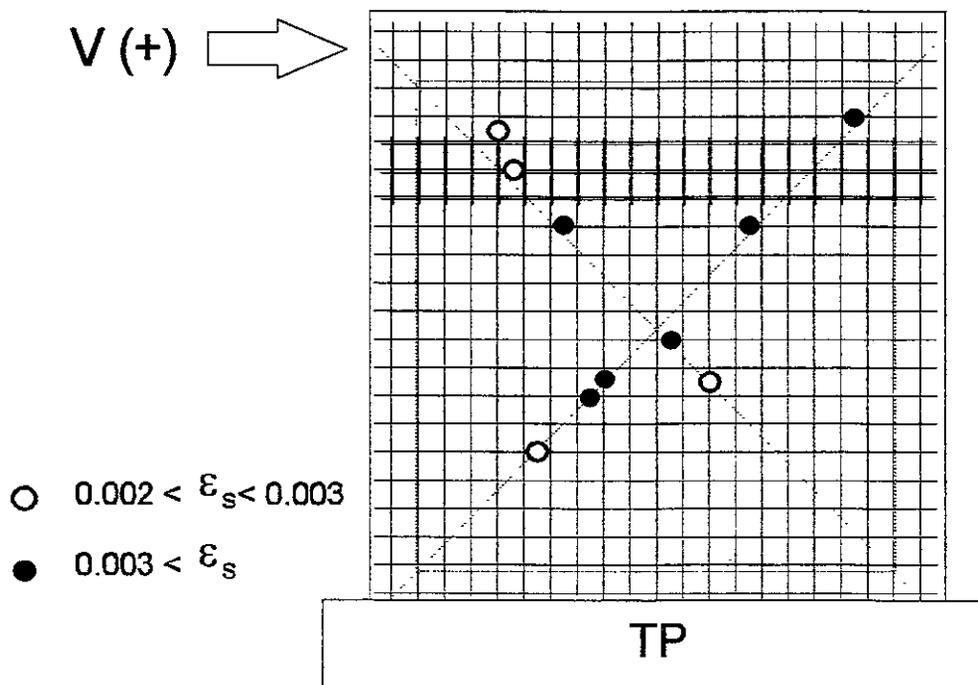


Figura 4.10 Instrumentos que registraron mayores deformaciones en los alambres de la malla de refuerzo del espécimen TP

En las figura 4.11 se muestran las lecturas registradas por cada uno de los instrumentos de la malla. Se puede observar que en casi todos los casos, las deformaciones son positivas, es decir, de tensión, aunque existen ligeras incursiones en la zona de compresión. Lo anterior se debe a que el trabajo de los alambres es esencialmente por tensión para mantener cerradas las grietas que se generan.

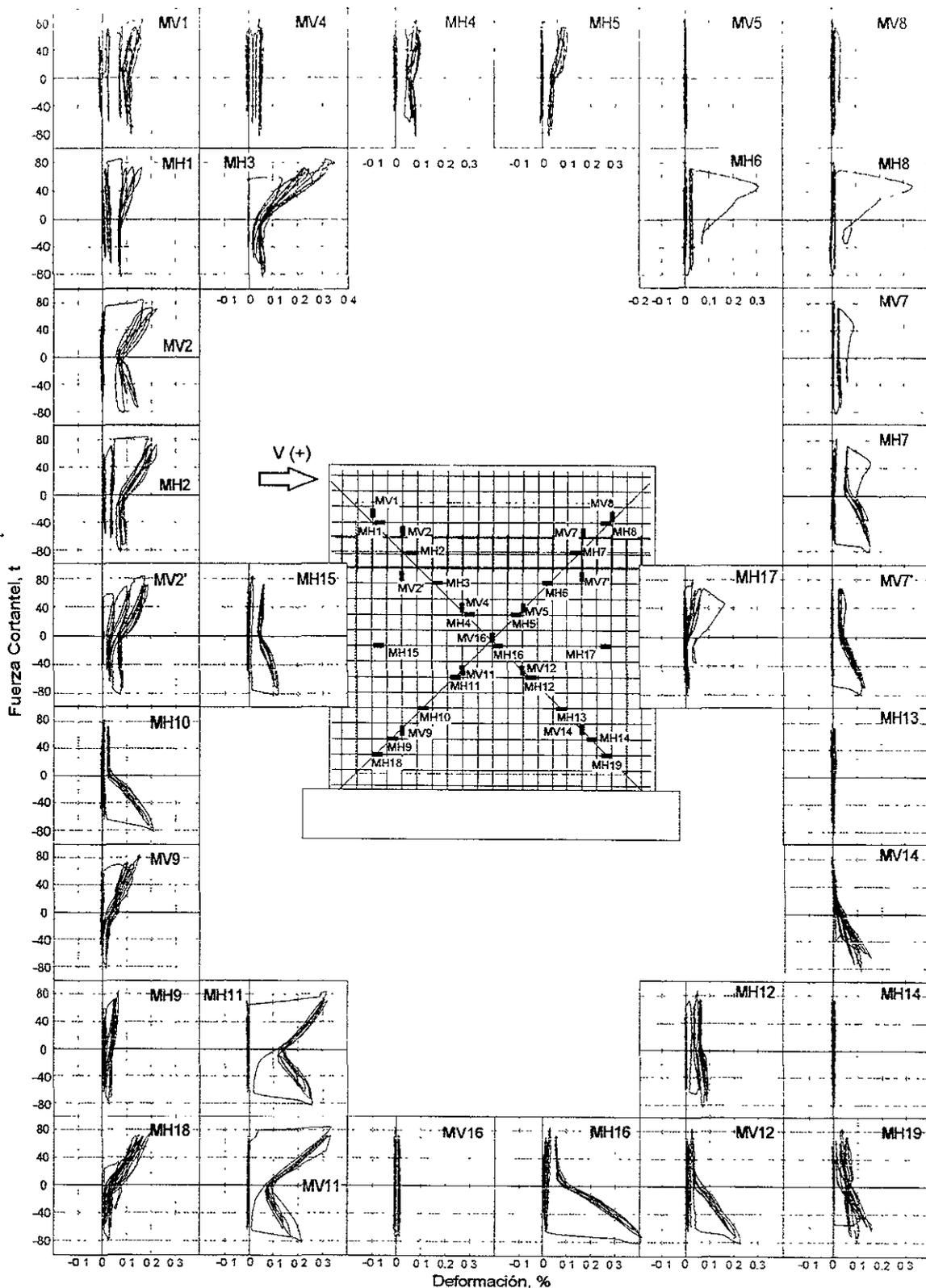


Figura 4.11 Deformímetros en la malla del espécimen TP

4.5.3 Resultados en Rosetas y Separaciones del Marco y el Muro de Mampostería

Aunque en el caso de especímenes como los que fueron objeto de este trabajo, los diseñadores acostumburan despreciar la contribución del muro de mampostería, en la sección 1.5 se presentan consideraciones teóricas acerca de modelos similares a los aquí analizados. Las mismas indican que el conjunto marco-muro diafragma, mientras permanece en un intervalo de bajas deformaciones, trabaja como unidad. En dicha unidad el muro proporciona la rigidez al actuar como diafragma, mientras que el marco tiene la función de resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar el muro.

A mayores demandas de desplazamiento lateral, las fuerzas horizontales se transmiten a través del muro como un puntal de compresión a lo largo de una de sus diagonales, generando tensiones normales a la dirección del puntal, de manera que ocurre una separación en parte de la zona de contacto entre muro y marco confinante y el primero queda apoyado en dos esquinas opuestas del segundo, trabajando básicamente como una diagonal en compresión. Bazán propuso que dicha diagonal equivalente tiene el mismo espesor, t , y módulo de elasticidad E_m , que el muro, y que su ancho, w , está definido por la expresión 1.6.

Con la intención de estimar el campo de deformaciones, e indirectamente el de los esfuerzos transmitidos en la dirección del puntal, se colocaron algunas rosetas de deformímetros adheridos a las piezas de mampostería (figura 4.12). Para registrar las separaciones que se presentarían en las esquinas, se colocó un arreglo de transductores de desplazamiento según se detalló en la sección dedicada a la instrumentación.

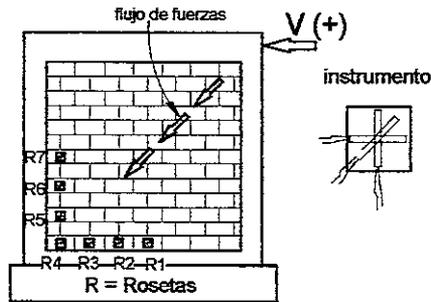


Figura 4.12 Flujo de fuerzas en dirección diagonal y arreglo de rosetas

En la figura 4.13 se presentan las mediciones tomadas por las rosetas en algunos de los picos positivos de carga en el modelo TP. El valor negativo de las lecturas representa acortamiento de los deformímetros eléctricos, es decir, deformación por compresión. Se consideró al valor de 0.003, mismo que se señala en la figura 4.13, como el de la deformación de falla. Dicho valor fue determinado (Flores et al., 1999) haciendo una analogía entre el comportamiento de cilindros de concreto y pilas de bloque de concreto tomando en cuenta el valor medio de resistencia a compresión que alcanzaron las pilas (ver Apéndice A).

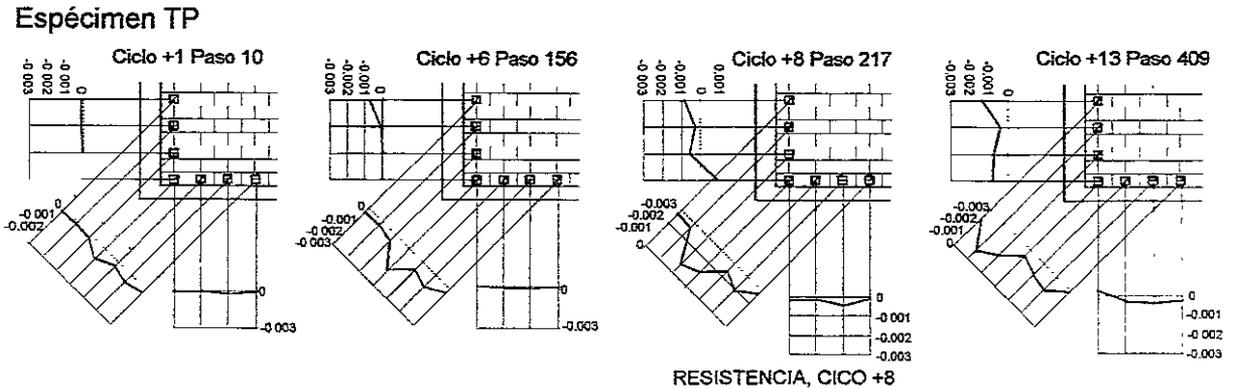


Figura 4.13 Lecturas registradas por las rosetas

Los resultados registrados por los instrumentos en cada dirección son más o menos congruentes con las deformaciones esperadas en el modelo. Sin embargo, el intento de un análisis refinado, con determinación de dirección y magnitud de deformaciones principales y esfuerzos principales a lo largo del ensaye mostró dificultades importantes debidas probablemente al comportamiento no lineal de los materiales, caracterizado por agrietamiento, aplastamientos locales, deslizamiento de las piezas en las juntas y contra el marco, así como distribuciones complejas de esfuerzos y concentración de ellos.

Es interesante mencionar que en ciclos negativos (no presentados), en lugar de que los sensores a 45° midieran las tensiones que en teoría se deberían presentar, permanecieron con una deformación residual a compresión, aunque de magnitud muy baja.

En todos los casos, las deformaciones medidas son de compresión, incluso superiores a la deformación de aplastamiento. En los ciclos positivos las deformaciones de tensión, en esta esquina, tuvieron una magnitud muy pequeña, prácticamente nula en la mayoría de las rosetas.

Las separaciones entre el marco y el muro medidas, se hallaron más o menos congruentes con respecto a las esperadas. En la figura 4.14, se presentan los valores registrados por los transductores en algunos ciclos positivos de carga, así como la configuración teórica de separaciones marco muro ante cargas laterales.

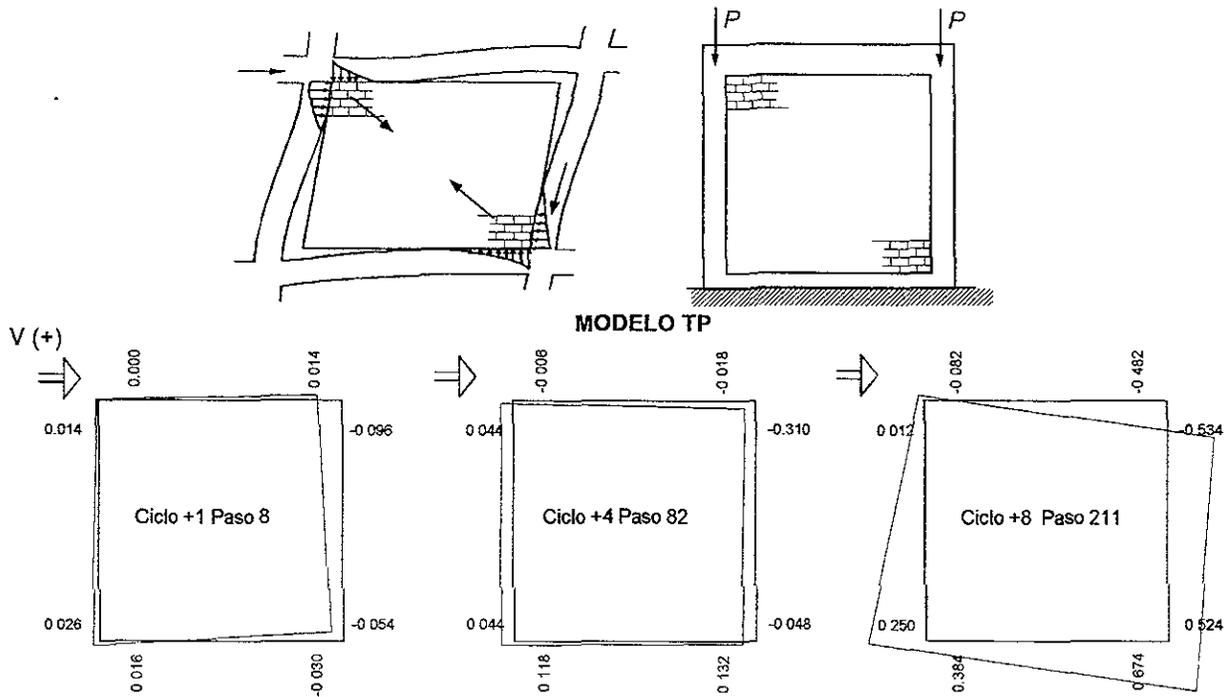


Figura 4.14 Separaciones entre marco-muro

4.5.4 Anclas Concreto-Mampostería

Para estimar el trabajo de las anclas concreto-mampostería situadas en el marco, se instrumentaron varios de éstas con un sensor a cada lado del diámetro en la sección que quedaría justo en el plano de contacto entre el recubrimiento y el marco-muro. Se pretendía identificar posibles deformaciones por flexión ante fuerzas horizontales, así como identificar fuerzas de extracción normal al plano del muro. Desafortunadamente varios de los instrumentos se perdieron en el proceso de colocación de los anclajes y del colado del recubrimiento. No obstante, las mediciones aportadas por los instrumentos que sí funcionaron, sugieren un comportamiento interesante.

Los anclajes colocados en el espécimen mostraron deformaciones apreciables, incluso con máximos ligeramente superiores a la deformación de fluencia. En uno de los anclajes de la base del muro, el A5, se observa que para un ciclo con el mismo signo la deformación presentó signos contrarios en el instrumento izquierdo y el derecho, lo que implica flexión. La deformación alterna de tensión y compresión se repite en el único sensor que funcionó del otro conector inferior (A4). Los instrumentos colocados en los anclajes superiores (A1, A2, A3 y A6) exhibieron deformaciones nulas durante el ensaye hasta que se alcanzó la resistencia a carga lateral. En este momento se registran deformaciones de tensión (ciclo positivo), que se reducen en ciclos negativos o que incluso, se repiten. Este fenómeno se atribuye al desprendimiento del recubrimiento. En efecto, cuando se alcanza la resistencia, el recubrimiento tiende a desprenderse de la estructura original y, por tanto, demanda axialmente a los conectores. Es probable que en ciclos posteriores, la caída de la deformación se explique por la flexión de las anclas.

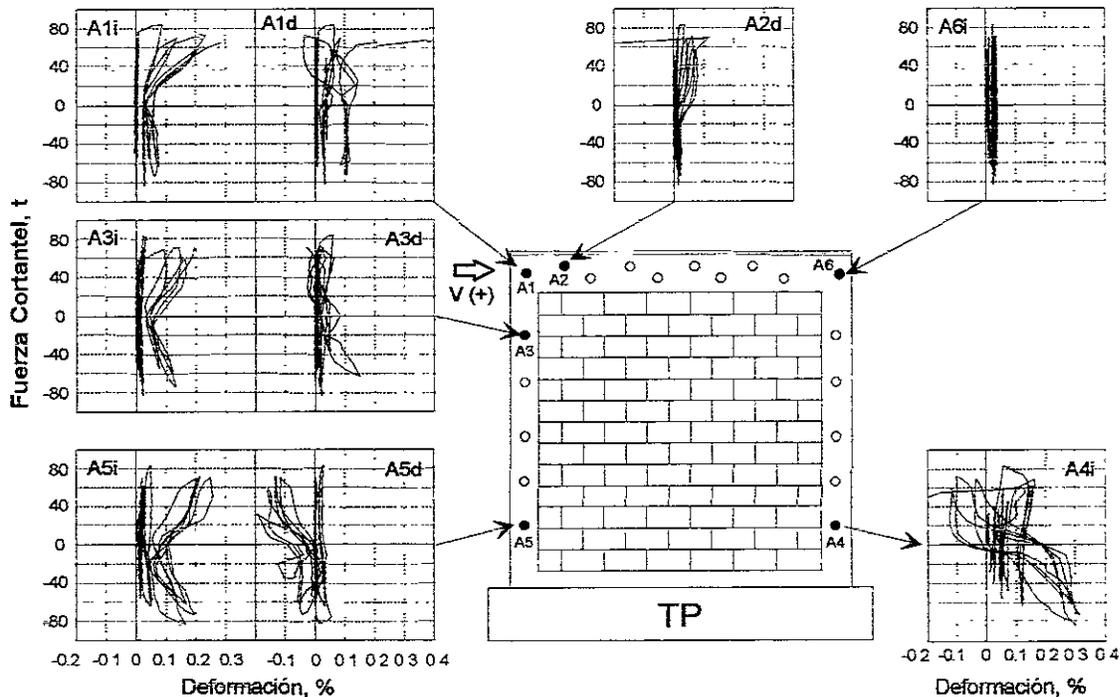


Figura 4.15 Conectores concreto-mampostería en el marco del espécimen TP

CAPÍTULO 5

COMPORTAMIENTO DEL MODELO TH

5.1 PATRÓN DE AGRIETAMIENTO

El ensaye del modelo TH contó únicamente con 8 ciclos. En el séptimo de ellos, se alcanzó la fuerza cortante máxima aplicada y ocurrió la falla, la cual fue de tipo frágil. Otra característica de este ensaye fue la temprana aparición de grandes grietas horizontales debidas a los efectos de tensión provocados por flexión y que, aparentemente coincidieron con una junta de colado que se presentó durante el proceso constructivo del aplanado del espécimen.

5.1.1 Evolución del Daño

Durante el ciclo 1 ($R=0.05$ por ciento), en el cual, la fuerza cortante pico alcanzó un valor de $V_{+1}=38.3$ t, se presentó prematuramente el primer indicio de daño cuando apareció una grieta horizontal, casi a un tercio de la altura del modelo, debida a los efectos de flexión, la cual abarcó casi dos tercios de la longitud del mismo. Durante el semiciclo negativo ($V_{-1}=-32.9$ t), la grieta se extendió hasta el lado contrario, cruzando la totalidad de la longitud del muro. A lo largo de este ciclo surgieron también, en ambos extremos inferiores de la cara Norte, dos grietas que iniciaron con trayectoria horizontal y después inclinada hacia abajo. A diferencia de las grietas diagonales que surgieron en el modelo anterior, en este modelo esta grieta horizontal no cruzaba todo el espesor del espécimen ya que no era visible por la otra cara del muro, es decir, el daño no alcanzó la mampostería.

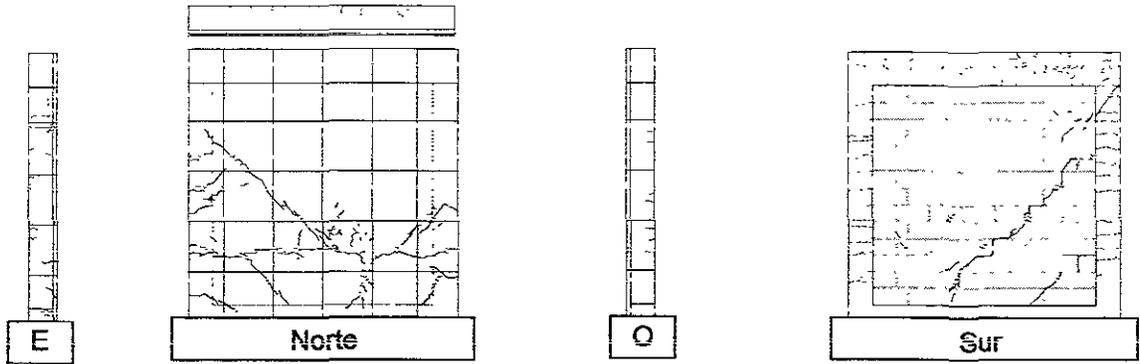
En el ciclo 2 se repitió la distorsión alcanzada anteriormente; sin embargo, la fuerza cortante empleada fue mayor que la del paso anterior, alcanzando un valor $V_{+2}=46.5$ t. En este ciclo se extendió una rama inclinada de la grieta horizontal en la parte inferior izquierda de la cara con aplanado. Surgió también una grieta inclinada en la parte superior de la columna Este, visible por la cara Sur (sin aplanado). La carga necesaria para alcanzar el pico negativo de este ciclo fue $V_{-2}=-30.7$ t.

En el transcurso del tercer ciclo ($R\cong 0.1\%$) surgió la primera grieta inclinada a 45 grados bien definida, con una anchura de 0.7 mm, la cual se originó a la altura de la gran grieta horizontal aparecida anteriormente, dicha grieta surgió al alcanzarse la carga pico, que fue $V_{+3}=54.6$ t. En el tercio medio de altura del lado izquierdo de la cara Norte surgieron grietas inclinadas hacia arriba con un ángulo cercano a los 45 grados. Es importante señalar que las grietas inclinadas cruzaban todo el espesor del muro pues fueron visibles por ambas caras, lo cual no sucedió con la grieta horizontal que únicamente surgió del lado del aplanado. La carga máxima durante el correspondiente semiciclo negativo fue $V_{-3}=-48.5$ t.

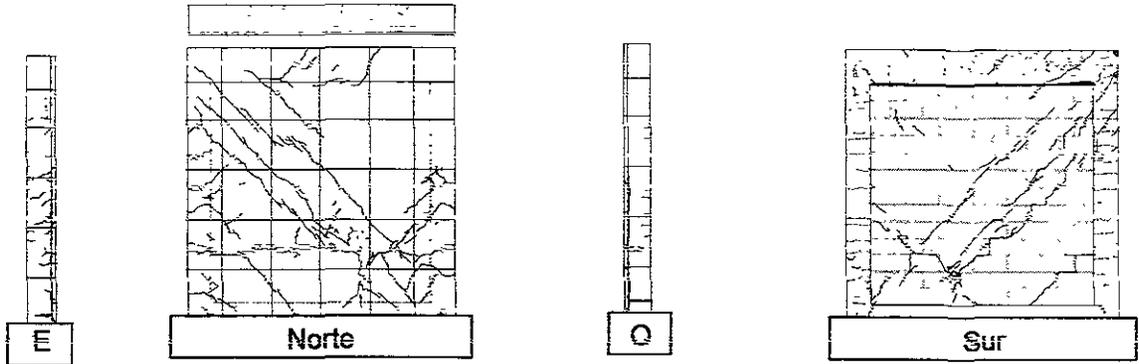
Durante el ciclo 4, se repitió la distorsión lograda en el ciclo anterior, la fuerza cortante empleada en ello ($V_{+4}=49.4$ t) fue aproximadamente 9.6 por ciento menor que la del ciclo anterior. En la parte inferior de la entrecara aplanado-marco surgió una grieta vertical la cual hizo evidente el comienzo de una ligera separación entre estos dos elementos.

A lo largo del ciclo 5 ($R\cong 0.2\%$; $V_{+5}=70.2$ t) surgieron dos grandes grietas inclinadas a 45 grados a partir de la altura a la que se encontraba la grieta horizontal surgida en el primer ciclo. En la parte central superior de la cara con aplanado surgieron agrietamientos con una inclinación cercana a los 45 grados pero perpendiculares a las otras grietas aparecidas en este ciclo (de manera similar ocurrió en el modelo TD).

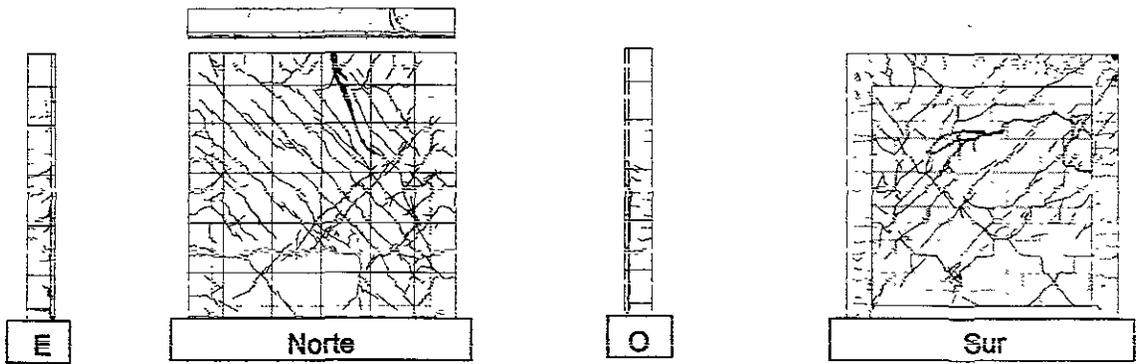
En el ciclo 6 se repitió la distorsión del ciclo anterior. La fuerza cortante empleada para ello ($V_{+6}=57.5$ t), disminuyó casi en un 18 por ciento. La primera grieta diagonal en aparecer, alcanzó una anchura de 0.8 mm.



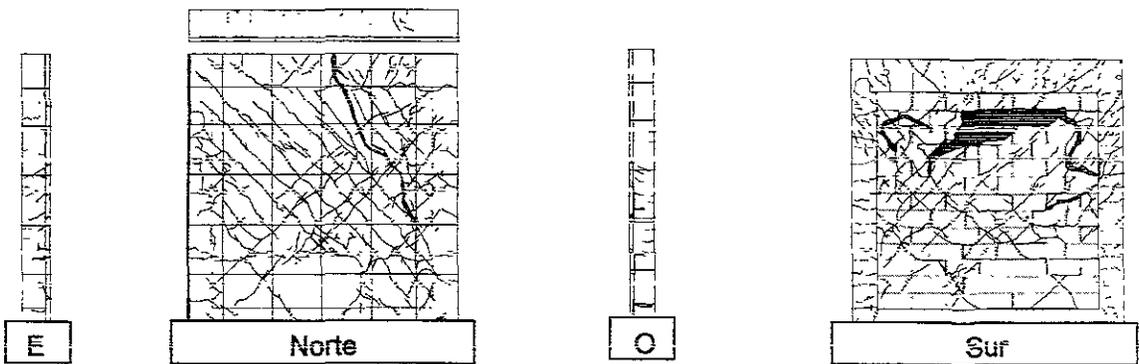
Ciclo +3, Distorsión R = 0.001



Ciclo +5, Distorsión R = 0.002



Ciclo +7, Distorsión R = 0.004



Ciclo +8, Distorsión R = 0.004

Figura 5.1 Evolución de agrietamiento en TH

En el ciclo 7 (R=0.4%) se alcanzó la resistencia del modelo ($V_{ig}=78.3$ t). De manera inesperada, aparecieron varios agrietamientos diagonales, el mayor de ellos casi dividió la esquina superior Oeste del modelo, en forma de bloque triangular. Dicha grieta registró una anchura de hasta 1.7 cm, en el momento en que esto ocurrió, la distorsión llegó a un valor de 0.76 por ciento y se originó debido al aplastamiento de la mampostería, evidente desde el lado posterior del espécimen (según el mecanismo que se describe en 6.2). La prueba se terminó con el ciclo 8, en el cual se aplicó una fuerza cortante $V_{ig}=14.4$ t para repetir la distorsión (R=0.4%) del ciclo anterior, es decir, se presentó una disminución del 81.6 por ciento.

5.1.2 Condición Final de Daño

El aspecto del espécimen en su condición de daño al final de la prueba se muestra en la figura 5.2. La mayoría de los clavos Hilti se desprendieron del marco, se aplastaron algunas piezas de la zona superior este del muro de mampostería y se formaron grietas inclinadas en el recubrimiento. La grieta principal tuvo una anchura de 17 mm, y en ella se fracturó la malla electrosoldada.

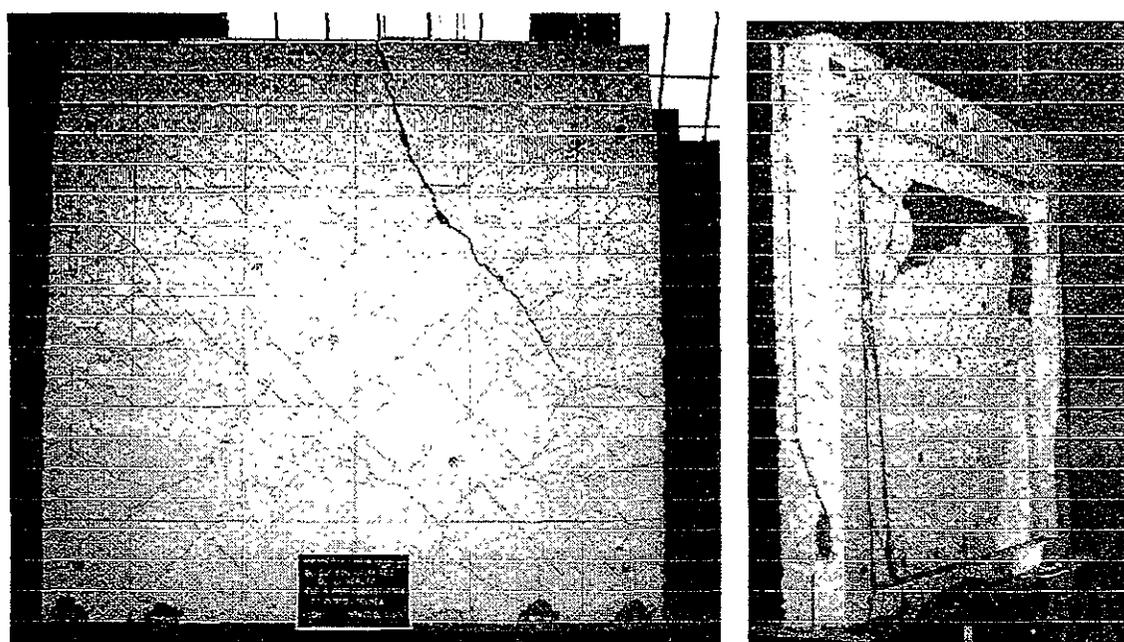


Figura 5.2 Estado final del daño del espécimen TH

5.2 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

El comportamiento histerético del espécimen TH puede observarse en la figura 5.3, en donde se muestra la gráfica de la carga lateral aplicada en toneladas contra la distorsión que ésta ocasionó a lo largo de la prueba.

Se calculó la resistencia del modelo siguiendo las consideraciones explicadas para TP. La resistencia, V_{RDF}^* , obtenida a partir de los valores nominales de resistencia a compresión del concreto y del valor de esfuerzo cortante resistente de diseño especificado en las NTC-M, $f_c=250$ kg/cm² y $v^*=3.5$ kg/cm², tuvo el mismo valor de 70 t que el obtenido para el modelo TP. Debido a que los resultados obtenidos de las pruebas a los muretes de mampostería son válidos para ambos modelos (debido a que ambos fueron construidos con el mismo tipo de piezas de mampostería), el valor de esfuerzo cortante resistente de diseño v^* , es de 1.1 kg/cm², el mismo que para TP; El valor de la resistencia a compresión f_c fue de 206 kg/cm². Usando dichos parámetros, se calculó una resistencia V_{RDF} , de 58.9 t. En ambos casos se utilizó un factor de resistencia, F_R , con valor unitario.

Los valores en los cuales surgió el primer agrietamiento inclinado de importancia, y que coinciden con los picos del ciclo 3 ($V_{+3}=54.6$ t; $V_{-3}=-48.5$ t) en el cual se alcanzó una distorsión $R = 0.1$ por ciento, son señalados en la gráfica también. Sin embargo, debe recordarse que en este modelo surgió agrietamiento horizontal de importancia desde la aplicación del primer ciclo de carga; dicho agrietamiento coincide aparentemente con la junta de colado formada durante el proceso constructivo. Debido a dicho agrietamiento, el modelo muestra comportamiento histerético desde el primer ciclo, es decir, no presentó intervalo elástico lineal apreciable.

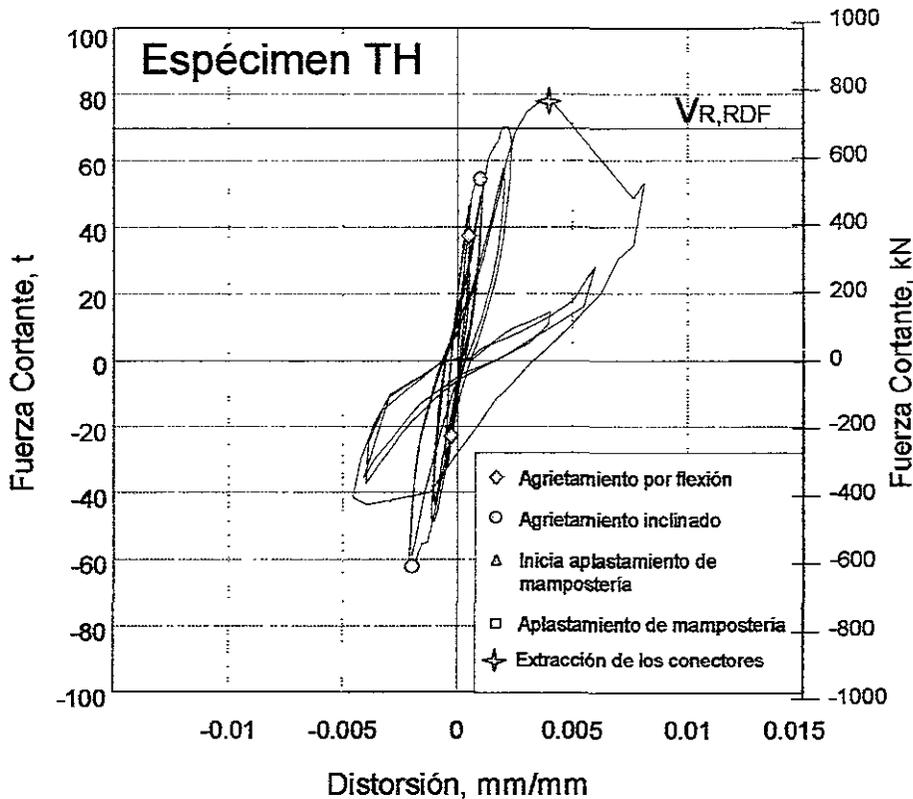


Figura 5.3 Curva histerética fuerza cortante-distorsión del modelo TH

Durante el segundo ciclo se buscó repetir la distorsión causada durante el primero ($R = 0.05\%$), la fuerza cortante aplicada para ello ($V_{+2}=46.5$ t) fue un 21 por ciento mayor que la empleada en el ciclo anterior, es decir, hubo un aumento en la rigidez del muro. Aunque el comportamiento exhibe histéresis desde el primer ciclo, a partir del surgimiento del primer agrietamiento inclinado el área encerrada dentro de los lazos histeréticos aumentó de manera evidente en cada ciclo subsecuente.

Se presentó un valor significativo de capacidad de carga adicional después del primer agrietamiento inclinado, alcanzando un cortante máximo $V_{MÁX}$ de 78.3 t y, como la falla ocurrida fue de tipo frágil –se presentó súbitamente– no se nota en la gráfica una caída considerable en la rigidez del modelo sino hasta los ciclos realizados después de la falla.

En general, la curva histerética se comportó con considerable simetría excepto en el ciclo 7 en el que se presentó una caída súbita de resistencia y rigidez.

5.3 ROTACIÓN Y CURVATURA

Al igual que el modelo anteriormente analizado, TP, el muro TH, fue dividido, para medir las rotaciones, en tres secciones. Se utilizó la misma disposición de los instrumentos para ello y, la expresión empleada para calcular los valores de la rotación, con las lecturas registradas, es la misma (ver ecuación.4.1)

5.3.1 Rotaciones del Panel

Las rotaciones calculadas para las tres regiones del panel del modelo TH, a lo largo del ensaye, se muestran en la figura 5.4. Para facilitar la comparación de comportamientos, se ha utilizado la misma escala en todas las gráficas.

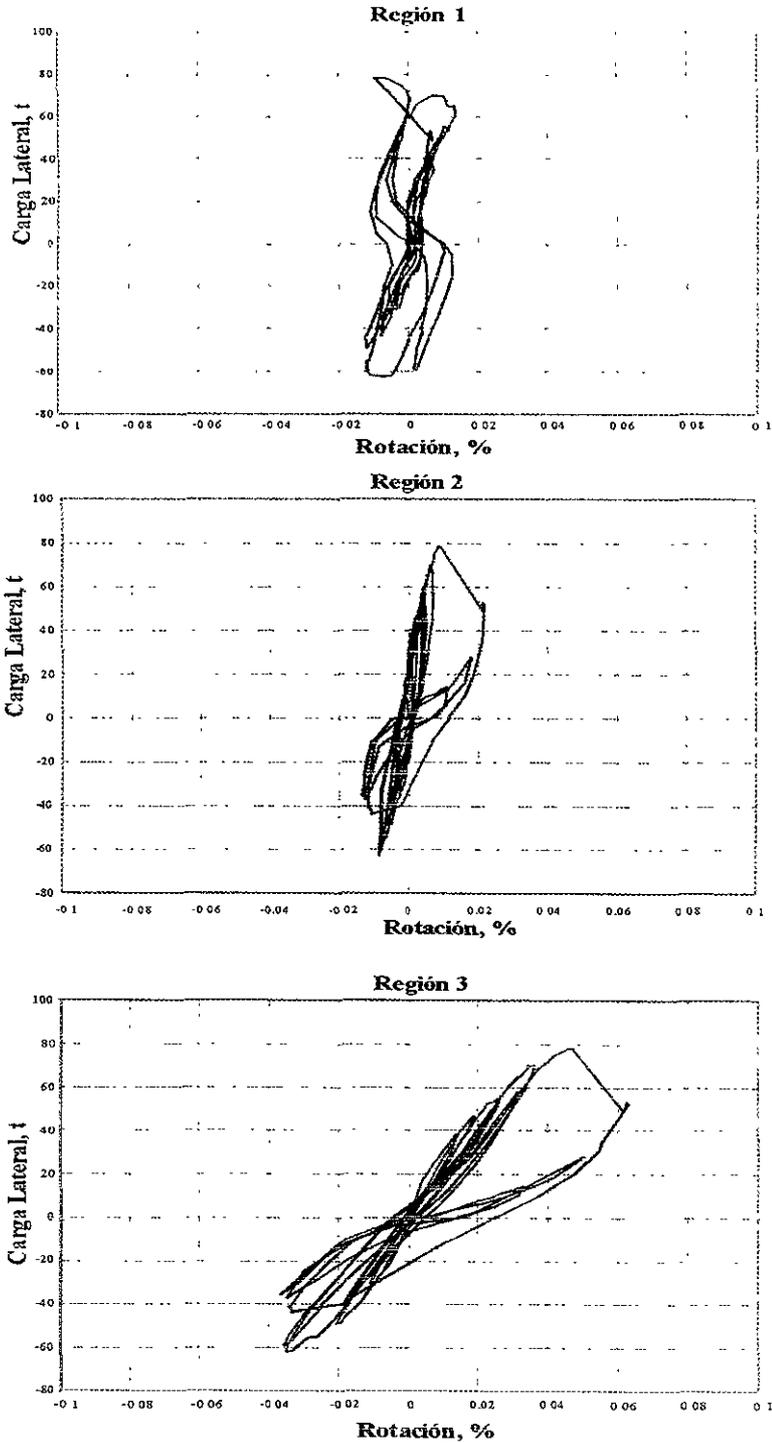


Figura 5.4 Rotaciones en el panel del modelo TH

Para la zona 1 del modelo, la curva histerética de las rotaciones, presentó un comportamiento no muy bien definido. Para los últimos ciclos aplicados, los valores alcanzados se mantuvieron en intervalos menores durante los semiciclos positivos que durante los negativos. Para esta zona del modelo, la mayor rotación registrada fue la correspondiente al pico máximo de carga del ensaye, alcanzando un valor de 0.011 por ciento.

La zona 2, se caracterizó por una curva histerética de rotaciones-cargas laterales, bien definida, aunque los lazos histeréticos fueron más bien estrechos. Presentó, a lo largo de toda la prueba, valores de rotación que, en general, fueron mayores a los registrados para la zona 1.

Justo antes de alcanzarse la resistencia del modelo la rotación era del 0.009 por ciento; sin embargo, ésta aumento abruptamente en el momento en el cual el muro falló, alcanzando la rotación un valor de 0.21 por ciento, el cual sería el máximo de esta zona para toda la prueba.

De las regiones del muro, la 3 fue la que presentó los mayores valores de rotación a lo largo del ensaye. Alcanzando, justo antes del máximo pico de carga, un valor de 0.047 por ciento, pero al fallar el muro y caer abruptamente la resistencia, la rotación aumentó hasta 0.06 por ciento.

El comportamiento de las rotaciones fue similar en ambos modelos, sin embargo, TP alcanzó valores mayores, como puede notarse al comparar la figura 5.4 con la 4.4.

5.3.2 Rotaciones Locales en la Base de las Columnas

Las gráficas rotación-carga lateral, de la base de las columnas, son mostradas en la figura 5.5. Podemos ver que su comportamiento se mantuvo elástico-lineal a lo largo del desarrollo de la prueba. Se registraron valores de rotación realmente poco significativos, aunque como producto del agrietamiento grande en el muro, considerado como la falla del modelo y que ocasionó el casi desprendimiento de la porción derecha (oeste) del mismo, la columna de dicho lado muestra un crecimiento abrupto de la rotación en el momento en que se alcanzó la carga máxima.

Las columnas en su base sufrieron agrietamientos ligeros, inclinados con respecto a su eje, y algunos otros agrietamientos horizontales causados por los efectos del trabajo conjunto. De hecho, los primeros agrietamientos de este tipo, surgieron desde el tercer ciclo, aunque no afectaron en comportamiento elástico-lineal de las curvas de rotación, mencionado con anterioridad.

Los valores de las rotaciones máximas registradas fueron de -0.0027 por ciento en ciclos negativos y 0.0028 por ciento en ciclos positivos, para la columna Este y, -0.002 en los ciclos negativos contra 0.0076 por ciento en los positivos para la columna Oeste.

El comportamiento general de las rotaciones en las bases de las columnas del modelo es similar al de TP, sin embargo, aunque, como era de esperarse debido a los resultados que se presentan en 5.3.1, los valores alcanzados fueron menores (ver fig. 4.5).

5.3.3 Curvaturas

Tal como fueron definidas en la sección correspondiente del capítulo anterior (4.3.3), las curvaturas son el cociente de rotación de la región en estudio entre la altura de dicha región. Las curvaturas por ciclo, se muestran en la figura 5.6, como puede verse para la primera región, los valores de las curvaturas son muy parecidos entre sí y cercanos a cero.

Para la zona 2, las curvaturas fueron muy similares en los primeros ciclos. Para dicha zona, la máxima curvatura corresponde al ciclo 7, en el cual se alcanza la resistencia del modelo y se presenta la falla súbita.

En la zona 3, la máxima curvatura correspondió también al pico en el que la resistencia del espécimen se alcanzó.

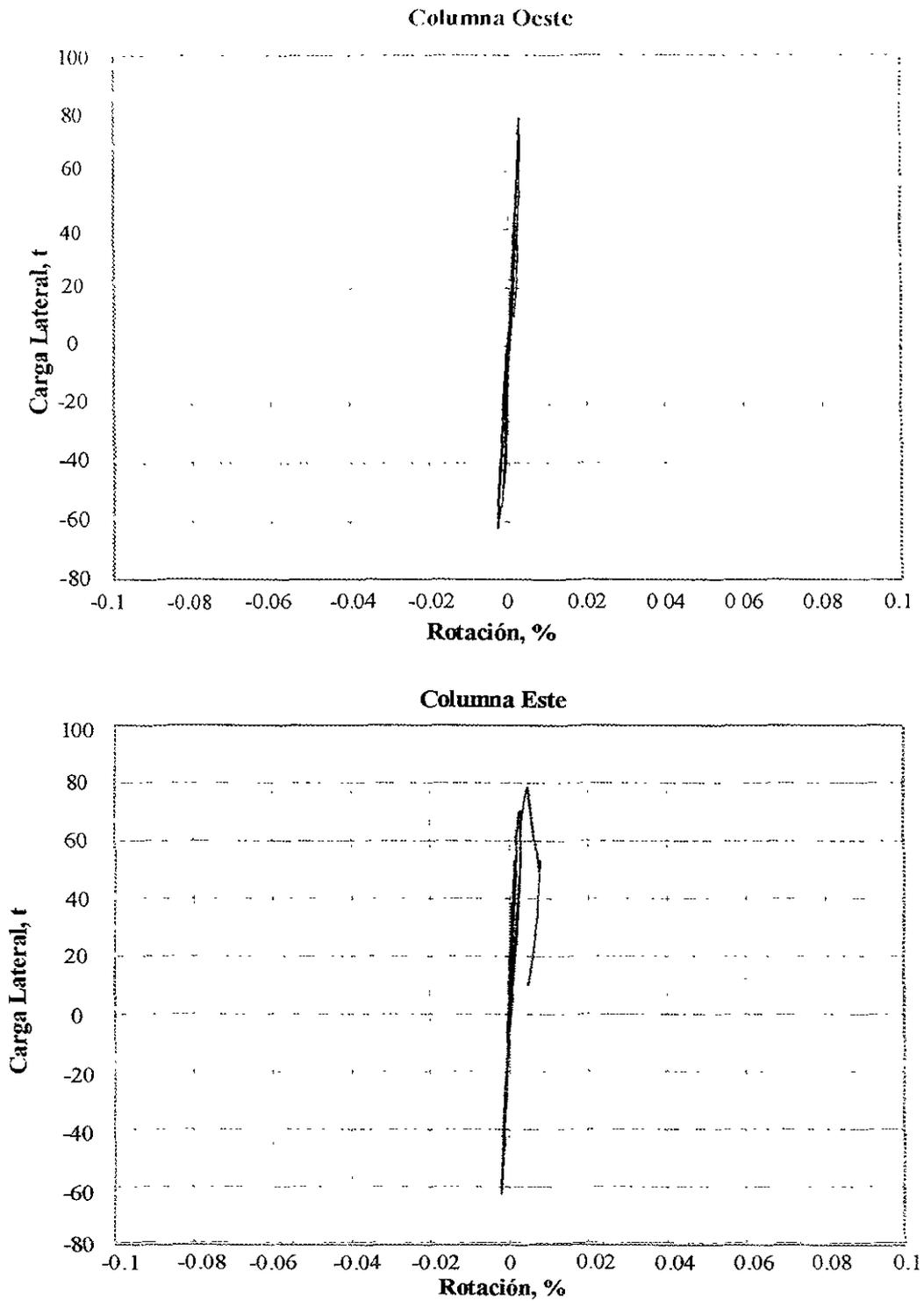


Figura 5.5 Rotaciones locales en las bases de las columnas del modelo TH

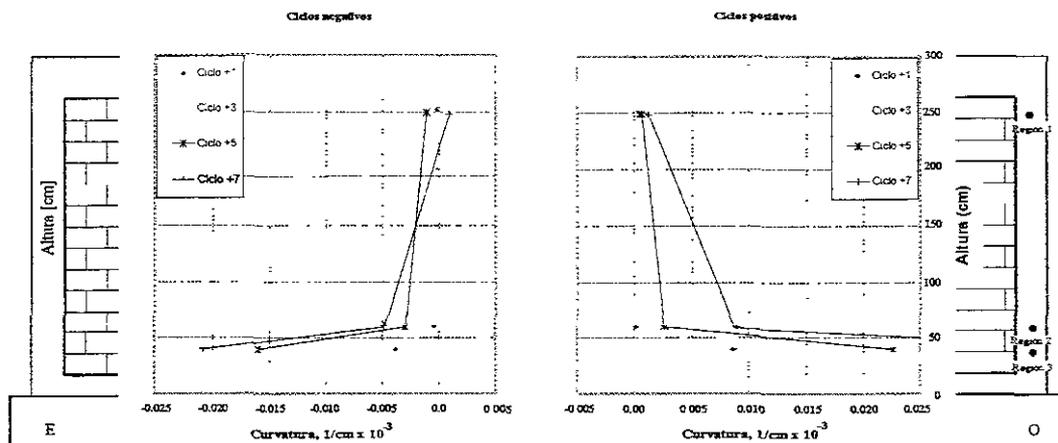


Figura 5.6 Curvaturas del modelo TH como conjunto marco-muro

5.4 COMPONENTES DE LA DISTORSIÓN

De los efectos que producen las cargas laterales sobre un muro, los de movimiento de cuerpo rígido serán despreciados al realizar el análisis del comportamiento del modelo TH por las mismas razones consideradas para el modelo TP (ver sección 4.4).

Contando con resultados experimentales que nos permiten conocer los valores de distorsión total, R , así como calcular, utilizando la ecuación 4.3, los valores de la deformación angular, γ , a lo largo de toda la prueba, la contribución de la deformación por flexión a la distorsión, se considera despreciable.

5.4.1 Deformación Angular

La gráfica Carga Lateral-Deformación Angular del modelo TH guarda gran similitud con la gráfica Carga Lateral-Distorsión del mismo, aunque presenta un ligero corrimiento que pareciera indicar mayores valores de deformación angular, γ , que de distorsión total, R , para la misma carga lateral aplicada, a lo largo de casi toda la prueba.

Lo anterior puede ser explicado con base en la sobrestimación de las deformaciones angulares mencionada en 4.4.1 y que se establece, con fines prácticos, que la totalidad de la distorsión, R , del modelo es producto de la contribución de la deformación por corte a la distorsión (deformación angular, γ) y que la contribución de la deformación por flexión a la distorsión es nula.

5.5 ANÁLISIS DE DEFORMÍMETROS

La localización y características de los deformímetros en las barras de refuerzo de los elementos del marco de concreto, así como en los alambres de la malla electrosoldada correspondiente al modelo TH, fue idéntica que aquella descrita en capítulos anteriores referente al espécimen TP. Sin embargo, la malla electrosoldada fue sujeta al muro de mampostería del modelo TH, utilizando clavos o conectores Hilti. Los clavos tipo Hilti empleados tienen un diámetro demasiado pequeño el cual impide la adecuada colocación de deformímetros que registrarán su desempeño, siendo ésta la razón por la cual se prescindió de dichos instrumentos.

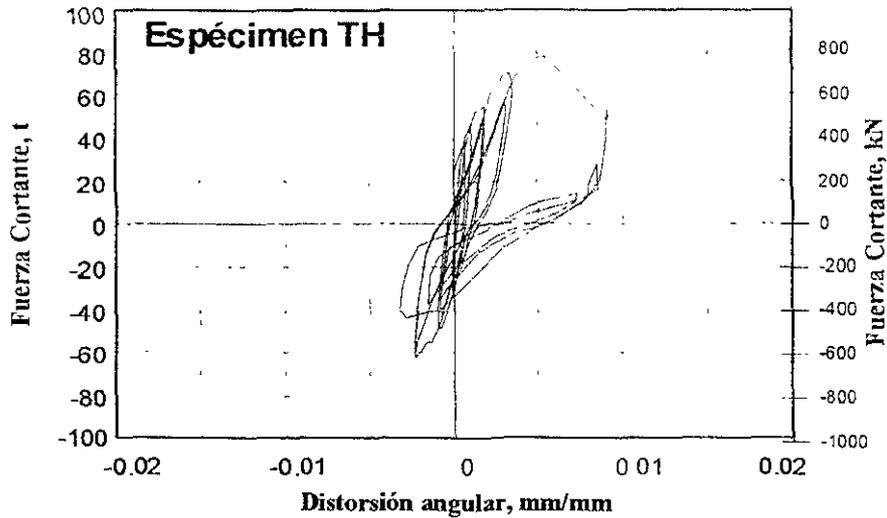


Figura 5.7 Distorsión angular del espécimen TH

Con fines de interpretación de las gráficas obtenidas por los transductores, los valores positivos corresponden a alargamientos (barras sometidas a tensión) y los negativos a acortamientos (barras en compresión). En el eje de las ordenadas se usó, para formar la gráfica, la fuerza cortante horizontal aplicada al espécimen. Los ciclos positivos, y por lo tanto, la fuerza cortante considerada como positiva en las gráficas, corresponde a la aplicación de una fuerza horizontal de izquierda a derecha en el esquema del armado de las figuras. En el eje de las abscisas se grafica la deformación medida por el instrumento, en porcentaje (por ejemplo, para acero grado 42 la deformación nominal de fluencia es 0.002 que se identifica en las gráficas como 0.2 %).

5.5.1 Refuerzo del Marco de Concreto

Con respecto a los deformímetros colocados en los elementos del marco de concreto, todos ellos registraron deformaciones debajo de la deformación de fluencia por lo que se pueden considerar trabajando en el intervalo de comportamiento elástico-lineal. Las gráficas del conjunto de los transductores colocados en el marco, se presenta en la figura 5.8. La ocurrencia del inicio de la falla se puede identificar en muchos de los instrumentos del marco. A pesar de que éstos permanecieron por debajo de la deformación de fluencia, se aprecian lazos con histéresis en las curvas que corresponden con la falla, así como aumentos notables en las deformaciones (post-resistencia).

Al igual que para el modelo anterior, en las columnas del espécimen TH las curvas dibujadas para cada instrumento permiten apreciar un cierto trabajo como conjunto de todo el espécimen, pues se presentan rotaciones en la parte superior de las columnas evidenciando flexión en doble curvatura, pero se pueden observar parejas de instrumentos a ambos lados de una misma sección, que presentan deformaciones del mismo signo para las columnas a tensión.

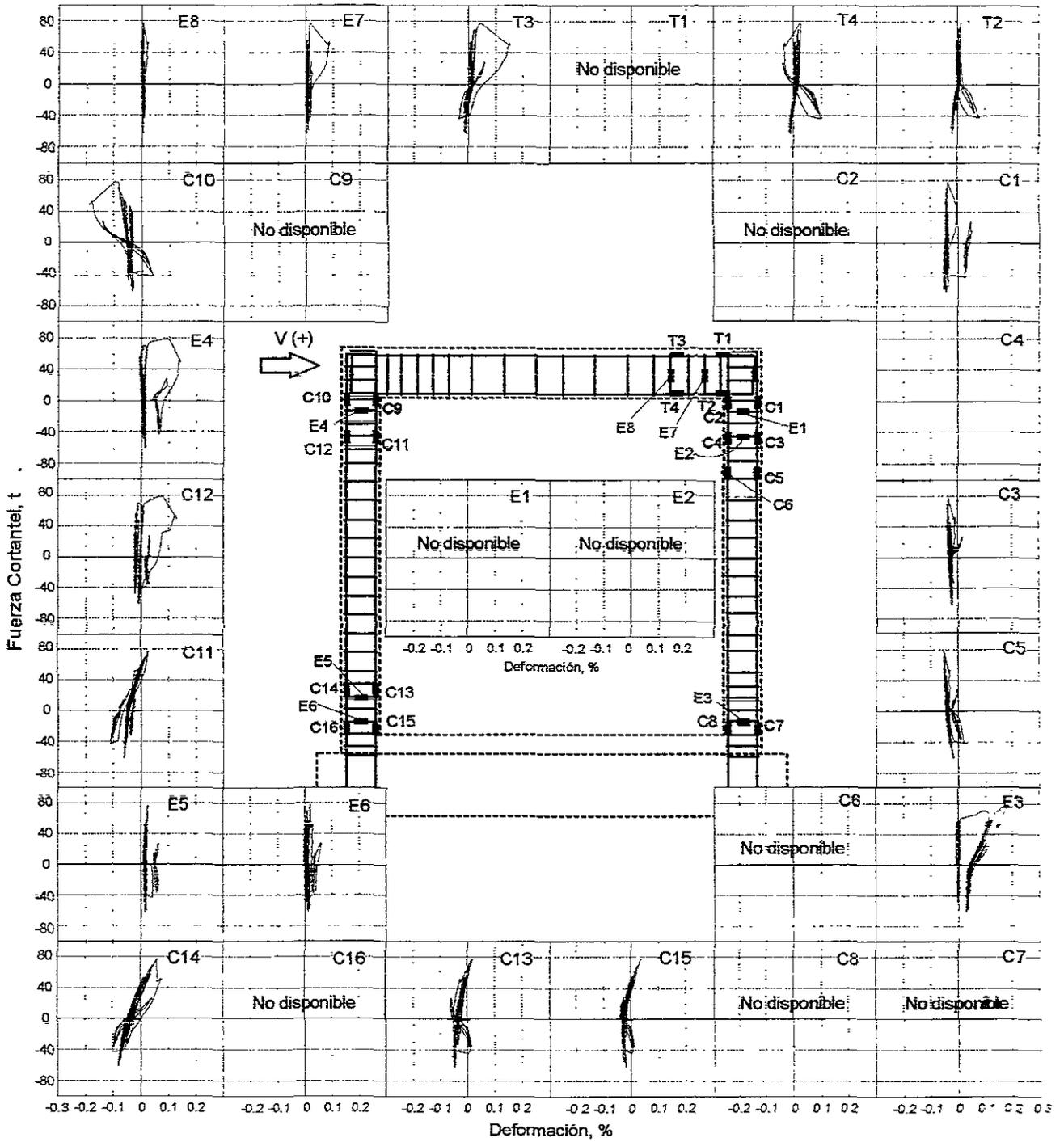


Figura 5.8 Deformímetros en el marco del espécimen TH

En la figura anterior puede observarse que la magnitud de las deformaciones es congruente, siendo máximas en los extremos y reduciéndose hacia las secciones cercanas a la media altura de las columnas. El mismo comportamiento se observa en los deformímetros colocados en la trabe.

En la figura 5.9 se presentan dos instrumentos del modelo TH, colocados en un estribo de la viga (E8), y en un estribo de la parte inferior de una columna (E3).

Se observa que el instrumento de la viga (E8) prácticamente no registró deformaciones: por su parte, el estribo de la columna (E3) presentó también un comportamiento sin deformaciones importantes hasta el ciclo +5 (70 t) anterior al ciclo +7 en donde se alcanzó la resistencia y se inició la falla del espécimen (78.3 t). En el ciclo +5 se observa una deformación máxima de 0.001 que se recuperó en parte al descargar, pero dejando una deformación permanente durante el resto del ensaye. En este caso, y en vista de que la deformación señalada fue menor que la de fluencia, y estudiando el registro de agrietamientos, se concluye que la deformación residual se debe a la formación de una grieta que cruzó el estribo pero sin que éste haya llegado a la fluencia. Para el ciclo donde se alcanzó la resistencia del espécimen (78.3 t) la deformación de este estribo (E3) llegó a ser cercana a 0.002, pero con una descarga similar a la descrita anteriormente.

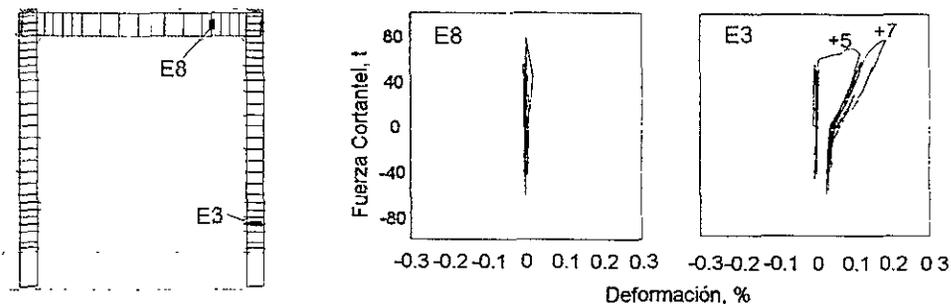


Figura 5.9 Ejemplo de registro en deformímetros del marco del espécimen TH

Los instrumentos señalados permanecieron elásticos a pesar de la deformación permanente producida por el agrietamiento.

5.5.2 Refuerzo del Aplanado de Concreto

En contraste con respecto a las lecturas registradas por los instrumentos de medición que fueron colocados en el refuerzo del marco de concreto, algunos de los deformímetros situados en la malla electrosoldada presentaron niveles de deformación y esfuerzo considerables. En la figura 5.10 se presenta uno de los registros de los instrumentos en la malla más cercanos al centro del muro. Se observa un punto en donde la deformación crece en forma importante (ciclo +7). Cuando el espécimen alcanza su resistencia, el instrumento registra una deformación de 0.003, cercana a la deformación de plastificación de la malla. En este caso sí se puede establecer que el alambre se plastificó en esta posición. La deformación residual después de este ciclo se debe tanto a la fluencia como a las grietas abiertas en el recubrimiento de concreto con una pequeña anchura permanente.

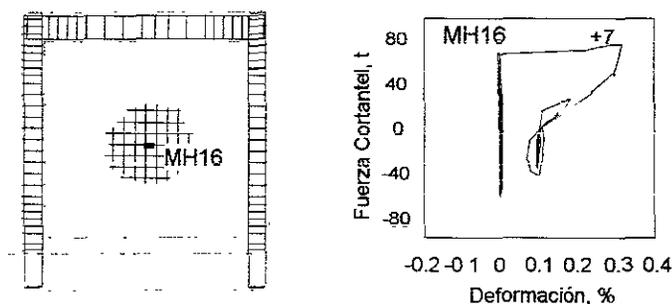


Figura 5.10 Ejemplo de registro en un deformímetro de la malla del espécimen TH

En ocasiones los transductores permanecen en una zona de concreto que a lo largo de la prueba no presenta daño, es decir, que está ubicada entre dos grietas. Es debido a lo anterior que hubo deformímetros que prácticamente no registraron deformación. Sin embargo, al igual que para el modelo TP, se identificaron varios puntos cerca del centro del espécimen en donde los alambres excedieron a la deformación experimental de fluencia, debido a que es allí donde coinciden los agrietamientos inclinados principales de las dos direcciones. En la figura 5.11, se presentan esquemáticamente las posiciones de los deformímetros que presentaron mayores niveles de deformación.

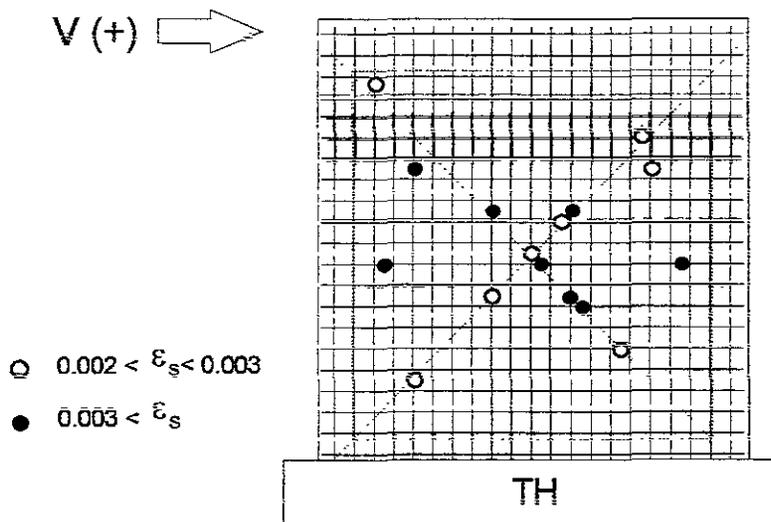


Figura 5.11 Instrumentos que registraron mayores deformaciones en los alambres de la malla de refuerzo del espécimen TH

Sin embargo, aunque algunos instrumentos midieron deformaciones considerables en algunas zonas, no se logró que el refuerzo horizontal alcanzara, en su totalidad, deformaciones elevadas que serían consistentes con la contribución esperada de la malla del muro de concreto a la resistencia. Mucho menos se llevó a la fractura, salvo en la grieta principal del modelo TH que cruzó el instrumento MH17.

En la figura 5.12 se muestran las gráficas de las lecturas registradas por cada uno de los instrumentos colocados en la malla electrosoldada de TH. En ellas puede verse cómo el trabajo de los alambres es esencialmente a tensión debido a la función, de mantener cerradas las grietas generadas, que éstos realizan.

5.5.3 Resultados en Rosetas y Separaciones Marco-Panel

Al igual que para TP, en el modelo TH, fueron colocados, con la finalidad de medir y registrar las separaciones ocurridas entre el marco y el panel, ocho transductores de desplazamiento. Un par de ellos en cada una de las cuatro esquinas; de dicho par, uno de los transductores se colocó en posición vertical y otro en posición horizontal, para así medir las separaciones en dichos sentidos, respectivamente.

Desde el comienzo de la prueba y durante los tres primeros ciclos de carga, los transductores colocados en las esquinas del modelo registraron acortamientos en lugar de alargamientos. Lo anterior indica que al mantenerse en bajos niveles de distorsión, el modelo actuó más bien de manera monolítica y que, las cargas aplicadas ocasionaron deformaciones de compresión en la mampostería.

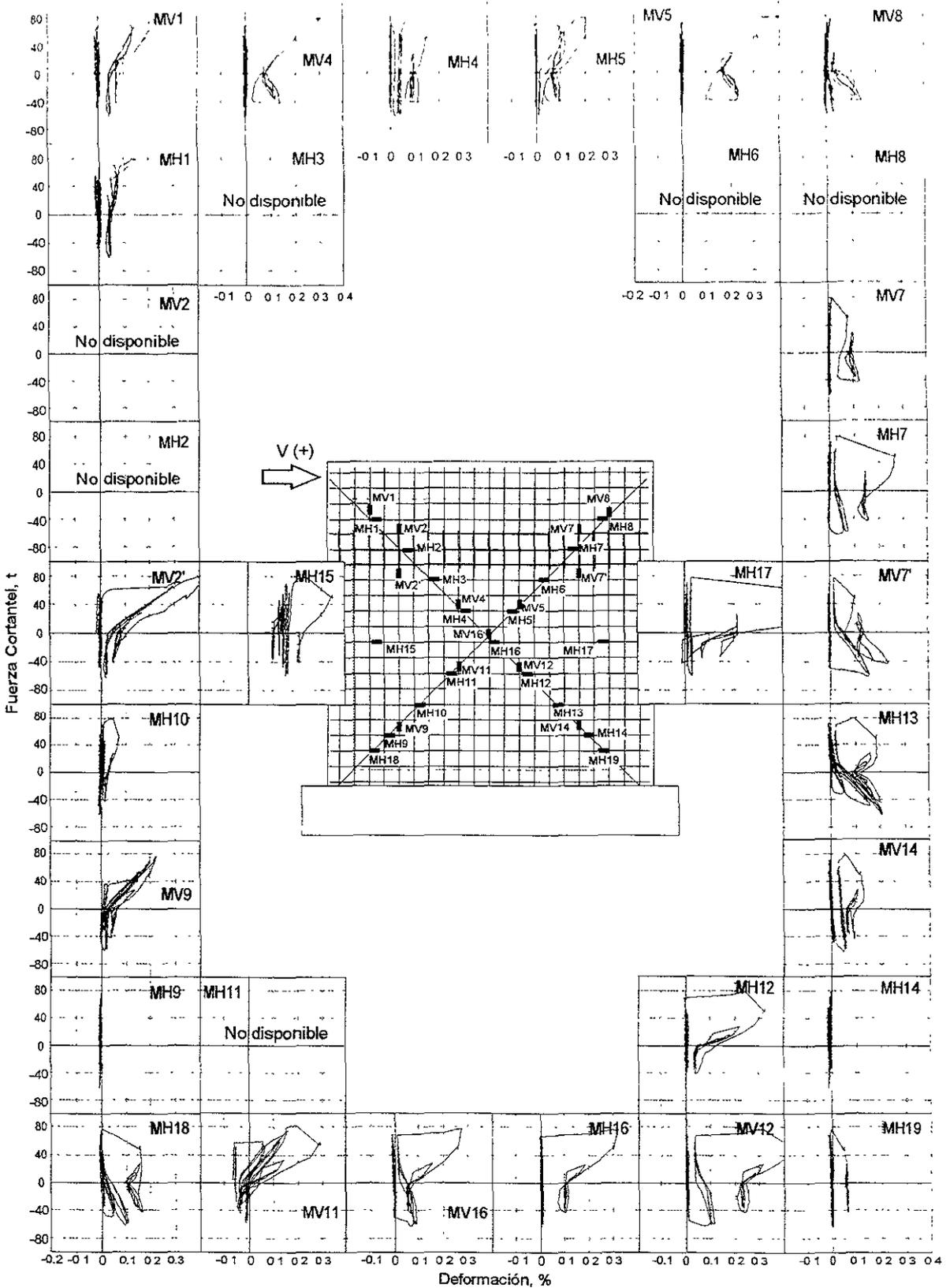


Figura 5.12 Deformímetros en la malla del espécimen TH

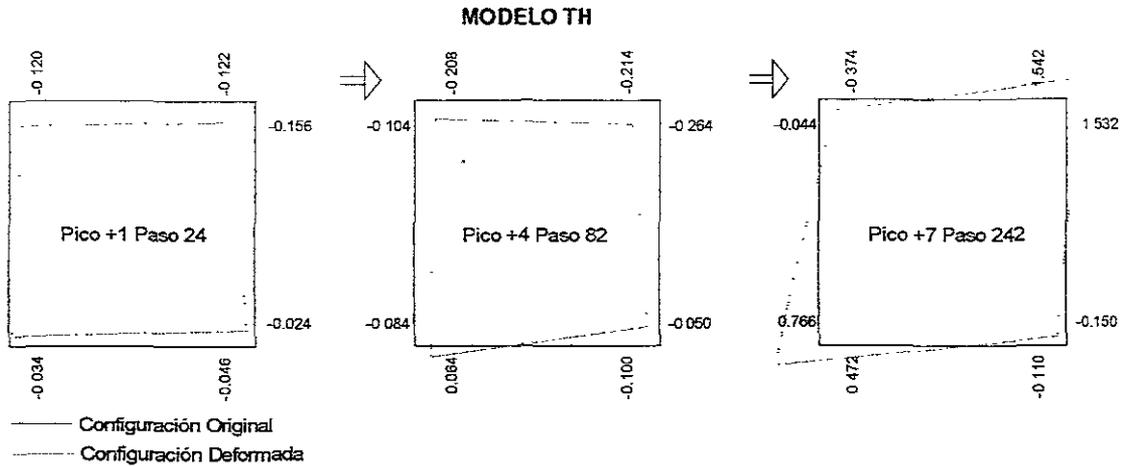


Figura 5.13 Separaciones Marco-Muro

Como puede verse en la figura 5.13, durante el cuarto ciclo de carga en la esquina superior del lado oeste se registraron las primeras separaciones de hasta 0.156 mm. Las separaciones registradas aumentaron de manera gradual, siendo mayores cerca de los picos de carga, hasta alcanzar la resistencia del modelo, momento a partir del cual aumentaron de forma considerable pues en el ciclo 7, en el cual se aplicó la carga máxima, se registraron separaciones de hasta 1.5 mm.

No es posible establecer una correspondencia directa entre la magnitud de las lecturas (tanto de alargamiento como de acortamiento) registradas por los transductores con las separaciones teóricas marco-muro, ya que no siempre se midieron tensiones y/o compresiones en zonas en donde eran esperadas.

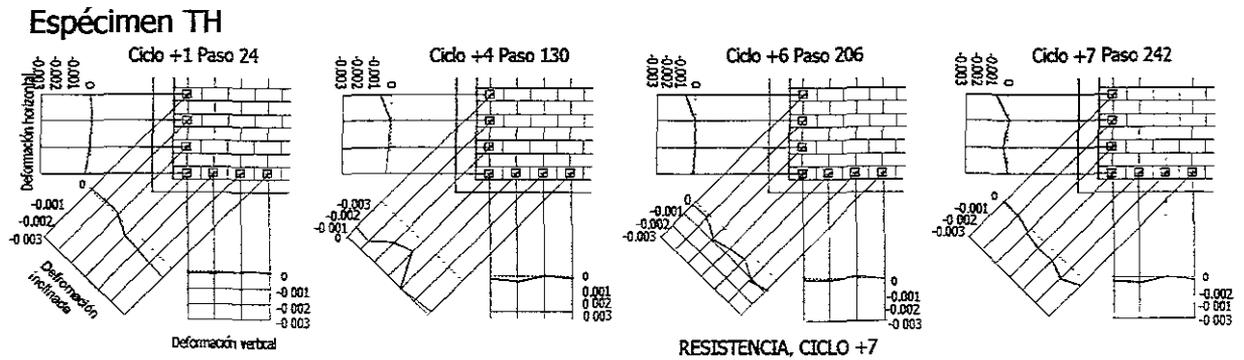


Figura 5.14 Lecturas registradas por las rosetas

Con respecto a las rosetas colocadas en las piezas de mampostería, en la figura 5.14, se presenta una selección de las mediciones registradas durante algunos de los ciclos positivos de carga aplicados al modelo TH.

Con respecto a las deformaciones verticales, las rosetas que a lo largo del ensaye presentaron mayores deformaciones fueron las rosetas 6 y 7, (ver fig. 3.16), las cuales estuvieron colocadas en algunos de los bloques con roseta que presentaron mayores agrietamientos pues, por ejemplo, aquellos bloques en los cuales estuvieron colocadas las rosetas 3 y 4, presentaron agrietamientos bajos o nulos.

Los deformímetros horizontales presentaron un patrón similar al de los verticales, registrando compresiones durante los ciclos positivos y tensiones durante los negativos, aunque de pequeñas magnitudes.

Los deformímetros inclinados de las rosetas registraron compresiones para los ciclos positivos y tensiones para los negativos. Lo anterior es congruente con la formación de grietas inclinadas a 45° en el panel de

mampostería pues, si la carga se transmite en el sentido en que es aplicada, de manera diagonal descendente, debido a las propiedades establecidas por la mecánica de materiales, se presentarán tensiones en el sentido perpendicular a dicha compresión. La mampostería, resistente ante los esfuerzos y deformaciones a compresión, no lo es tanto para las tensiones que se originan, provocándose así las grietas inclinadas a 45° en dirección perpendicular a la diagonal a través de la cual la carga se transmite a la cimentación (puntal de compresiones)

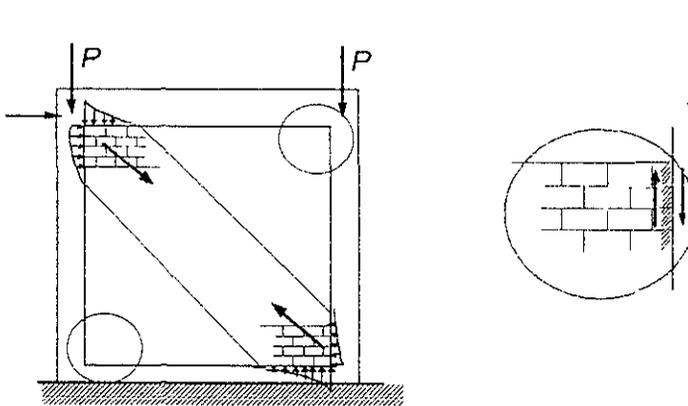


Figura 5.15 Esquema del puntal de compresiones

CAPÍTULO 6

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1 RESISTENCIA

Se entiende como resistencia, la máxima carga que una estructura es capaz de soportar. Para este trabajo y, debido a las características de la prueba, se entiende por resistencia de los modelos la fuerza horizontal máxima aplicada a cada uno de ellos. Además de la resistencia fueron registradas también las cargas laterales asociadas a fenómenos de particular interés como la carga a la cual se produjo el primer agrietamiento inclinado.

6.1.1 Estimación de la resistencia a carga lateral

Se consideró que la resistencia ante cargas laterales, V_R , de los modelos sería igual a la suma de la contribución de la mampostería, V_{R1} ; del recubrimiento de concreto, V_{R2} y; de la malla electrosoldada, V_{R3} , suponiendo que dicha malla alcanzaría la deformación de fluencia.

Entonces

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} + V_{R3} \quad (6.1)$$

Para calcular la contribución de la mampostería, se utilizaron las expresiones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (DDF, 1995).

$$V_{R1} = F_R (0.85 v^* A_T) \quad (6.2)$$

donde

$v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ para bloque de concreto tipo A (pesado);
 A_T = área transversal del muro de mampostería; y
 F_R = factor de reducción de resistencia = 1.0

$$V_{R1} = 1 \times 0.85 \times 3.5 \times 270 \times 15 = 12048 \text{ kg} = 12 \text{ t (118 kN)}$$

El cálculo de la contribución del aplanado de concreto se realizó aplicando las expresiones contenidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DDF, 1995).

$$V_{R2} = F_R 0.85 f_c^{*1/2} tL \quad (6.3)$$

Donde:

F_R = factor de reducción de resistencia = 1.0;
 f_c^* = resistencia nominal en compresión del concreto = $0.8 f_c'$;
 t = espesor del aplanado de concreto;
 L = longitud del aplanado de concreto

$$V_{R2} = 1 \times 0.85 \times 200^{1/2} \times 9 \times 330 = 35701 \text{ kg} = 35.7 \text{ t (350 kN)}$$

La contribución de la malla electrosoldada se calculó empleando la expresión 6.4

$$V_{R2} = F_R \rho_h f_y dt \quad (6.4)$$

Donde:

- F_R = factor de resistencia = 1.0;
- f_y = esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla = 5000 kg/cm²;
- p_h = cuantía de refuerzo horizontal;
- d = peralte efectivo del muro = 0.8L;
- t = espesor del recubrimiento de concreto

$$V_{R3} = 1 \times 0.00185 \times 5000 \times 264 \times 9 = 22000 \text{ kg} = 22.0 \text{ t} \text{ (216 kN)}$$

Finalmente, la resistencia calculada de acuerdo con las expresiones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se calculó como $V_{R,RDF} = 12 \text{ t} + 35.7 \text{ t} + 22 \text{ t} = 69.7 \text{ t}$.

6.1.2 Envoltentes

Se compararon los valores registrados de manera experimental y el valor de resistencia pronosticado con las expresiones de diseño contenidas en las NTC-M. Para ello se presentan, en la figura 6.1, las envoltentes trazadas alrededor de los picos de carga en ciclos positivos. La resistencia teórica calculada en la sección 6.1.1. $V_{R,RDF}$ aparece marcada por medio de una línea horizontal.

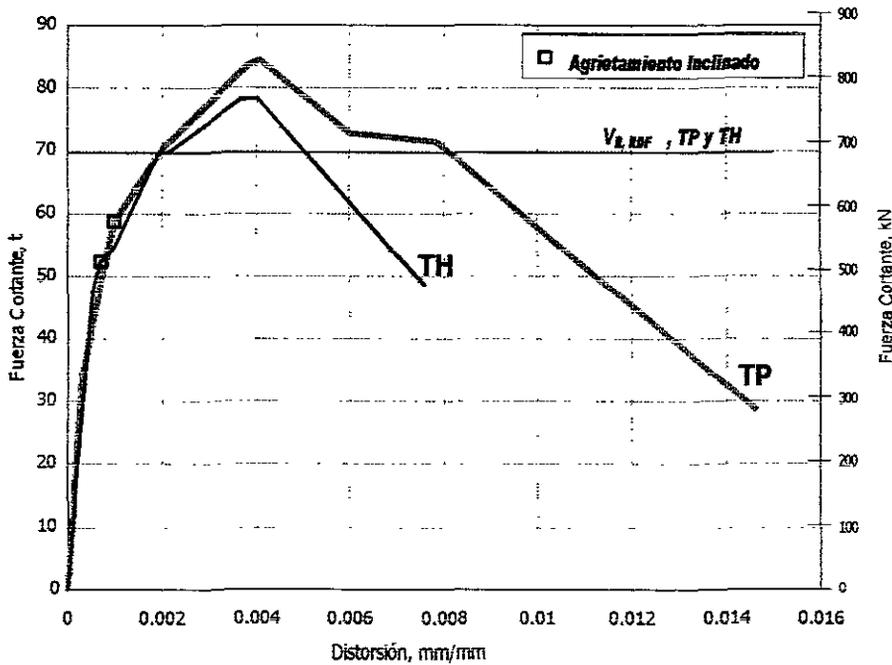


Figura 6.1 Envoltentes de respuesta

A partir de la observación de la figura 6.1, resulta evidente que la rigidez inicial de los modelos TP y TH resultó prácticamente igual, de hecho, el comportamiento de ambos especímenes es muy similar desde el inicio de la prueba hasta el momento en el cual se alcanzó una distorsión cercana a 0.002, punto a partir del cual se presentó una ligera caída en la rigidez de TH, la cual se mantuvo hasta que la resistencia fue alcanzada. En ambos modelos, el primer agrietamiento se presentó para distorsiones entre 0.0007 y 0.001. De esa manera, y conforme la distorsión continuó aumentando, se formaron, tanto en mampostería como en aplanado, más grietas inclinadas en ambas direcciones.

En el apéndice B, se incluyen para su comparación las gráficas histeréticas, envoltentes y otros resultados que aquí se muestran, junto a los obtenidos por Flores et al. (1999) y Marcelino (2000) para los modelos TO y TD analizados como parte del mismo proyecto experimental que dio lugar a este trabajo. Al comparar los

resultados, resulta claramente manifiesta la importante contribución a la resistencia y rigidez lateral del muro adosado de concreto con que contaban los modelos TP y TH, analizados en este trabajo, así como el modelo TD, con respecto al modelo TO que no contaba con ningún tipo de aplanado

Aunque la resistencia del modelo TH resultó ligeramente menor que la del modelo TP, puede establecerse que las resistencias de ambos modelos, así como el comportamiento de estos hasta antes de alcanzarlas, con una distorsión de alrededor de 0.004, son comparables. Sin embargo, una vez que se desprendieron los anclajes Hilti conectados al marco del modelo TH, la resistencia de este último cayó abruptamente a diferencia del otro modelo cuya degradación de resistencia fue más paulatina

6.2 MODO DE FALLA

A través del análisis de los instrumentos colocados en el refuerzo del marco de concreto de los especímenes puede deducirse cierto trabajo como conjunto de toda la estructura. En la parte superior de las columnas se registraron rotaciones que evidenciaron una flexión en doble curvatura; sin embargo, pueden observarse parejas de instrumentos a ambos lados de una misma sección, principalmente en la parte inferior de las columnas, que presentaron deformaciones del mismo signo para las columnas a tensión. Esto indica la deformación de toda la columna sometida a tensión congruente con la flexión del conjunto. La deformación de las columnas a tensión se confirma tanto para ciclos positivos como para negativos. Sin embargo, la columna opuesta en cada caso, que debería deformarse en compresión pura, muestra cierta curvatura en la parte inferior de la misma.

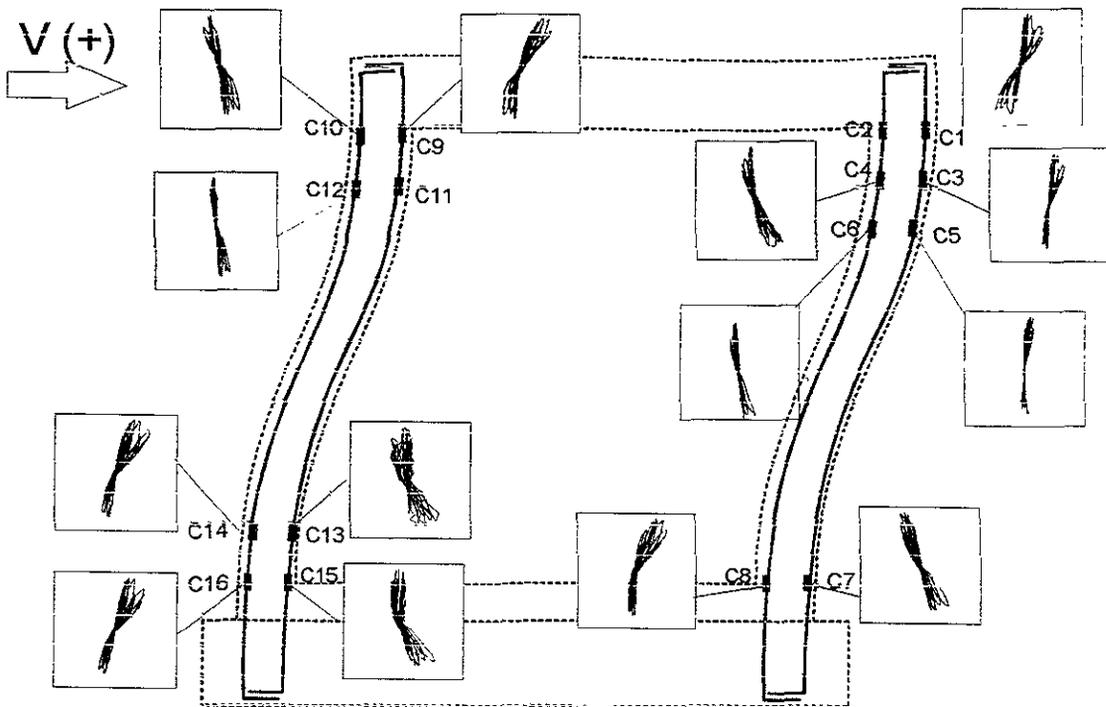


Figura 6.2 Deformaciones Esquemáticas de los Modelos Trabajando como Conjunto

Cuando la falla está regida por flexión, se presentará en la envolvente una etapa de tipo fluencia, inmediatamente posterior al alcance de la resistencia y en la cual la rigidez se mantiene casi nula. Si la falla está regida por cortante, la última etapa de la envolvente se caracteriza por una pérdida abrupta de la rigidez y la resistencia. Tal y como fue establecido en las secciones 4.4.1 y 5.4.1 de este trabajo, la distorsión de los modelos estuvo controlada principalmente por los efectos de la fuerza cortante, los efectos causados por la flexión pueden considerarse, para fines prácticos y analíticos, despreciables.

Debido a que al realizar el diseño de los modelos se propició la falla por cortante, era de esperarse que el modo de falla detectado fuera similar al que ha sido descrito, tal y como puede verse en la figura 6.1. A pesar de ello, el modo de falla no fue controlado por un mecanismo de fluencia en la malla como el que, resultando deseable, por presentar un comportamiento más dúctil, fue supuesto en el criterio de diseño de los especímenes. De hecho, el mecanismo de falla supuesto consistía en la apertura de grietas inclinadas en el recubrimiento de concreto, hasta hacer fluir y llegar a la fractura de la malla de refuerzo. Sin embargo, en estudios experimentales previos (Pineda, 1999; Ojeda, 1999) realizados en muros de mampostería reforzados horizontalmente y con mallas, se ha observado que el refuerzo horizontal de un muro de mampostería no alcanza la fluencia de manera simultánea en sus secciones, sino que ni siquiera fluye en todas ellas y, participa en la resistencia ante carga lateral con una fuerza cuya magnitud depende de la cuantía, la distribución, el tipo de refuerzo y la relación de aspecto así como de la distorsión. Además, las deformaciones y esfuerzos no son uniformes a lo largo de las barras de refuerzo y varían de acuerdo con su localización respecto del muro. En concordancia con el análisis de deformímetros y la anchura de las grietas medidas, se encontró que algunas grietas, de poco menos de 1.5 mm de anchura, llevaron a la malla electrosoldada a deformaciones ligeramente superiores a las de fluencia, principalmente en la zona central del muro, como puede verse en la figura 6.3.

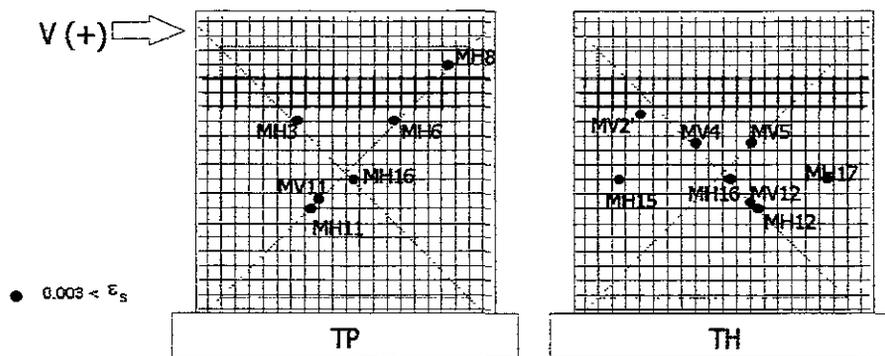


Figura 6.3 Deformímetros en la malla que presentaron deformaciones mayor a la de fluencia

Derivado del análisis de los resultados obtenidos experimentalmente, Flores propuso que el inicio de la falla se presentó al aplastarse la parte superior de los muros de mampostería, debido a lo cual la conexión perdió la gran rigidez y resistencia que le proporcionaba el apoyo del muro de bloque contra el marco de concreto a modo de una gran llave de cortante (fig. 6.4). Una vez aplastada la mampostería y, disminuida la capacidad de transmisión de fuerzas entre el muro diafragma y el marco, la resistencia la tuvo que proporcionar únicamente el sistema de conectores del recubrimiento al marco de concreto, ya sea mediante barras de acero (TP) o mediante los clavos Hilti (TH). De tal manera, en el momento en que se perdió la capacidad de transmisión de cortante, los clavos Hilti no resistieron y fallaron de forma abrupta (Flores, 2000) tal y como puede verse en las envolventes de la figura 6.1.

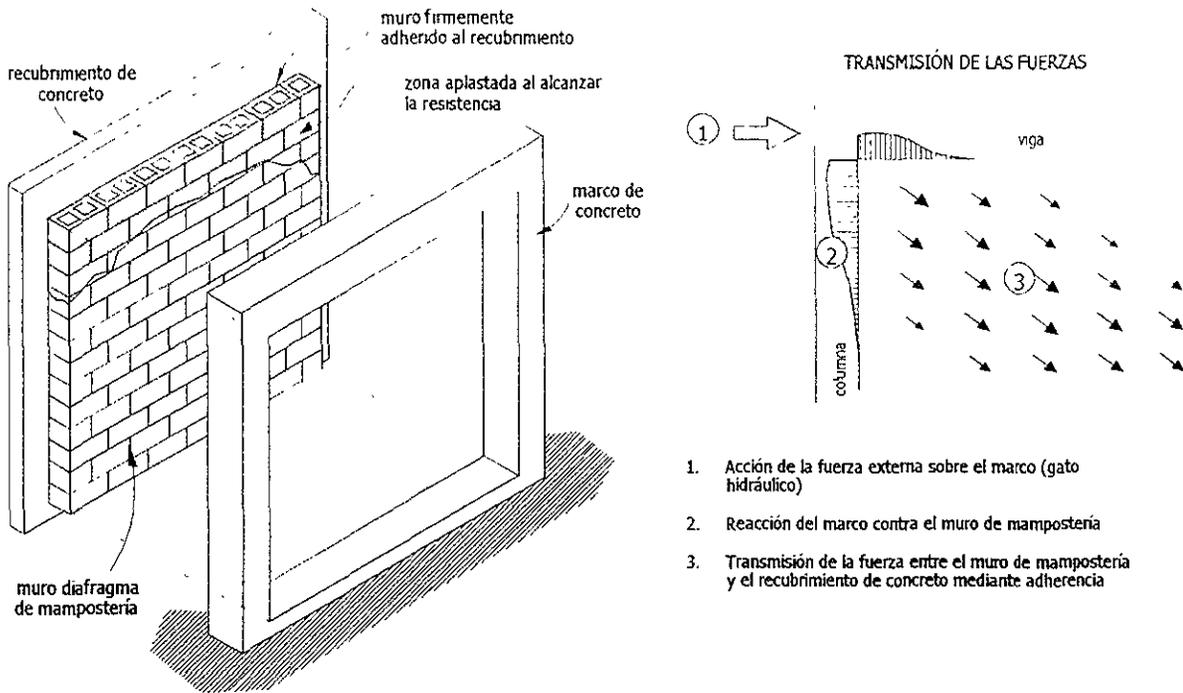


Figura 6.4 Esquema del trabajo del muro de mampostería como llave de cortante

6.3 RIGIDEZ

La rigidez es un parámetro que depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura, así como de las propiedades mecánicas de los materiales con que éstos están contruidos.

En esta sección se comparan la rigidez elástica, la de ciclo y la equivalente de los muros a partir de los valores registrados experimentalmente.

6.3.1 Rigidez Elástica

Comúnmente, la rigidez inicial de los muros de mampostería confinada se calcula a través de un análisis realizado con la aplicación de las expresiones de la teoría de la elasticidad.

En esta sección se calcula la rigidez lateral teórica de los especímenes con base en los modelos anteriores según corresponde. Puesto que los muros se ensayaron en voladizo, la rigidez lateral se determinó como

$$K = \left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA_0} \right)^{-1} \quad (6.5)$$

donde:

- K es la rigidez lateral;
- h es la altura del elemento;
- E y G son los módulos de elasticidad y de rigidez a cortante, respectivamente; y
- A_0 e I son el área de cortante y el momento de inercia, respectivamente.

La expresión 6.5 involucra las componentes por corte y por flexión.

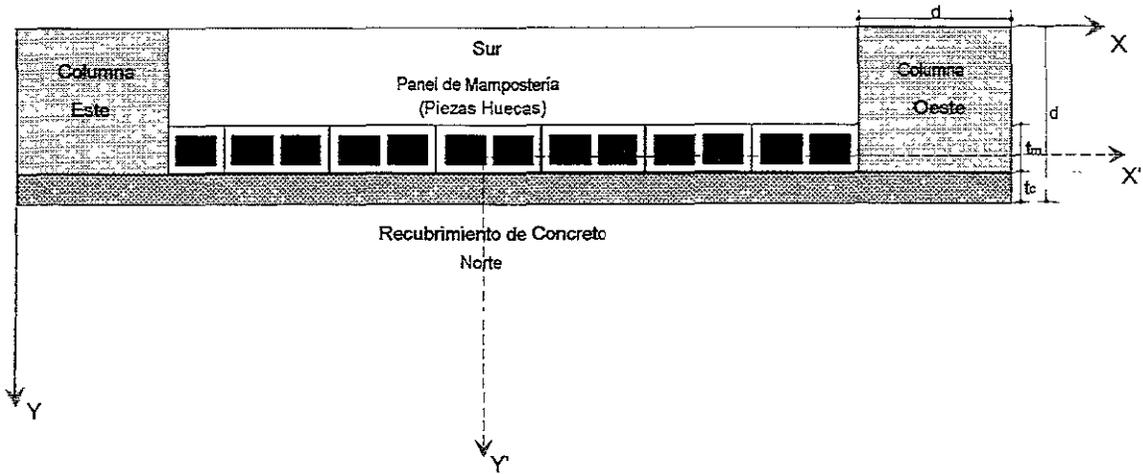


Figura 6.5 Sección transversal idealizada de los muros

Partiendo de la sección transversal idealizada de los muros diafragma, tal y como se muestra en la figura 6.5, y tomando en cuenta el recubrimiento estructural, así como las relaciones modulares n_E y n_G , definidos por las siguientes expresiones:

$$n_E = \frac{E_C}{E_m} \quad (6.6)$$

$$n_G = \frac{G_C}{G_m} \quad (6.7)$$

donde:

- E_C es el módulo de elasticidad del concreto;
- E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería;
- G_C es el módulo de rigidez al cortante del concreto
- G_m es el módulo de rigidez al corte de la mampostería.

El área de la sección total equivalente de concreto es

$$A = \frac{A_m}{n_G} + A_C \quad (6.8)$$

en donde los subíndices c y m corresponden a concreto y mampostería, respectivamente. Sustituyendo, en función de la figura 6.6, se obtiene la expresión 6.9

$$A = \frac{1}{n_G} \left[(2d^2 + t_c L) n_G + (L - 2d) t_m \right] \quad (6.9)$$

La expresión 6.10 resulta como la obtenida para definir el momento de inercia centroidal, I , respecto al eje X' de la sección idealizada, utilizando el teorema de Steiner, así como las relaciones modulares de los materiales.

$$I = \frac{1}{12n_E} \left[t_{mam} (L - 2d)^3 + n_E (t_c L^3 + 2d^4 + 3d^2 (L - d)^2) \right] \quad (6.10)$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.9 y 6.10 en 6.5, se determina la expresión 6.11, la cual sirve para calcular la rigidez elástica teórica de los especímenes en sus condiciones iniciales.

$$K = \left[\frac{12n_F h^3}{3E(t_m(L-2d)^3 + n_F(t_c L^3 + 2d^4 + 3d^2(L-d)^2))} + \frac{n_G h}{G(n_G(2d^2 + t_c L) + t_m(L-2d))} \right]^{-1} \quad (6.11)$$

En la tabla 6.1, se presenta una comparación entre las rigideces obtenidas de manera teórica con aquellas obtenidas de manera experimental para los modelos estudiados.

La rigidez teórica 1 se calculó sustituyendo, en la expresión 6.11, las propiedades nominales de los materiales. Este es el valor que se obtendría en un diseño real antes de la construcción.

La rigidez teórica 2 se calculó utilizando las propiedades reales medidas en los ensayos de materiales incluidos en el Apéndice A. Estas propiedades fueron el módulo de elasticidad del concreto tomado de su gráfica esfuerzo-deformación, módulo de elasticidad de las pilas de mampostería, y módulo de rigidez a cortante de muretes de mampostería.

Para el cálculo con el modelo de la columna ancha se usó la ecuación 6.5, transformando la sección de mampostería a concreto. El cálculo indicado como columna ancha-Bazán es similar, pero el área de cortante se redujo según los criterios presentados en el capítulo 1, ecuaciones 1.6 a 1.12 (Bazán y Meli, 1998). Finalmente, para el marco con muro diafragma, se aplicó la modelación con el método de la diagonal equivalente usando la anchura efectiva propuesta también por Bazán (ec. 2.12) (Flores et al., 1999).

Comparando la rigidez teórica usando propiedades nominales con la rigidez experimental secante se observa que en el caso de los muros con recubrimiento de concreto se tienen errores de sobreestimación generalmente de hasta 20 por ciento. Se observa para TP y TH una concordancia aceptable en la rigidez lateral experimental con la teórica a partir de propiedades reales. En todos los casos la rigidez experimental secante al primer pico fue superior que la secante del ciclo completo (Flores, 2000).

Tabla 6.1 Comparación entre rigideces teórica y experimental

| Especimen | $K_{teórica (1)}$, t/cm | $K_{teórica (2)}$, t/cm | $K_{exp. de ciclo}$, t/cm | Notas |
|-----------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------|---------------|
| TP | 298.5 | 326.6 | 319.5 | columna ancha |
| TH | 298.5 | 292.1 | 253.4 | columna ancha |

6.3.2 Rigidez de Ciclo

Una forma de presentación de la variación de rigidez a lo largo de un ensayo es mediante la degradación de rigidez de ciclo. Ésta se define como la pendiente de una recta que une los picos de carga, positivo y negativo, de un mismo ciclo, donde:

- k_c es la rigidez de ciclo;
- V^+ es la carga lateral máxima del semiciclo positivo;
- V^- es la carga lateral máxima del semiciclo negativo;
- R^+ es la distorsión asociada a V^+ , y
- R^- es la distorsión asociada a V^-

La rigidez de ciclo expresa una rigidez angular en t-cm/cm.

En la figura 6.4 se presentan las curvas de distorsión promedio de cada par de semiciclos consecutivos contra la rigidez de ciclo correspondiente a los ciclos nones de los modelos ensayados. Puede verse cómo ambos especímenes presentan la misma tendencia parabólica de degradación.

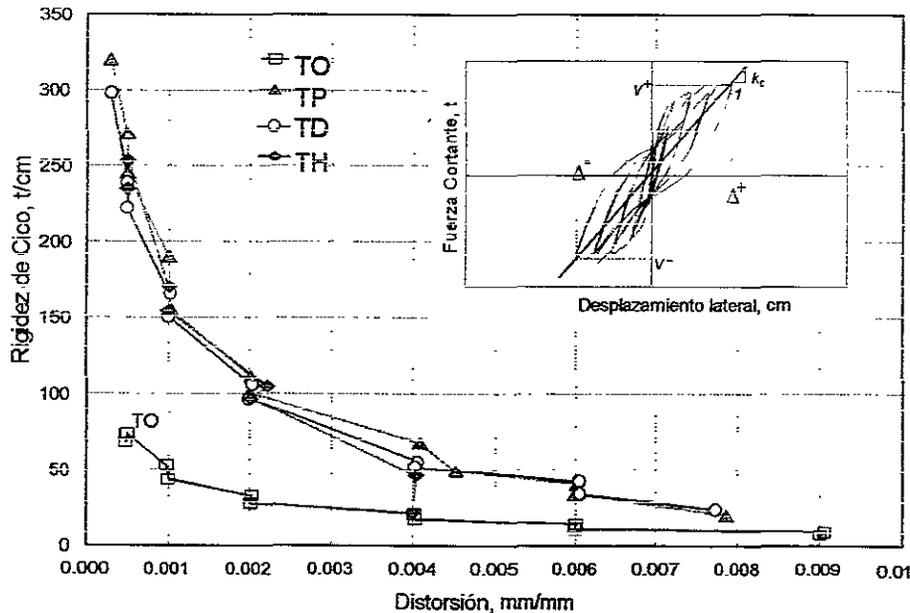


Figura 6.6 Degradación de rigidez de ciclo

De la gráfica contenida en la figura 6.6 puede interpretarse cómo, la rigidez asociada a una distorsión de 0.001, es entre 40 a 50 por ciento de la rigidez del primer ciclo, y para distorsiones cercanas a 0.004, que es donde la resistencia de los modelos se presentó, la rigidez había caído ya en un 80 por ciento.

Se observa que, hasta que se alcanzó una distorsión de 0.002, la tendencia de degradación de rigidez para ambos modelos fue prácticamente la misma. Como puede observarse en las envolventes de respuesta que se presentan en la figura 6.1, dicha distorsión, corresponde al momento en el cual las envolventes dejan de ser prácticamente iguales y comienzan una notoria caída de rigidez que se mantiene hasta que ambos modelos alcanzaron la falla.

En la gráfica de la figura 6.6 se nota, al igual que en la gráfica de las envolventes que se presentan en la figura 6.1, que en los ciclos posteriores a la resistencia del modelo TP ocurre una caída gradual de rigidez, tal y como era de esperarse debido a la falla más o menos dúctil que dicho espécimen presentó. En contraparte, es notoria la brusca caída de rigidez que el modelo TH presentó a partir del ciclo en que se alcanzó la distorsión de 0.004, correspondiente al ciclo para el cual la resistencia fue alcanzada. A partir de dicha distorsión no fue posible obtener la curva de degradaciones de rigidez debido a la brusquedad de la falla frágil que anteriormente se reporta.

6.4 ENERGÍA DISIPADA

Un parámetro que permite calificar el comportamiento no lineal de diferentes elementos o sistemas estructurales lo constituye la energía que se disipa mediante diversos mecanismos asociados al daño en el sistema y sus materiales. La energía disipada es proporcional al área dentro de las curvas de histéresis de fuerza cortante contra desplazamiento y tiene unidades de trabajo (fuerza por desplazamiento, t-cm). La disipación de energía, generalmente crece al aumentar el desplazamiento lateral de la estructura, ya que el límite elástico del comportamiento de los materiales es superado y se presentan deformaciones permanentes asociadas al agrietamiento y plastificación de las piezas y de los elementos confinantes.

El amortiguamiento histerético resulta ser un parámetro útil para calificar el comportamiento no lineal de diferentes elementos o sistemas estructurales, ya que además de alcanzar una cierta resistencia y lograr una capacidad, la respuesta del sistema puede ser calificada en términos de la energía disipada. En efecto, a mayor energía disipada, mayor será el amortiguamiento inelástico que el sistema ofrezca, lo que puede producir menores respuestas ante sollicitaciones dinámicas.

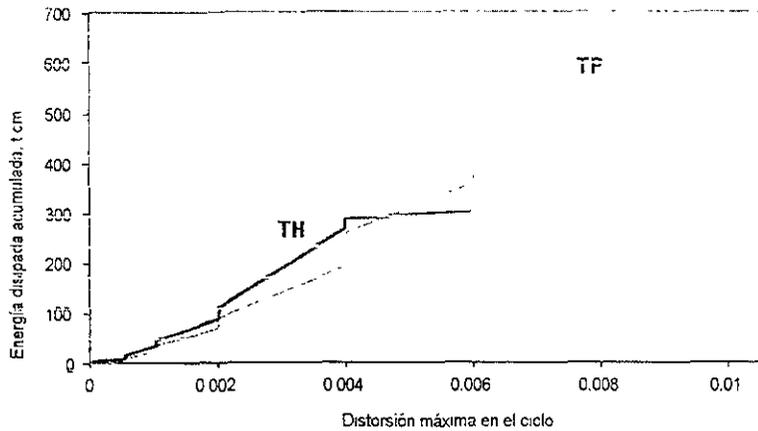


Figura 6.7 Energía disipada acumulada de los modelos

En la figura 6.7 se presentan la energía disipada acumulada ciclo a ciclo contra la distorsión máxima registrada en el ciclo correspondiente. En dicha figura, los saltos verticales se deben a la repetición de ciclos a la misma distorsión. Se observa que los modelos presentaron un comportamiento casi idéntico hasta alcanzar la distorsión de 0.002, a partir de ese momento se nota una separación en tendencias de comportamiento. Lo anterior se asocia a la amplitud de los lazos de histéresis en los ciclos de carga correspondientes (debe recordarse que la energía disipada es proporcional al área dentro de las curvas de histéresis de fuerza cortante contra desplazamiento). La diferencia está en que el modelo TP presentó separación entre el recubrimiento de concreto y el marco a menores deformaciones, mientras que en el modelo TH la parte inferior del recubrimiento se mantuvo en contacto con el marco hasta el final del ensaye. Lo anterior provocó un ligero “estrangulamiento” en los ciclos de histéresis cercanos al origen de la gráfica, provocando que el área dentro de las curvas correspondientes al espécimen TP sea menor. En vista de ello, el anclaje no deberá aportar la conexión necesaria para alcanzar una resistencia determinada, sino para proporcionar una rigidez tal que el mecanismo de falla de toda la estructura sea dúctil, así como que exhiba una alta disipación de energía.

Debido a que la falla del espécimen TH se presentó a una distorsión más baja que la alcanzada por el espécimen TP, no fue posible comparar las energías disipadas por los muros a altas distorsiones.

6.5 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

La habilidad de una estructura, de sus elementos o, de los materiales que los componen, para mantener su resistencia ante cargas laterales bajo deformaciones inelásticas crecientes, se denomina ductilidad. Cuando se espera que una estructura de mampostería sujeta a cierto evento sísmico incurra en el intervalo de comportamiento inelástico y, por tanto, presente cierto nivel de daño, se debe garantizar que los muros que la componen acepten desplazamientos laterales sólo con una degradación gradual de su capacidad resistente ante cargas laterales.

Se ha mencionado con anterioridad que los modelos ensayados exhibieron tres etapas de comportamiento: la primera aproximadamente elástica lineal hasta alcanzar el primer agrietamiento inclinado, una etapa entre el agrietamiento y la resistencia (fuerza cortante máxima), y una caída de resistencia y rigidez después de que el máximo ha sido alcanzado.

El modelo TP, presentó el primer agrietamiento inclinado para una distorsión de .001 y el modelo TH para 0.0007. Por otro lado la resistencia se presentó para los modelos TP y TP a los valores de distorsión de 0.0041 y 0.004, respectivamente.

Un criterio aceptado para determinar la distorsión última es el de tomar la distorsión asociada a una caída de resistencia lateral del 20 por ciento; esto es, para una cortante en la envolvente de respuesta igual al 80 por ciento de la resistencia alcanzada, en la tercera etapa de comportamiento.

Tabla 6.2 Fuerzas cortantes y distorsiones asociadas

| Espécimen | $V_{ogr,t}$ (dist., mm/mm) | $V_{max,t}$ (dist., mm/mm) | $0.8 V_{max,t}$ (dist., mm/mm) |
|-----------|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|
| TP | 58.8 (0.001) | 84.5 (0.0041) | 67.6 (0.0085) |
| TH | 52.3 (0.0007) | 78.3 (0.004) | 62.6 (0.0059) |

Puede observarse en la tabla 6.2, en la cual se resumen los valores de fuerzas cortantes y sus respectivas distorsiones asociadas, que el espécimen TH tuvo menor capacidad de deformación (menor distorsión última), debido a la falla de los conectores después de alcanzar la resistencia. Debido a lo anterior, el uso de este tipo de anclaje, en la cantidad empleada, es recomendable sólo en aquellos proyectos en donde no se requiera de una alta capacidad de deformación inelástica. En caso contrario, debe considerarse el uso de conectores más robustos y en mayor número. En contraste, la utilización de barras de acero garantiza un comportamiento dúctil siempre y cuando se asegure una correcta colocación de los conectores.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

7.1.1 Resultados de Ensayes de Anclajes

A lo largo del segundo capítulo de este trabajo se realizaron consideraciones acerca de la contribución de la adherencia entre la cara de mampostería y la cara del recubrimiento de concreto, así como del comportamiento experimental de diversos tipos de anclaje examinados. En esta sección se presentan de forma sintetizada las conclusiones obtenidas.

Como los resultados indican, es importante el nivel de contribución a la carga máxima resistida que la adherencia del aplanado de concreto alcanza. Sin embargo, no debe considerarse dicha contribución en el diseño, ya que una vez alcanzada la resistencia por adherencia se pierde de manera prácticamente total. Por lo tanto, debe considerarse una cuantía mínima de anclajes para evitar una falla repentina cuando se alcanza la resistencia por adherencia.

Si no consideramos la contribución con la cual la adherencia participa en la resistencia alcanzada por los conectores entre la mampostería y el recubrimiento de concreto, entonces la resistencia de los mismos puede ser calculada mediante expresiones simples, como la ecuación 7.1.

$$V_{apl} = d \cdot t \cdot f_{apl} \quad (7.1)$$

Esta expresión se asocia a la falla por aplastamiento de la mampostería (de la ec. 2.5), en donde el esfuerzo de aplastamiento, f_{apl} , resultó ser de 311 kg/cm² ó 3.7 veces el esfuerzo de compresión neto de las piezas, f^*_p .

En caso de que no se prevea alcanzar la resistencia por adherencia entre el concreto y las piezas de bloque cemento-arena, puede considerarse un valor conservador de 2 kg/cm². No obstante deberá proporcionarse un refuerzo mínimo mediante conectores que proporcionen al menos el ochenta por ciento de la resistencia por adherencia de modo de aumentar la ductilidad tras alcanzar la resistencia.

La resistencia de estos conectores, si son barras de acero, puede calcularse con la ecuación 2.5, considerando que el factor α es igual con 0.55, la cual aquí se incluye como ecuación 7.2.

$$V_n = 0.55 A_s f_y \quad (7.2)$$

La utilización de placa y tuerca en la parte posterior del muro no afectó en modo alguno el comportamiento de la conexión. Debido a ello, la utilización de este tipo de conectores, la cual incrementa los costos de material y mano de obra, no se recomienda. Es importante señalar, sin embargo, que el comportamiento de las barras utilizadas como conectores mejora si las barras atraviesan las piezas sin sobresalir, ya que al apoyarse la barra sobre las paredes laterales del bloque, los esfuerzos aplicados sobre la mampostería se reducen y el aplastamiento local es retrasado o incluso evitado.

Es recomendable que las anclas hechas con barras se coloquen en la junta de mortero en vez de hacerlo directamente sobre la pieza de mampostería.

Si a los conectores se les dota de un sistema adecuado de anclaje tal que les permita desarrollar su resistencia a tensión, la resistencia de barras de acero utilizadas como conector entre concreto nuevo y concreto endurecido pueden calcularse considerando el criterio de cortante por fricción. Puede utilizarse también la resistencia por cortante directo en el conector utilizando la ecuación 2.4.

La utilización de conectores tipo Hilti, del diámetro empleado en la prueba, como método de anclaje se encuentra ampliamente difundida en el ámbito de la construcción y rehabilitación tradicional de este tipo de estructuras debido a que la relación entre el costo por conector y la carga resistida, así como la facilidad y rapidez de su instalación, tornan económicamente competitivo este tipo de anclaje. Sin embargo, la utilización de este tipo de conectores en la cantidad y disposición (con separador) aquí usadas no se recomienda ya que al alcanzar su resistencia dan lugar a una falla de tipo frágil la cual no se presenta cuando se utilizan barras de acero, las cuales pueden contribuir a satisfacer grandes demandas de deformación.

7.1.2 Ensayes de los Modelos Marco-Muro

La predicción de la rigidez inicial de los especímenes fue adecuada, considerando que los especímenes con aplanado de concreto trabajarían como columna ancha. En ambos modelos se apreció cierto trabajo en conjunto (marco-muro y recubrimiento); lo anterior se hizo manifiesto en el trabajo a tensión que presentaron las columnas. Los modelos, hasta la aparición de la primera grieta inclinada, se comportaron elástico-lineales.

Se registró trabajo a tensión en la malla de refuerzo del recubrimiento. Posterior al agrietamiento, al surgir grietas importantes en el recubrimiento, se presentó la mayor sollicitación de esfuerzos en la malla.

Los instrumentos permiten apreciar cierto trabajo de conjunto de todo el espécimen. Sin embargo, pueden observarse rotaciones en la parte superior de las columnas (flexión en doble curvatura). La pareja de deformímetros de una misma sección presenta deformaciones del mismo signo para columnas a tensión (flexión de todo el conjunto). La deformación de las columnas a tensión se confirma tanto para ciclos positivos como negativos. Pero, las columnas opuestas, que deberían deformarse en compresión pura, presentaron cierta curvatura en la parte inferior de la misma. De lo anterior puede establecerse que la configuración deformada de los modelos es el resultado de la superposición de la configuración deformada de un marco con la configuración deformada de un muro como voladizo, ambos ante una carga lateral.

La fuerza cortante máxima aplicada a los especímenes rehabilitados sobrepasó la estimada; sin embargo, el tipo de falla presentado no ocurrió como se consideró al realizar el diseño. En el diseño se consideró una falla por cortante del muro de concreto que implicaba la plastificación, e incluso fractura de los alambres de la malla de refuerzo.

El inicio de la falla se presentó con el aplastamiento del muro de mampostería. Una vez aplastada la parte superior del muro diafragma, la contribución de éste a la resistencia y rigidez se vio disminuida. Posteriormente las demandas se concentraron en los conectores provocando el desprendimiento notable del recubrimiento de concreto con respecto de la estructura original. La zona de mayor demanda de los conectores estuvo a nivel de la viga superior.

Es importante señalar que, además de alcanzar una cierta resistencia y de lograr una capacidad de deformación dada, el anclaje no sólo deberá aportar la conexión necesaria para alcanzar una resistencia determinada, sino debe proporcionar una rigidez tal que el mecanismo de falla sea dúctil así como que se exhiba una alta disipación de energía. Esto se logra mediante una conexión diseñada para evitar cualquier separación entre el recubrimiento y la estructura.

Para lograr una conexión adecuada puede recurrirse al criterio de cortante por fricción o bien al de la ecuación siempre y cuando se garantice una colocación adecuada en obra tal que cada conector pueda desarrollar su resistencia a tensión. Dicha condición no fue satisfecha en el espécimen reforzado con conectores Hilti (TH), el cual alcanzó una resistencia similar a los especímenes rehabilitados TP y TD (ver apéndice B); sin embargo, la falla en forma repentina por el aplastamiento de la mampostería y desprendimiento de los clavos, disminuyó las capacidades de deformación, disipación de energía, resistencia y rigidez del modelo.

7.2 RECOMENDACIONES

La técnica de rehabilitación mediante la construcción de aplanados de concreto proporciona una forma eficaz de incrementar la rigidez y resistencia de estructuras basadas en marcos de concreto con muros diafragma de mampostería. Esto es cierto siempre y cuando se proporcione una liga adecuada entre el recubrimiento y los elementos de concreto de la estructura original.

Con el objeto de mejorar el comportamiento de este tipo de soluciones debe considerarse el encamisado de columnas, así como la construcción de castillos que confinen el muro de mampostería, pero en ambos casos colados monolíticamente con el recubrimiento de concreto. Se propone lo anterior con la finalidad de mejorar y garantizar el trabajo del recubrimiento en conjunto con la estructura original.

Según los resultados de los modelos, la cantidad de conectores colocada, no fue suficiente para que la malla de refuerzo del marco de concreto alcanzara deformaciones plásticas tal y como era deseable. Esto indica que cualquier criterio que se siguiera para determinar el número de conectores proporcionará resultados insatisfactorios si se supone que la cortante de diseño será resistida por los conectores de diseño. Basándose en los registros de deformación de los conectores, es claro que aquéllos colocados cerca de la base del marco fueron poco solicitados, y no así los instalados a lo largo de la viga superior. Debido a la interacción entre las deformaciones del muro de concreto y del marco-muro diafragma, se producen concentraciones de esfuerzos en la viga superior que no son previstas en el diseño. Todo lo anterior sugiere la conveniencia de sobre reforzar el mecanismo de conectores, siguiendo el principio de diseño de capacidad, de modo que evite su falla. Para ello, se recomienda que el sistema de conectores sea capaz de resistir cuando menos 1.5 veces la fuerza cortante de diseño.

Se sugiere que en la viga superior se coloquen conectores en cantidad y tamaño tales que puedan resistir al menos el 100 por ciento de la fuerza de diseño. El cincuenta por ciento adicional deberá ser resistido por conectores colocados en las columnas de la estructura marco-diafragma. La longitud de los conectores, así como la profundidad a la que estos se introduzcan debe garantizar que estos desarrollen su resistencia a la tensión.

Debe procurarse una correcta colocación de los conectores, de manera que éstos desarrollen eficientemente su capacidad de anclaje, evitando su extracción, la cual resultaría en pérdidas de rigidez y resistencia de la estructura. Para lograr lo anterior se recomienda que el diámetro de la perforación sea entre 3 y 5 mm mayor al diámetro de la barra; la aplicación de la resina en el barreno debe realizarse mediante una boquilla que la coloque hasta el fondo de la perforación, de manera previa, el barreno debe ser limpiado de polvo y residuos mediante escobillón y soplador.

El rendimiento en la instalación de conectores colocados mediante la detonación de cartuchos de pólvora, como los Hilti o similares, vuelve recomendable la utilización de este método siempre y cuando, al igual que para los conectores colocados mediante adhesivos, los diámetros y profundidades de colocación de los mismos garanticen una conexión rígida y resistente. Se recomienda evaluar el comportamiento de estructuras similares a las estudiadas en este trabajo, utilizando el tipo de anclajes recientemente ensayados por Choi et al. que parecen ofrecer una solución a este problema (1999 a y b).

APÉNDICE A

RESULTADOS DE ENSAYES DE MATERIALES

A.1 PIEZAS DE MAMPOSTERÍA

Se realizaron mediciones y ensayos de probetas formadas con los materiales con los que se prepararon los especímenes para ensaye de anclajes, así como para la posterior construcción de los modelos marco-muro escala natural. Los resultados se encuentran resumidos en las siguientes tablas y figuras. En la figura A.1 y la tabla A.1 se presentan las dimensiones y resistencias a compresión de piezas de bloque hueco de concreto cemento-arena

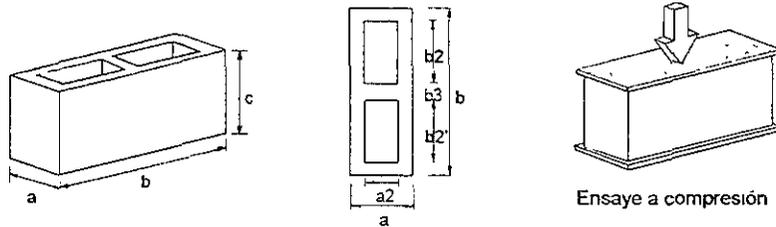


Figura A.1 Dimensiones de las piezas de bloque hueco de concreto

Tabla A.1 Características de los bloques de concreto

| Dimensiones medias, cm | | | | | Relación área bruta/ área neta | Peso vol. bruto, kg/m ³ | Esfuerzo bruto f_p kg/cm ² | Esfuerzo neto, kg/cm ² |
|------------------------|------|------|-----|------|--------------------------------------|--|---|---|
| a | b | c | a2 | B3 | | | | |
| 14.8 | 39.7 | 19.6 | 8.6 | 15.3 | 0.55 | 960 | 45.8 | 82.7 |

Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

Para determinar las dimensiones y peso volumétrico se usó una muestra de 20 piezas; para los ensayos de compresión se probaron 12 piezas. Las piezas que se probaron a compresión se cabecearon previamente con azufre. Los coeficientes de variación fueron cercanos al 1 por ciento para las dimensiones y pesos, y de 33 por ciento para las resistencias ($c_p = 33$ por ciento). Siguiendo lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (DDF, 1995), el esfuerzo de diseño se calculó con la ecuación A.1, con lo que resulta $f_p^* = 24.9$ kg/cm² (2.44 MPa).

$$f_p^* = \frac{f_p}{1 + 2.5 c_p} \quad (A.1)$$

Para entender mejor el comportamiento de las anclas hechas con barras de acero y colocadas a través de las paredes de las piezas (la zona más débil), se realizó una serie de pruebas que se denominaron “pruebas de aplastamiento de la pared del bloque”. Para estas pruebas se atravesaron las piezas con una barra de 1.27 cm de diámetro, a la cual se le aplicó carga perpendicular a su eje de tal forma que se produjera un esfuerzo cortante en ésta y que se apoyara directamente en la pared de la pieza aplastándola eventualmente. El dispositivo de carga fue tal que se evitara que la barra presentara flexión; esto se logró aplicando la carga a la barra a milímetros del paño exterior e interior de la pared. El esquema de la prueba se muestra en la figura A.2.

El espesor medio de la pared del bloque a la altura de la perforación fue de 3.01 cm, con lo cual se tuvo un área de apoyo, considerando las dos caras, de $2(1.27)(3) = 7.62$ cm². El esfuerzo promedio de aplastamiento de 14 ensayos fue de 311 kg/cm² (30.5 MPa) con un coeficiente de variación de 25 por ciento.

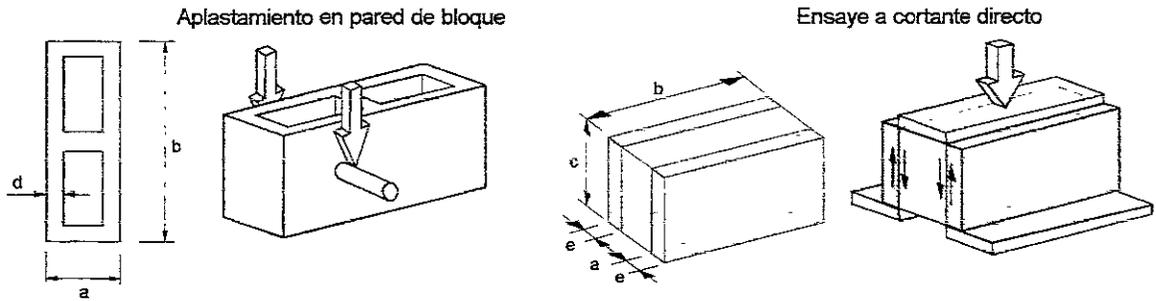


Figura A.2 Pruebas de aplastamiento de la pared del bloque y prueba de cortante directo entre piezas y aplanado

Se realizaron también pruebas de cortante directo en la entrecara de piezas de mampostería con aplanado de concreto (véase la figura A.2), para cuantificar la adherencia entre los mismos. Se utilizaron dos lotes de cuatro piezas cada uno, con concretos para el recubrimiento cuyas resistencias a compresión fueron de 265 y 350 kg/cm² (26 y 34.3 MPa), respectivamente. Los esfuerzos de adherencia obtenidos resultaron de 7 y 16 kg/cm² (0.7 y 1.6 MPa), con un coeficiente de variación del 56% y 27%, para cada lote.

A.2 AGREGADOS

Se determinó la distribución granulométrica de la grava y de la arena usadas en el concreto hecho en obra para las columnas y vigas, así como para el mortero. En la figura A.3 se muestran las curvas.

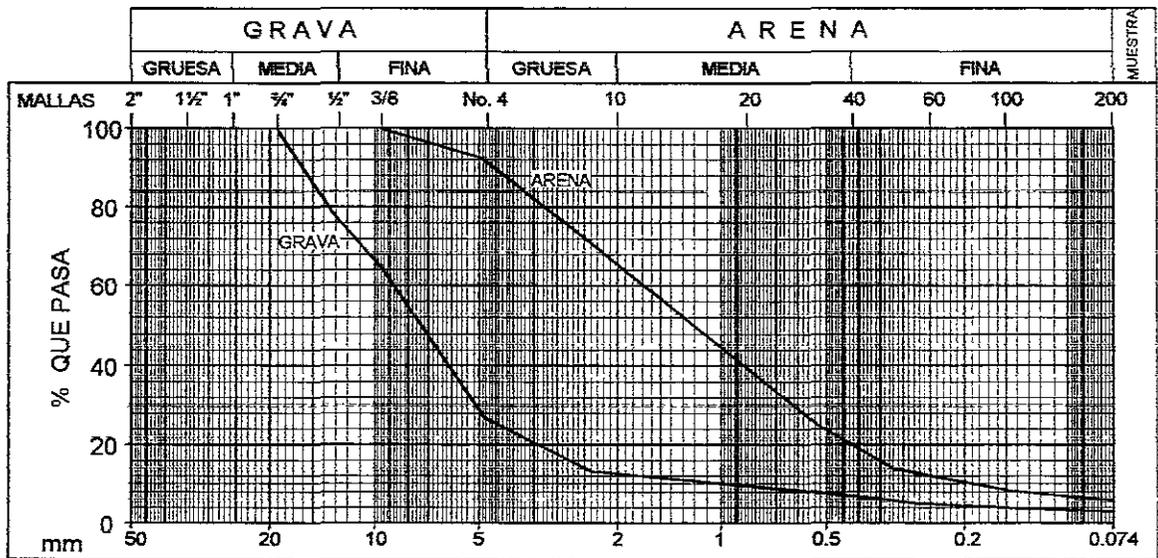


Figura A.3 Curvas granulométricas de los agregados

Para la arena se obtuvo un coeficiente de uniformidad de 8.9 y un coeficiente de curvatura igual a 1.2. La grava dio coeficientes de uniformidad y curvatura iguales a 8.1 y 2.76, respectivamente. Con estos parámetros se concluye que la grava y la arena estaban bien graduadas.

A.3 ENSAYE DE COMPRESIÓN DIAGONAL EN MURETES

Se realizó el ensayo a compresión diagonal de muretes de mampostería, para el cual se adaptó un marco de carga y un arreglo de instrumentos tal como se muestra en la figura A.4. Para dicho ensayo se

construyeron y probaron cinco muretes de tres hiladas, de una pieza y media cada una. El objeto de esta prueba fue determinar la resistencia a compresión diagonal, v_m , y el módulo de rigidez al corte, G_m .

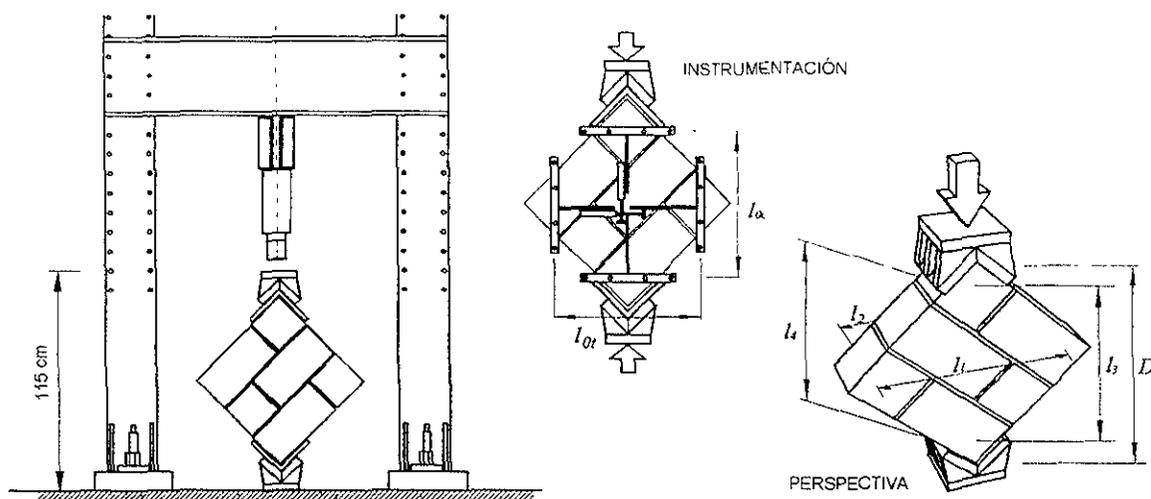


Figura A.4 Marco de carga para ensayos de muretes

Aunque el modo de falla común fue la separación de las piezas por adherencia, formándose una grieta en escalera siguiendo las juntas, los resultados obtenidos se caracterizaron por la gran dispersión mostrada. Tales resultados se presentan detalladamente en la tabla A.2. El esfuerzo cortante resistente de diseño v^* , se calculó utilizando la ecuación A.2 (DDF, 1995).

$$v^* = \frac{v_m}{1 + 2.5 c_v} \tag{A.2}$$

Para calcular el módulo de rigidez al corte se tomó un número suficiente de lecturas de desplazamiento (alargamiento y acortamiento) y de carga de modo que se pueda definir mediante interpolación el esfuerzo cortante (τ_1) correspondiente a una deformación angular de 0.00005, así como la deformación angular correspondiente al 40% del esfuerzo cortante máximo (τ_2). El cálculo se realizó con la ecuación A.3

$$G_m = \frac{\tau_1 - \tau_2}{\gamma_2 - 0.00005} \tag{A.3}$$

- donde
- G_m es el módulo secante de rigidez a cortante;
 - τ_1 es el esfuerzo cortante correspondiente a 0.00005 de deformación angular;
 - τ_2 es el esfuerzo cortante correspondiente al 40% de la carga máxima;
 - γ_2 es la deformación angular producida por el esfuerzo τ_2 .

Tabla A.2 Resultados de ensayos de muretes a compresión diagonal

| Murete | Dimensiones, cm | | | | | t | Área diag. A=t D, cm ² | Edad días | Carga, kg | Esf. Cortante, v, kg/cm ² | Modulo de cortante, G _m , kg/cm ² | G _m /v |
|----------------------------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|------|------|---|--------------|--------------|---|--|-------------------|
| | l ₁ | l ₂ | l ₃ | l ₄ | D | | | | | | | |
| 1 | 64.0 | 65.0 | 65.0 | 66.0 | 84.0 | 14.8 | 1240.8 | 31 | 1760 | 1.42 | 1540 | 1086 |
| 2 | 65.5 | 65.0 | 65.0 | 65.0 | 83.0 | 14.8 | 1226.1 | 31 | 5910 | 4.82 | 4480 | 929 |
| 3 | 63.5 | 63.0 | 64.7 | 65.0 | 83.0 | 14.8 | 1226.1 | 34 | 19.6 | 1.60 | 1260 | 787 |
| 4 | 64.0 | 64.0 | 63.5 | 63.5 | 82.5 | 14.8 | 1218.7 | 34 | 3910 | 3.21 | 8470 | 2639 |
| 5 | 60.5 | 63.5 | 60.0 | 64.5 | 84.0 | 14.8 | 1240.8 | 35 | 2480 | 2.00 | 1940 | 972 |
| Media | | | | | | | | | | 2.61 | 3537 | 1282 |
| Coefficiente de variación | | | | | | | | | | 0.54 | 0.86 | 0.60 |

Nota: 1 MPa = 10 194 kg/cm²

A.4 ENSAYE DE PILAS

Se prepararon y ensayaron ocho pilas a compresión axial formadas por tres piezas superpuestas unidas con mortero (figura A.5), con una relación de esbeltez cercana a 4. Estos ensayos son considerados válidos para obtener la resistencia de diseño del muro de mampostería (DDF, 1995).

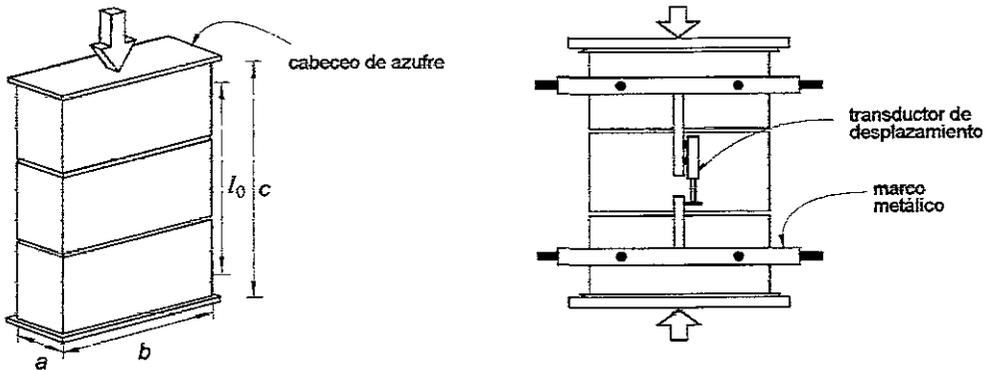


Figura A.5 Ensayes de pilas

Los valores de diseño se obtienen reduciendo los esfuerzos resultantes de las pruebas, de forma tal que la probabilidad de que se alcance estos valores sea del 5 por ciento. El módulo de elasticidad E_m se tomó como la rigidez secante de la curva esfuerzo-deformación hasta el 40% de la resistencia obtenida en los ensayos. El esfuerzo de diseño, f_m^* , se obtuvo utilizando la ecuación A.4.

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5 c_m} \tag{A.4}$$

En la tabla A.3, se muestra un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla A.3 Resultados de ensayos de pilas a compresión

| Pila | Edad, días | Carga, kg | Esfuerzo bruto, f_m , kg/cm ² | Módulo de Elasticidad, E_m , kg/cm ² | E_m/f_m |
|---------------------------|------------|-----------|--|---|-------------|
| 1 | 28 | 19250 | 32.78 | 14670 | 447 |
| 2 | 29 | 21600 | 36.79 | 15640 | 425 |
| 3 | 29 | 19550 | 33.30 | 27100 | 814 |
| 4 | 30 | 24550 | 41.81 | 35060 | 839 |
| 5 | 30 | 23460 | 39.95 | 23910 | 599 |
| 6 | 30 | 25200 | 42.92 | 28800 | 671 |
| 7 | 30 | 27100 | 46.15 | 48070 | 1042 |
| 8 | 30 | 25950 | 44.20 | 30510 | 690 |
| Media | | | 39.74 | 27970 | 691 |
| Coef. de variación | | | 0.13 | 0.38 | 0.30 |

Notas: 1 MPa = 10.194 kg/cm²
 Las dimensiones medias de las pilas fueron 14.8x39.7x60 cm, con un área transversal bruta de 587.2 cm²

A.5 CUBOS DE MORTERO

Durante la construcción de los especímenes para prueba de anclajes se tomaron muestras del mortero usado para unir las piezas, a cada dos hiladas, en forma de probetas cúbicas (figura A.6) de 5 cm de arista, las cuales fueron ensayadas a compresión a los 28 días. Se tomaron ocho muestras para muretes y pilas, mientras que para los especímenes fueron nueve para cada uno. Las muestras constaron de tres cubos cada una. En la tabla A.4 se resumen los resultados.

Tabla A.4 Resultados de ensayos de cubos de mortero a compresión

| Espécimen | Esfuerzo promedio, f_c , kg/cm ² | Coefficiente de variación |
|-----------------|---|---------------------------|
| Pilas y muretes | 131 | 0.30 |
| TO | 158 | 0.17 |
| TP | 183 | 0.15 |
| TD | 178 | 0.18 |
| TH | 170 | 0.17 |

Nota: 1 MPa = 10 194 kg/cm²

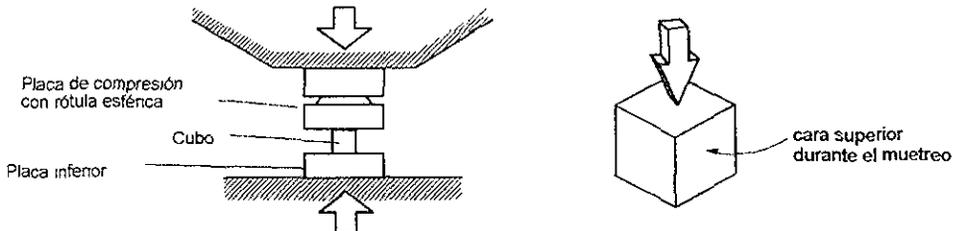


Figura A.6 Ensayo de cubos de mortero

A.6 CILINDROS DE CONCRETO

Se realizó el muestreo y ensayo de cilindros de concreto de cada mezcla usada en el programa experimental. En la figura A.7 se muestra un esquema de los cilindros, de la instrumentación utilizada, así como del equipo de prueba. En cada colado se extrajeron cilindros de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura. El muestreo y el ensayo se ajustaron a las normas NMX-C-159 y 128, respectivamente (SECOFI, 1985a y 1982). Los cilindros se probaron para obtener su resistencia a compresión a 28 días.

En la tabla A.5 se presenta el promedio de las resistencias obtenido de los cilindros elaborados en los colados. Asimismo se incluye el promedio del módulo de elasticidad determinado en los ensayos.

Tabla A.5 Resultados de ensayos de cilindros de concreto

| Espécimen | Esfuerzo f_c' , kg/cm ² | CV | E_c , kg/cm ² |
|--------------------------|--------------------------------------|------|----------------------------|
| Marco de muretes | 265 | 0.05 | 131 570 |
| Recubrimiento de muretes | 220 | 0.20 | --- |
| Vigas de cimentación | 305 | 0.02 | --- |
| Columnas y vigas, TO | 230 | 0.09 | 115 220 |
| Columnas y vigas, TP | 230 | 0.04 | 117 260 |
| Columnas y vigas, TD | 215 | 0.08 | 107 850 |
| Columnas y vigas, TH | 230 | 0.06 | 116 430 |
| Recubrimiento TP | 325 | 0.20 | 149 720 |
| Recubrimiento TD | 255 | 0.03 | 160 720 |
| Recubrimiento TH | 205 | 0.01 | 124 100 |

Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

El ensayo de los cilindros de concreto se establece en la norma NMX-C-83 (1996). Los cilindros se cabecearon con azufre para garantizar la distribución uniforme de esfuerzos. La prueba fue monótonamente creciente hasta la falla. La prueba se controló por carga, con una velocidad constante de 26 t/min.

De los módulos de elasticidad medidos, y considerando la relación A.5 entre éstos y la resistencia, se llegó a un valor medio de β igual a 8190.

$$E_c = \beta \sqrt{f_c'} \tag{A.5}$$

Para ejemplificar las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas, en la figura A.8 se muestran los resultados para cilindros de vigas y columnas del modelo TO.

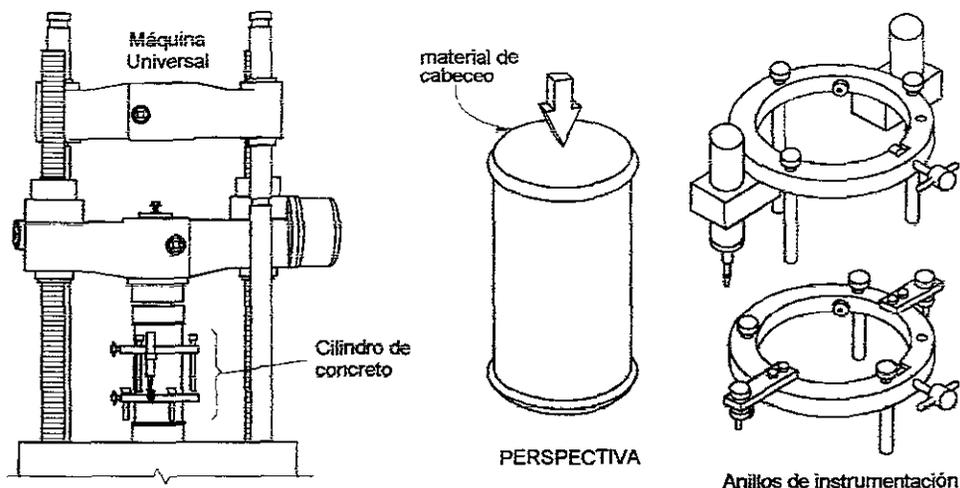


Figura A.7 Ensaye de cilindros de concreto

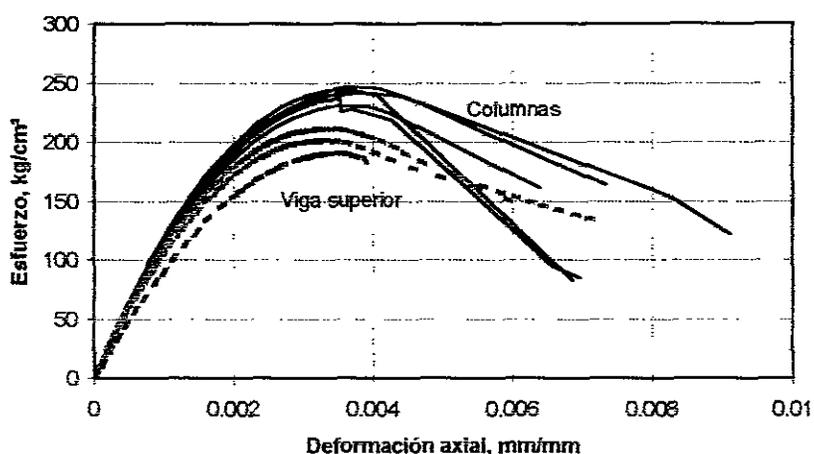


Figura A.8 Ensayes de cilindros de concreto del espécimen TO

A.7 ENSAYE DE TENSIÓN EN BARRAS DE ACERO

Algunas características del ensayo a tensión de las barras de acero se presentan en la figura A.9. En la figura A.10 se incluyen resultados representativos de un ensayo de cada tipo de barra o alambre. La etapa de endurecimiento por deformación de las tres barras queda fuera de la gráfica. La deformación a la fractura de las barras es congruente con el alargamiento final indicado en la tabla A.6. La curva del alambre de la malla se presenta completa.

Tabla A.6 Resultados de los ensayos de tensión en barras de acero

| Designación | f_y kg/cm ² | f_u kg/cm ² | Alargamiento % |
|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------|
| Alambre de malla 6x6-4/4 | 7310 | 7450 | 1.5 |
| Barra lisa 1/2" | 3580 | 4970 | 26 |
| Barra #3 | 5330 | 6260 | 10 |
| Barra #4 | 4510 | 7060 | 11 |

Nota: 1 MPa = 10 194 kg/cm²

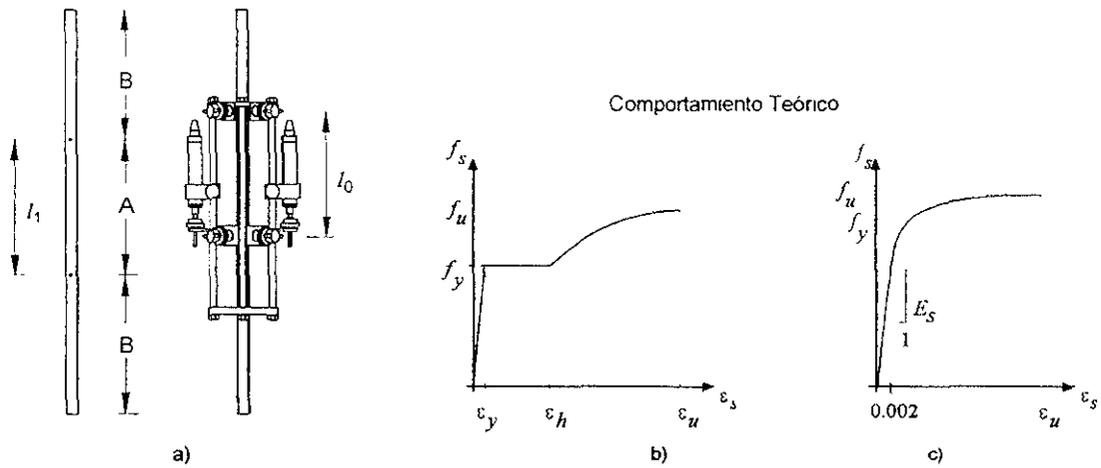


Figura A.9 a) Longitud calibrada y extensómetro, b) y c) Criterios para determinar el esfuerzo de fluencia

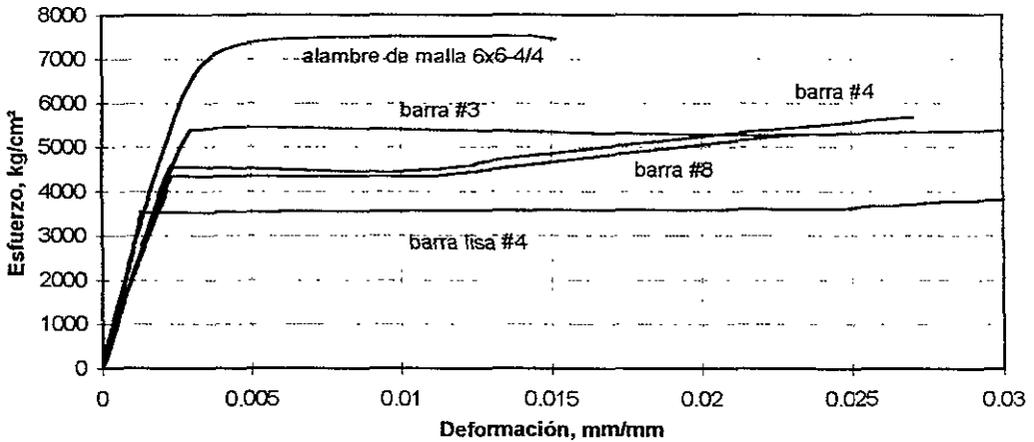


Figura A.10 Gráficas esfuerzo-deformación unitaria de barras de acero

A.8 PRUEBAS DE LA RESINA EPÓXICA

Por último, se realizó un ensaye para calificar la eficiencia y la calidad de la resina epóxica empleada. Para esta prueba se usaron dos cilindros de concreto de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura. Estos se cortaron en un ángulo de 45° respecto a su eje, y se unieron las mitades mediante la resina epóxica usada en este proyecto; la resina fue mezclada de la misma manera que la empleada en el modelo TP. El tipo de ensaye está descrito en la norma NMX-C-237 (SECOFI, 1985b). En la figura A.11 se muestran la forma de carga, y un cilindro antes y después del ensaye. Los cilindros se cabecearon con azufre y se ensayaron a compresión al igual que dos cilindros testigos, obtenidos de la misma mezcla y que no fueron cortados. Los resultados aparecen en la tabla A.7 y demuestran la eficiencia de la resina empleada ya que el comportamiento de los cilindros recortados no fue diferente de los de control.

Se realizó también un ensaye de extracción de una barra corrugada del no. 4, del mismo tipo usado para fabricar los anclajes. Esta barra se ancló en una longitud de $l_{anclaje} = 8$ cm con la misma resina epóxica y procedimiento usado para la colocación de las anclas en los modelos TP y TD. El ensaye se realizó a las 24 horas de colocada la barra. El resultado del ensaye fue la extracción del cono de concreto debido a la escasez

de longitud de anclaje para desarrollar la fluencia de la barra. Se logró una carga de 2310 kg que correspondió a un esfuerzo del 43 por ciento de f_y .

Tabla A.7 Ensayo de cuatro cilindros de concreto, dos de control y dos cortados a 45° y pegados con resina epóxica

| Espécimen | Resistencia a la compresión, kg/cm ² |
|-----------|---|
| Control1 | 460 |
| Control2 | 520 |
| Resina1 | 500 |
| Resina2 | 460 |

Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

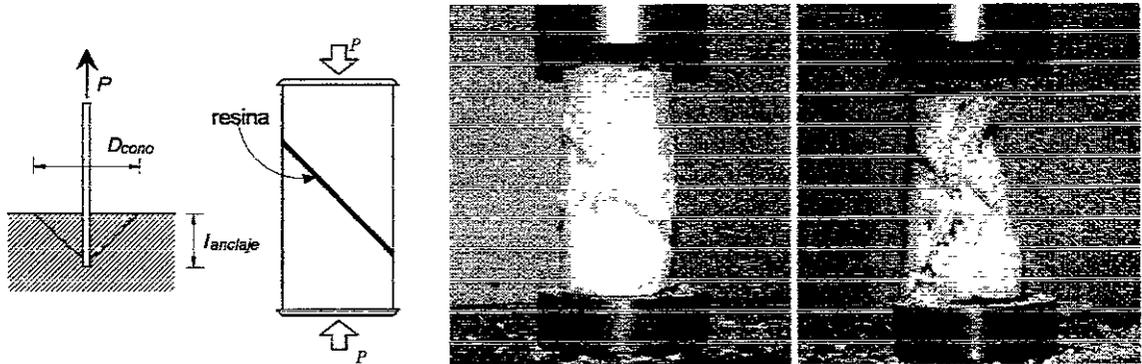


Figura A.11 Ensayo de extracción y de cilindros para verificar la resistencia de la resina epóxica

Se concluye que el tipo de resina usado es adecuado para este tipo de rehabilitación, pero la longitud y procedimiento de colocación no fueron suficientes para que las barras desarrollaran su resistencia a la tensión. en el capítulo 6 de este informe se dan recomendaciones para mejorar el anclaje.

APÉNDICE B

MODELOS TO Y TD

En este apéndice se incluyen algunos de los resultados obtenidos por Marcelino (2000) y Flores et al. (1999), acerca del comportamiento de los modelos TO y TD que junto a los especímenes objeto de este trabajo, complementan el proyecto de investigación realizado por CENAPRED para TELMEX

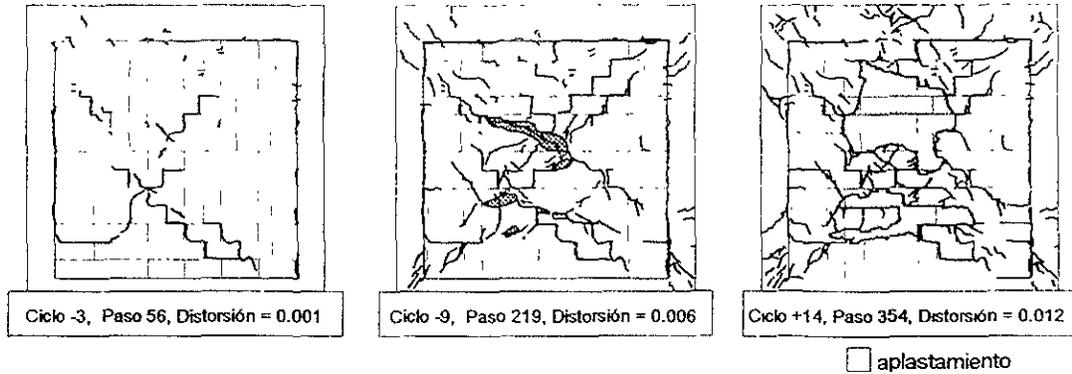


Figura B.1 Agrietamiento del Modelo TO

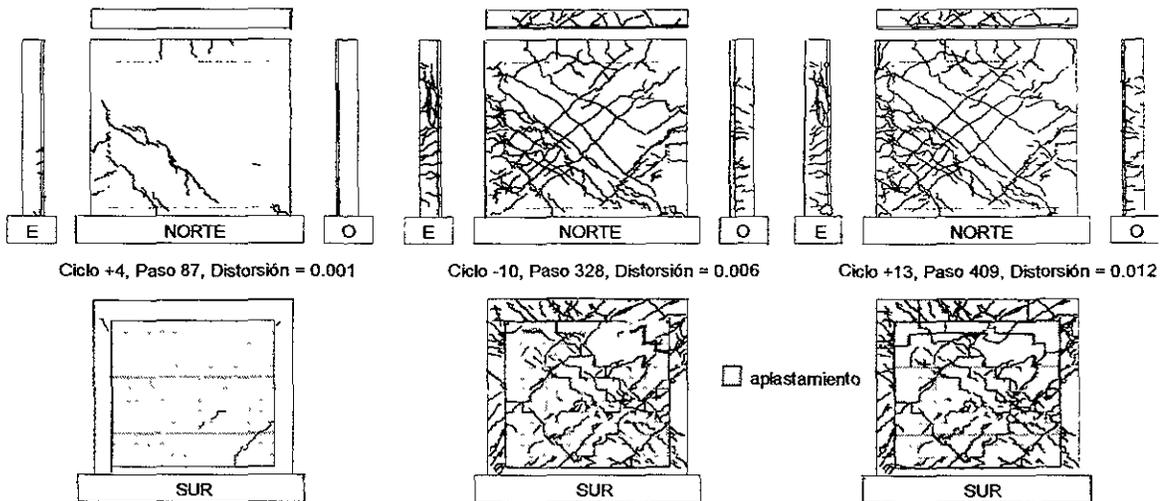


Figura B.2 Agrietamiento del Modelo TD

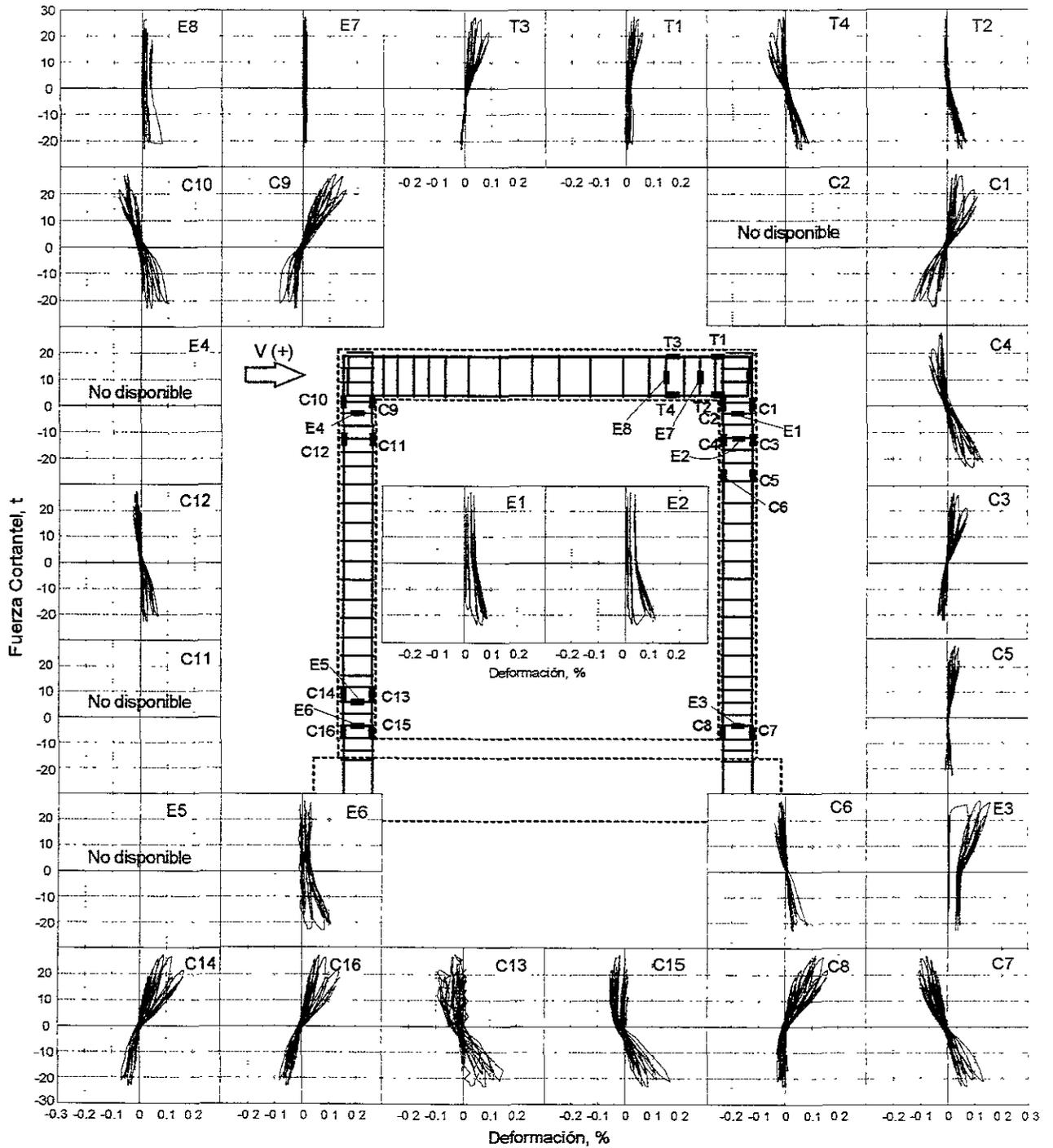


Figura B.7 Deformímetros en el marco del espécimen TO

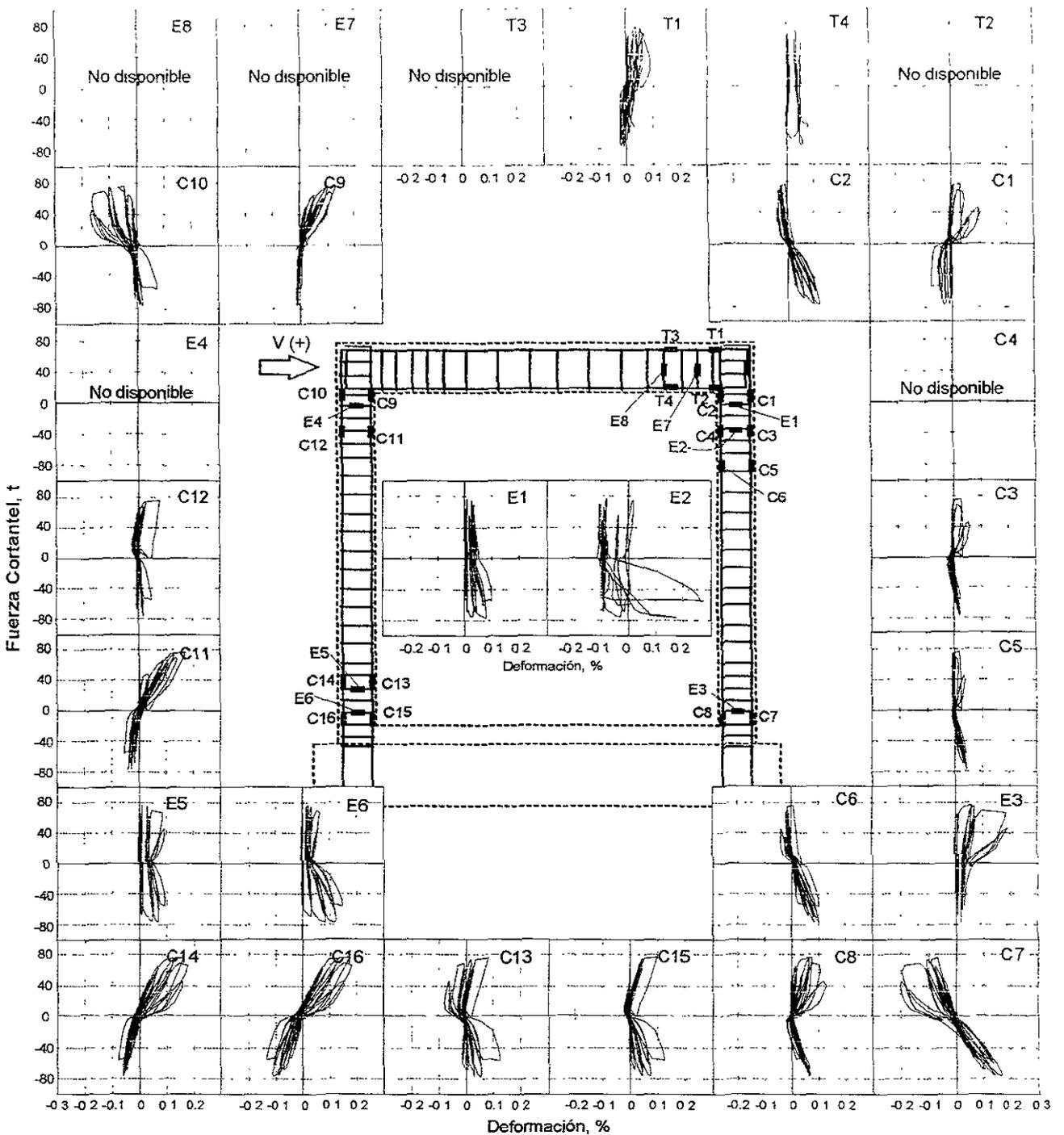


Figura B.8 Deformímetros en el marco del espécimen TD

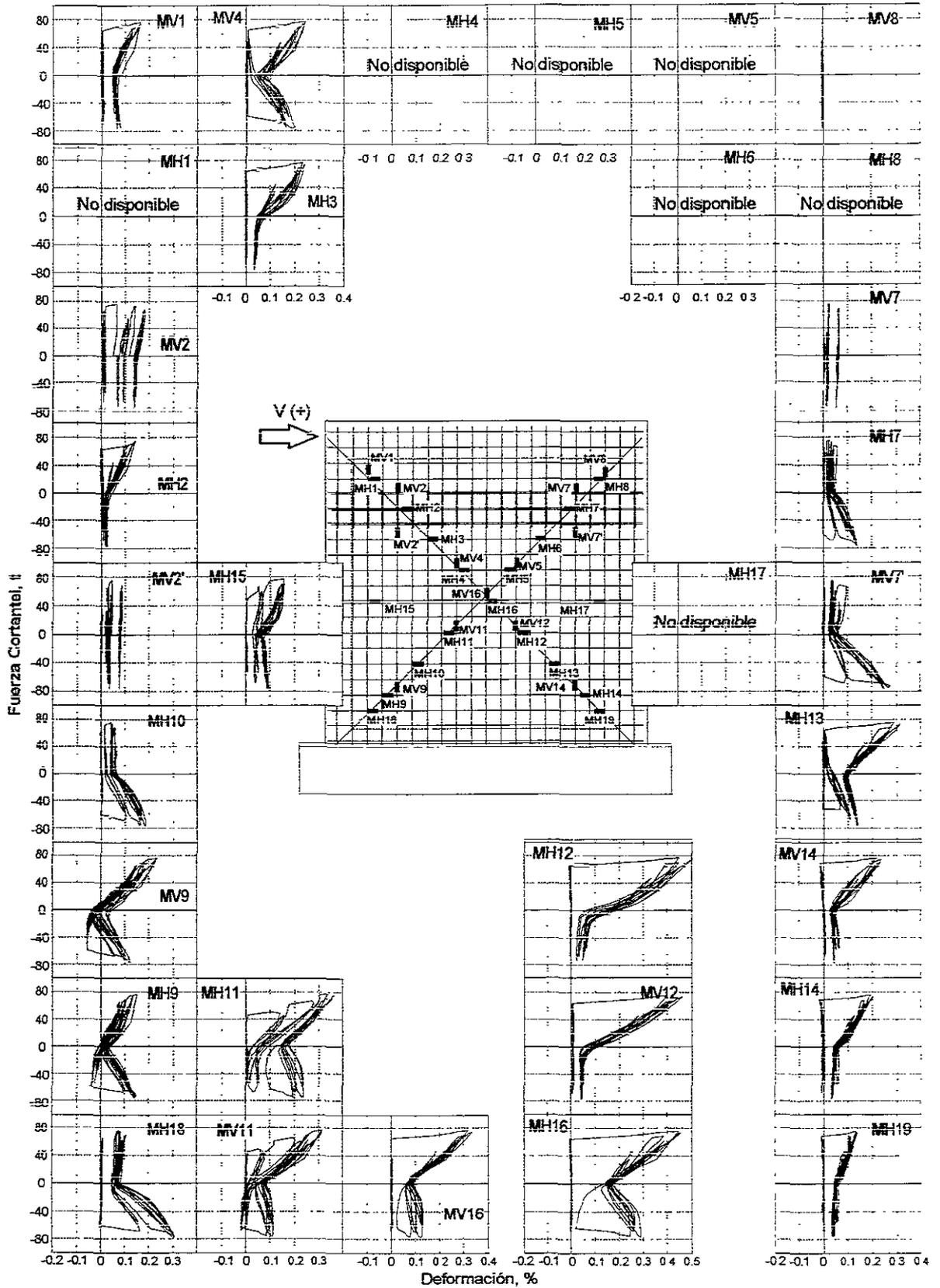


Figura B.9 Deformímetros en la malla del espécimen TD

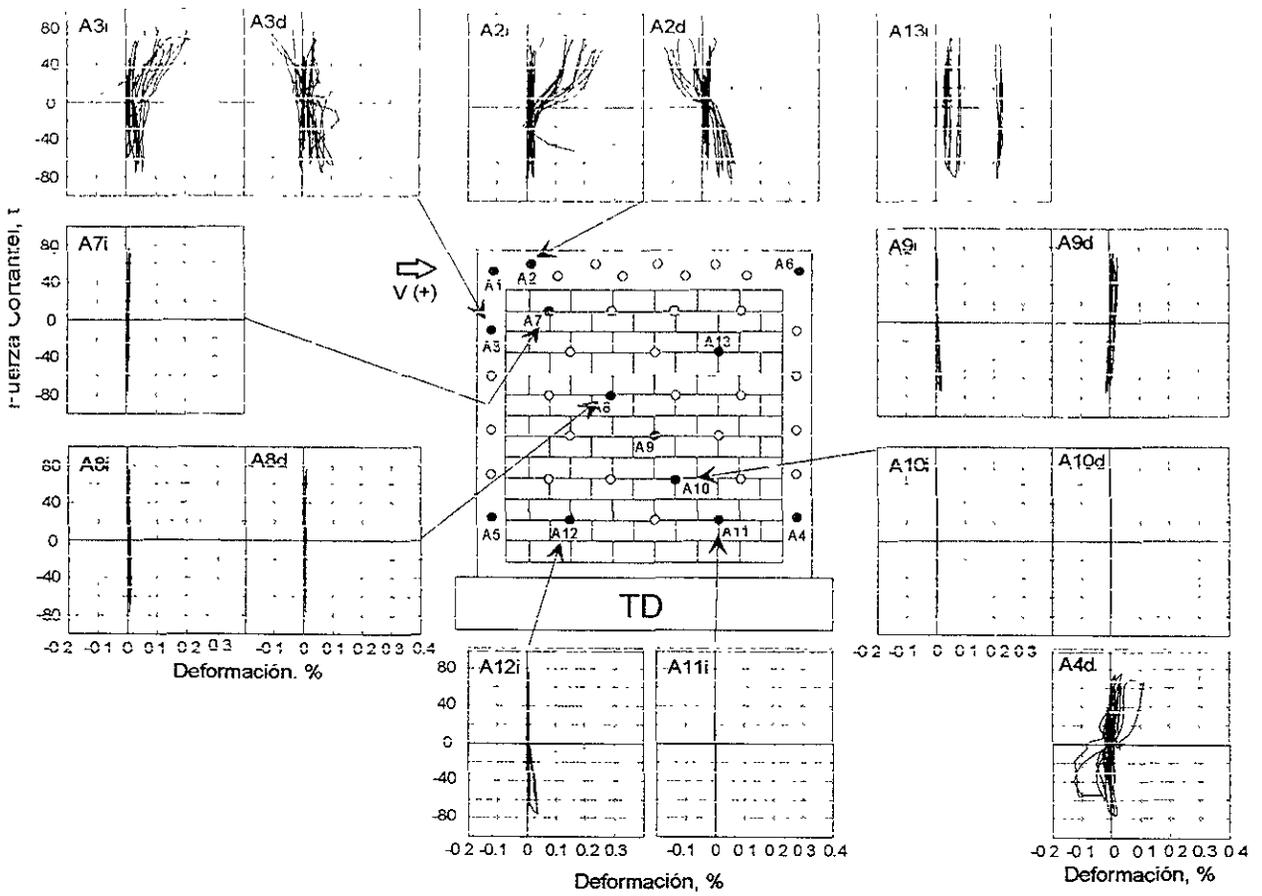


Figura B.9 Deformímetros en los anclajes del espécimen TD

REFERENCIAS

Aguilar G (1997), "Efecto del Refuerzo Horizontal en el Comportamiento de Muros de Mampostería Confinada Ante Cargas Laterales". Tesis de Licenciatura, UNAM, 187 pp

Aoyama H. (1984), "Strenght and Behavior of Postcast Shear Walls for Strenghtening of Existing Reinforced Concrete Buildings", 8th WCEE, San Francisco, EUA, Univerity of Tokio, Japan, Committee of Japan Building Disaster Prevention Asociation, 5pp

Bass R. A., Carrasquillo R L y Jirsa J O (1989), "Shear transfer across new and existing concrete interfaces". ACI Structural Journal, Vol 86, No. 4, julio-agosto, pp 383-393

Bazán E (1980), "Muros de mampostería ante cargas laterales. Estudios analíticos", Tesis doctoral, DEPEFI, Facultad de Ingeniería, UNAM, septiembre, 94 pp.

Bazán E. y Meli R. (1998), "Diseño sísmico de edificios", Limusa, Noriega Editores, México D.F. 317 pp

Birkeland P.W y Birkeland H.W. (1966), "Conections in precast concrete construction". ACI Journal, Detroit, Mich., Vol 63, No. 3, marzo, pp 345-367.

Comisión Federal de Electricidad (1993), "Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo". Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.

Comité Euri-Internacional Du Beton, (1994), "Fastenings to Concrete and Masonry Structures State of the Art Report"

Choi D.U., Jirsa J.O y Fowler D W. (1999a), "Shear transfer across interface between new and existing concretes using large powder-driven nails", ACI Structural Journal, Vol 96, No. 2, marzo-abril, pp. 183-192.

Choi D.U., Fowler D.W. y Jirsa J.O (1999b), "Interface shear strength of concrete at early ages". ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 3, mayo-junio, pp. 343-347.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 2 de agosto, 96 pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D. F , 27 de febrero. 16 pp

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1996), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del D. F., 25 de marzo, 68- pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1989), "Sismos de 1985, Control de Edificaciones, México, D F 1985-1988".

Flores L.E. y Alcocer S.M. (1998), "Evaluación experimental del desempeño de muros de bloque hueco de concreto reforzado con malla electrosoldada y recubrimiento de concreto", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. 2, Monterrey, Nuevo León, 18 al 21 de noviembre, pp 802-811.

Flores L. E., Marcelino, J., Lazalde G., Alcocer S.M. (1999) "Evaluación experimental del desempeño de marcos con bloque hueco de concreto reforzados con malla electrosoldada y recubrimiento de concreto", Informe IEG/03/99, Centro Nacional de Prevención de Desastres, 107 pp.

Hanson, R. (1986), "Reforzamiento de Elementos de Concreto en Edificios", Revista IMCYC. Vol. 24. No. 184. septiembre.

- Higashi, Y et. al. (1984) "Experimental Studies on Retrofitting of Reinforced Concrete Building Frames", 8th WCEE San Francisco, EUA, Tokio Metropolitan University.
- Hilti (1997), "Product technical manual", Tulsa, OK, EUA, 211 pp.
- Hofbeck J.F., Ibrahim I.O y Mattock A.H. (1969) "Shear transfer in reinforced concrete", ACI Journal, Vol. 66, No. 2, febrero, pp. 119-128.
- Iglesias J. (1986) "Reconstrucción de la Ciudad de México después de los sismos de 1985", UAM. Departamento de Materiales, 14 pp.
- Iglesias, J., (1986) "Repairing and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings Damaged in the 1985 Mexico City Earthquake", UAM. Departamento de Materiales, 12 pp.
- Instituto de Arquitectos del Japón, CENAPRED y JICA (1986) "Daños Causados por el Sismo de Michoacán de 1985"
- Jiménez J., y Kreger M.E. (1993), "Behavior of steel-to-concrete connections for use in repair and rehabilitation of reinforced concrete structures", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Texas en Austin, marzo, 102 pp.
- Jiménez L.R. (1989), "Strengthening of reinforced concrete frame using an eccentric wall", Tesis de Maestría, Universidad de Texas en Austin, mayo, 67 pp.
- Jirsa, J. (1987) "Repair of Damaged Buildings-Mexico City" University of Texas at Austin, Pacific Conference on Earthquake Engineering, 10 pp..
- Marcelino, J. (2000) "Refuerzo de Marcos con Muros de Concreto Empleando Conectores Distribuidos Uniformemente", Tesis de Licenciatura, UNAM, 105 pp.
- Mast R.F. (1968), "Auxiliary reinforcement in concrete connections", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, ST6, junio, pp. 1485-1504.
- Meli, R., (1974), "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", Tesis Doctoral, UNAM.
- Mosalam K.M., White R.N. y Gergely P. (1997), "Seismic evaluation of frames with Infill walls using quasi-static experiments", Reporte NCEER-97-0019, Universidad de Cornell, Ithaca, Nueva York, diciembre, 76 pp.
- Ojeda, M. (1999), "Muros de Tabique Extruido Ante Cargas Laterales: Su comportamiento y Aplicación Práctica", Tesis de Licenciatura, IPN, 153 pp.
- Park R. y Paulay T. (1991), "Estructuras de concreto reforzado", Limusa, Noriega Editores, México, primera edición 1978, 796 pp.
- Paulay T. y Priestley M.J.N, (1991), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Wiley Interscience, John Wiley & Sons, Inc., EU, 744 pp.
- Pineda, J., (1996), "Comportamiento Ante cargas Laterales de Muros de Mampostería Confinada Reforzados con Malla Electrosoldada", Tesis de maestría, UNAM.
- Proyecto de Norma Mexicana (NMX-C83, 1996), "Industria de la construcción - Concreto - Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto", NMX-C-083-1996.
- Ramírez A. (1996) "Estadísticas de Edificios Rehabilitados en la Ciudad de México Después de los Sismos de 1985", Tesis de Licenciatura, UNAM.

Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI, 1982). "Industria de la construcción - Concreto sometido a compresión - Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de poisson". Norma Oficial Mexicana NOM-C-128-1982

Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI, 1985a). "Industria de la construcción - Concreto - elaboración y curado en laboratorio de especímenes". Norma Oficial Mexicana NOM-C-159-1985

Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI, 1985b). "Industria de la construcción - Aditivos para concreto - Determinación de la adherencia de los sistemas de resinas epóxicas empleadas en el concreto". Norma Oficial Mexicana NOM-C-237-1985

Teléfonos de México, S.A. de C.V., "Dictámenes técnicos después de los sismos de 1985", Subdirección de Construcción Civil.

Teléfonos de México, S.A. de C.V., "Inventario de terrenos y edificios de 1985", Subdirección de Ingeniería y Construcción.

Valluvan R., Kreger M.E. y Jirsa J.O (1999). "Evaluation of ACI 318-95 shear-friction provisions". ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 4, julio-agosto, pp 473-481

AGRADECIMIENTOS

Ningunas palabras de agradecimiento serian suficientes para expresarles a mis padres, Guadalupe y Francisco, en cuánto aprecio el esfuerzo que hacen día con día para que viva de la mejor manera la vida que me regalaron. A mis hermanas Vanessa y Diana, mis mejores amigas y queridísimas hermanas. Lo que soy es gracias a ustedes

A mis abuelitas Tina y Jose. Les agradezco tan gratos momentos de amor, crecimiento y aprendizaje.

En toda mi familia existen personas que me han apoyado y demostrado, siempre desinteresadamente, su cariño, a todos ellos los quiero y les agradezco por siempre. De manera muy especial a mis tíos Jesús Alegre y Rocío Nava. Les dedico este trabajo con admiración, gratitud y cariño especial

A mis hermanos, Hortencia y Doroteo, con mi más sincero y agradecido cariño. Me es incalculable el valor de la generosa amistad con la que me prodigan

Benjamín, mi amigo en toda la expresión de la palabra. Gracias, Twinky.

Gina, mi querida amiga y confidente, con especial aprecio.

Rosy, porque estoy seguro de que vale la pena apostar. Sombreros, besos y abrazos, muchos muchos para ti.

Edgar Iván, a través de los años, mi inapreciable e indispensable amigo de larguísimas charlas y malísimos chistes

A los mas queridos amigos que la Tierra me ha regalado: Alejandra, Blanca, Cuauhtémoc, Francisco Gerardo, Isaac, José Luis, Liliana, Luis Armando, Miriam, Nidia, Octavio, Rafaél, Ramsés. Muchas gracias.

Jaime, mi mejor ejemplo de que la amistad se gana día con día. Gracias por tantos días de aprendizaje, trabajo, compañía y solidaridad.

A mis muy queridos amigos de La Casa del Lago, quienes tanto me han enseñado sobre la muy posible alegría de vivir intensamente. De manera muy especial, con verdadera admiración, respeto y sincero cariño, a mi querido maestro y amigo René.

Mi gratitud permanente a la Universidad Nacional Autónoma de México, principalmente a los maestros que moldearon mi aprendizaje, algunos de ellos en lo humano más que en lo académico.

Agradezco al Doctor Sergio Alcocer la orientación otorgada durante la realización de este proyecto, haciéndolo así posible. Su desempeño profesional es ejemplo a seguir por la calidad y entrega con que lo desarrolla. Resulta invaluable para la realización de este trabajo por su dirección, consideraciones y actitud. Sincera será mi gratitud por sus atenciones, académicas y personales, así como por el impulso que recibí para continuar, cuando la realización de este trabajo se hallaba detenida. Le debo, en gran medida, el camino profesional que actualmente desarrollo.

Se debe al Ing. Leonardo Flores Corona la tutela directa sobre los trabajos realizados en el laboratorio, así como la disposición de enseñanza y trabajo que lo caracterizan. Le agradezco especialmente la amistad y trato cordial que siempre me ha brindado y, por supuesto, su paciencia y generosidad. Debo a él gran parte de la información y las figuras empleadas en este trabajo.

Agradezco al CENAPRED por el apoyo y aprendizaje recibidos durante los más de dos años que duró mi estancia en dicho centro. Le debo también el haber convivido y trabajado con Miguel Ángel, Gloria, Alexandra, Tony, Armando, David y Claudia a quienes agradezco los momentos de amistad y compañerismo compartidos. También agradezco y reconozco el trabajo y destreza de Pablo y Carlos Olmos en el trabajo de laboratorio y realización de ensayos. Fue un gusto trabajar con todos ellos.

La realización de este trabajo fue posible gracias al apoyo de Alquiladora de Casas y Compañía de Teléfonos y Bienes Raíces S.A. de C.V., en particular del Lic. Joaquín de la Sierra, del Arq. Antonio Gutiérrez y del Ing. Ambrosio López.