



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

‘REFUERZO DE MARCOS CON MUROS DE CONCRETO EMPLEANDO CONECTORES DISTRIBUIDOS UNIFORMEMENTE’

T E S I S

Que para obtener el Título de INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a:

JAIME MARCELINO NEPOMUCENO



México, D.F.

2000

281191



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 INGENIERÍA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/223/99

Señor
JAIME MARCELINO NEPOMUCENO
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**.

“REFUERZO DE MARCO CON MUROS DE CONCRETO EMPLEANDO CONECTORES DISTRIBUIDOS UNIFORMEMENTE”

INTRODUCCION

- I. ANTECEDENTES**
 - II. PROGRAMA EXPERIMENTAL**
 - III. COMPORTAMIENTO DEL MODELO DE CONTROL (TO)**
 - IV. COMPORTAMIENTO DEL MODELO DE COMPARACION (TD)**
 - V. COMPARACION Y RESULTADOS TEORICOS**
 - VI. CONCLUSIONES**
- REFERENCIAS**

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

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

Atentamente
“POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU”
Cd. Universitaria, a 16 de enero del 2000.
EL DIRECTOR


M. en C. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/GMP/nll

REFUERZO DE MARCOS CON MUROS DE CONCRETO EMPLEANDO CONECTORES
DISTRIBUIDOS U NIFORMEMENTE

Trabajo de Grado de Ingeniería

Director de Asesoría: Dr. Sergio Manuel Álvarez Martínez de Castro

3.10	SEPARACIÓN DEL MURO CON RESPECTO DEL MARCO.....	56
3.11	DEFORMÍMETROS	57
3.11.1	Armado de columnas y trabe.....	58
3.11.2	Bloques	60
3.12	DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	63
3.13	AMORTIGUAMIENTO VISCOZO EQUIVALENTE	64
3.14	COMPONENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	65
3.15	CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN.....	66
CAPÍTULO 4 COMPORTAMIENTO DEL MODELO DE CONTROL TD.....		67
4.1	PATRÓN DE AGRIETAMIENTO.....	67
4.2	CURVA DE HISTÉRESIS.....	71
4.3	ENVOLVENTE.....	71
4.4	RIGIDEZ.....	72
4.5	DEFORMACIÓN ANGULAR DEL MURO.....	73
4.6	DEFORMACIÓN ANGULAR DEL MARCO	74
4.7	ROTACIONES DE LAS COLUMNAS.....	75
4.8	ROTACIONES DEL MODELO.....	76
4.8.1	Curvatura	76
4.9	SEPARACIÓN DEL MURO CON RESPECTO DEL MARCO.....	77
4.10	DEFORMÍMETROS	78
4.10.1	Armado de columnas y trabe.....	78
4.10.2	Conectores.....	80
4.10.3	Bloques	81
4.10.4	Malla	84
4.11	DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	85
4.12	AMORTIGUAMIENTO VISCOZO EQUIVALENTE	86
4.13	COMPONENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	87
4.14	CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN.....	87
CAPÍTULO 5 COMPARACIÓN Y RESULTADOS TEÓRICOS		89
5.1	ENVOLVENTES	89
5.2	RIGIDECES.....	89
5.3	DEFORMACIÓN ANGULAR.....	90
5.3.1	Marco.....	91
5.3.2	Muro.....	91
5.4	ROTACIONES	91
5.4.1	Columnas	91
5.4.2	Modelo	92
5.5	DEFORMÍMETROS	93
5.6	CORTANTE MÁXIMO.....	93
5.6.1	Estimación de la resistencia a carga lateral.....	93
5.6.2	Deformación máxima	95
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES.....		97
6.1	COMPORTAMIENTO DEL TO	97
6.2	COMPORTAMIENTO DEL TD.....	97
6.3	CONCLUSIONES DE LOS MODELOS TO Y TD.....	97
6.4	RECOMENDACIONES	99
REFERENCIAS.....		101
AGRADECIMIENTOS		103

CONTENIDO

CONTENIDO	v
INTRODUCCIÓN	1
ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO	2
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES	3
1.1 DAÑOS CAUSADOS POR EL SISMO DE 1985 EN LAS CENTRALES TELEFÓNICAS	3
1.1.1 Descripción del daño en la Central Telefónica Victoria	3
1.1.2 Descripción del daño en la Central Telefónica San Juan	4
1.2 NECESIDAD DE REHABILITAR CENTRALES TELEFÓNICAS	4
1.2.1 Centrales telefónicas	5
1.2.2 Soluciones y criterios para llevar a cabo la rehabilitación	5
1.3 COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DIAFRAGMA	10
1.3.1 Modos de falla	10
1.3.2 Muros estructurales de concreto reforzado	13
1.4 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS REHABILITADAS A BASE DE MUROS	16
1.4.1 Estudio de Gaynor	17
1.4.2 Estudio de Jiménez	19
1.4.3 Estudio de Pineda	22
1.4.4 Estudio de Jiménez-Pacheco	23
1.4.5 Estudio de Birkeland	24
1.4.6 Estudio de Valluvan	25
CAPÍTULO 2 PROGRAMA EXPERIMENTAL	27
2.1 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS	27
2.1.1 Materiales	29
2.1.2 Muro de control (TO)	29
2.1.3 Muro de comparación (TD)	31
2.2 CIMENTACIÓN	32
2.3 INSTRUMENTACIÓN	33
2.3.1 Instrumentación externa	33
2.3.2 Instrumentación interna	37
2.4 MARCO DE CARGA	40
2.5 HISTORIA DE CARGA	41
2.6 CAPTURA DE DATOS	43
CAPÍTULO 3 COMPORTAMIENTO DEL MODELO DE CONTROL TO	45
3.1 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS	45
3.2 PATRÓN DE AGRIETAMIENTO	47
3.3 CURVA DE HISTÉRESIS	50
3.4 ENVOLVENTE	51
3.5 RIGIDEZ	51
3.6 DEFORMACIÓN ANGULAR DEL MURO	53
3.7 DEFORMACIÓN ANGULAR DEL MARCO	54
3.8 ROTACIONES DE LAS COLUMNAS	55
3.9 ROTACIONES DEL MODELO	55
3.9.1 Curvatura	56

INTRODUCCIÓN

La vulnerabilidad de la ciudad de México ante los fenómenos naturales quedó en evidencia durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985 (Suárez, 1987). Los sismos del 19 y 20 causaron daños sin precedente en la capital, ciudad que vio destruidos varios de sus edificios en algunos minutos. La ciudad de México no ha sido ajena en su historia a frecuentes y grandes sismos; las crónicas, diarios y gacetas de la capital abundan en descripciones de terremotos ocurridos en el pasado. Muchos de ellos ocasionaron daños de consideración, aunque nunca se había visto destrucción en la magnitud y extensión sufridas en septiembre de 1985.

Debido a la debilidad y alto contenido de agua de los suelos de la ciudad, lecho fangoso del antiguo sistema de lagos de la cuenca de México, las ondas sísmicas que arriban al valle quedan atrapadas en este estrato de espesor promedio de 30 a 50 metros. Estas ondas sísmicas confinadas producen amplificación del movimiento del terreno, que en el caso del terreno del 19 de septiembre llegaron a ser hasta 50 veces más grandes en el lecho del antiguo lago que las vibraciones sentidas en las zonas topográficamente más altas de la ciudad, donde el terreno es mucho más firme. En los últimos 40 años, el aumento explosivo de edificios de entre siete y 16 pisos (edificaciones que son mucho más vulnerables a las vibraciones propias del lecho fangoso de la ciudad que otro tipo de construcciones) dio como resultado un altísimo número de edificios destruidos o dañados en aquellas partes de la ciudad que ocupó el antiguo lago.

Los riesgos potenciales de la ciudad no son, por desgracia, únicamente de origen sísmico. La ciudad de México está ubicada dentro de un segmento del llamado "Cinturón de Fuego del Pacífico", región donde ocurre la mayor parte de los fenómenos sísmicos y volcánicos de nuestro planeta. Una confirmación de esto la tenemos a diario al observar las sierras que enmarcan, como un enorme anfiteatro, a la ciudad de México; todas ellas cadenas montañosas de origen volcánico. Algunos de los volcanes que rodean a la ciudad están aún activos o han hecho erupción en el pasado reciente. El Popocatepetl, por ejemplo, es un volcán activo cuyas erupciones de ceniza, humo y vapor, acompañadas de pequeñas explosiones se han dejado notar en nuestros días. Otros volcanes más pequeños como el Xitle, en el camino al Ajusco, y el Teuhtli, cerca de Milpa Alta, nacieron hace no más de 2 500 años. Las lavas del Xitle forman los terrenos conocidos como El Pedregal en el sur de la ciudad y cubren parcialmente edificaciones de la zona arqueológica de Cuicuilco, región habitada en aquel entonces por los antiguos pobladores del valle, quienes sufrieron también los estragos de la indómita geología.

También existen sismos locales que se originan dentro del mismo Valle de México; sin embargo, la fuente potencial de actividad sísmica de mayor importancia para nuestra ciudad proviene de la costa del Pacífico. Es aquí, en las costas de Michoacán, a aproximadamente 400 km de la ciudad de México, donde se originó el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Puesto que el peligro sísmico existe es necesario desarrollar o revisar nuevas opciones para la reestructuración y rehabilitación de estructuras dañadas por los sismos. En particular porque al cambiar los reglamentos de construcción estas estructuras ya no cumplen con los requisitos del nuevo reglamento. En 1985, las centrales telefónicas resultaron dañadas a pesar de ser estructuras del grupo A (una construcción del grupo A, es una edificación cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, tal es el caso de las centrales telefónicas). Por tanto, después del sismo, Teléfonos de México S. A. de C.V. (TELMEX) se dedicó a la tarea de rehabilitar estas centrales aplicando diversas técnicas. Dentro de las formas de reestructuración que se han empleado se encuentran las siguientes: adición de recubrimientos de concreto, de muros de concreto, marcos metálicos y cables postensados, entre otros.

Este trabajo se enfoca al estudio de colocar un recubrimiento de concreto a un muro existente construyéndolo de modo monolítico. Para evaluar esta técnica se construyeron cuatro especímenes. Uno de ellos representó la estructura original y fue, por tanto, el modelo de control, el resto tuvo variantes en la forma de anclar el recubrimiento al muro existente. En esta tesis se estudiará el comportamiento de dos especímenes: el de control y aquél en el que se usaron conectores, entre la estructura original y el recubrimiento, distribuidos uniformemente.

ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

El trabajo se encuentra organizado en seis capítulos. En el primer capítulo se hace una breve reseña de los sucesos ocurridos en septiembre de 1985. También se mencionan algunos métodos de reestructuración de las centrales telefónicas. Se citan algunos de los estudios realizados en muros de concreto reforzado, muros diafragma, muros excéntricos, y anclajes.

En el segundo capítulo se describen los modelos ensayados; el arreglo de la instrumentación interna y externa, que se utilizó para registrar la información necesaria para observar el comportamiento de los modelos, y el sistema de aplicación de cargas usado. Finalmente se explica la historia de aplicación de carga que rigió los ensayos.

En el capítulo 3 y 4 se analizan los resultados de los modelos TO y TD, respectivamente. Las respuestas se discuten en términos del patrón de agrietamiento, las curvas de histéresis, las deformaciones, las rotaciones y separaciones; así como el comportamiento de las anclas, bloques y malla.

La comparación del comportamiento de los modelos TO y TD se hace en el capítulo 5. Las características de los especímenes (rigidez, envolventes, deformaciones, rotaciones y otros) se comparan entre sí; además se presentan los criterios para el diseño de los especímenes, y los resultados teóricos de la rigidez y resistencia.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones del comportamiento de los modelos TO y TD.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 DAÑOS CAUSADOS POR EL SISMO DE 1985 EN LAS CENTRALES TELEFONICAS

El 19 de septiembre de 1985, a las 7:19 horas, las ondas provenientes de un movimiento telúrico que se registró en el occidente del país generaron oscilaciones en todas las construcciones del Distrito Federal, Ciudad Guzmán, Jal., y en otras poblaciones mexicanas.

El sismo tuvo una magnitud de 8.1 en la escala de Richter. Además de multitud de derrumbes, muertes y daños personales, dejó a la ciudad de México incomunicada, y averió el sistema de agua potable, que perdió 7.6 metros cúbicos por segundo.

Teléfonos de México fue una de las instituciones más afectadas (TELMEX, Internet). Once telefonistas murieron y muchos otros se lesionaron al quedar atrapados en centrales telefónicas averiadas; se dañaron 1,060 mesas de operadoras de larga distancia nacional e internacional, y 14,500 líneas locales resultaron destruidas. El derrumbe del edificio de la central Victoria revistió una importancia singular debido a que en ella se conectaban todas las centrales de la zona metropolitana en la ciudad de México; se dañaron las troncales que comunicaban a las centrales, que por ser subterráneas, obligaron a desarrollar una ardua labor para localizar los puntos dañados, donde destacó la seria avería del equipo tándem. Otra central dañada fue la San Juan, que afectó los servicios de larga distancia y servicios especiales; el equipo de radio múltiplex quedó destruido en su totalidad. Con el derrumbe de ambas centrales más de 4 mil telefonistas quedaron sin lugar de trabajo; se suspendieron los servicios especiales que se brindan en los números telefónicos del 010 al 090, con excepción del 080 y se canceló la comunicación en varios estados de la República. En total, 26 edificios y 13 centrales fueron dañados, suspendiendo el servicio local de 11 mil abonados. El sindicato, se sumó a los trabajos de rescate, y mantuvieron la transmisión de 30 mil llamadas, trabajando horas extras sin goce de sueldo.

Las centrales que presentaron mayores daños fueron Victoria, San Juan, Lindavista, Tlatelolco, Hidalgo e Iztapalapa. La empresa diseñó un plan para el restablecimiento y evolución del servicio, que se dividió en dos grandes apartados.

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 20 mil millones de pesos constantes de la época. A pesar del desalentador panorama, TELMEX logró instalar el teléfono número 7 millones, así como prestar servicios a 5,476 nuevas localidades del país, con un aumento neto de 515,600 aparatos y un incremento en la planta telefónica de 256,840 líneas automáticas, que representaron el 68 por ciento de lo presupuestado. A continuación se describen los daños en dos de las centrales telefónicas más afectadas por el sismo de 1985.

1.1.1 Descripción del daño en la Central Telefónica Victoria

La central constaba de dos edificios que fueron construidos 19 años antes de que ocurriera el sismo (Masaki, 1996). En la central se controlaban las llamadas de larga distancia. El segundo edificio constaba de marcos resistentes a momento de concreto reforzado, de seis niveles, con seis claros en sentido longitudinal y dos en sentido transversal.

Los cuatro niveles superiores (del piso 2 al 5) colapsaron en el segundo edificio. La hipótesis de la causa del colapso apunta a una falla de las uniones viga-columna. Murieron 10 personas que trabajaban en el lugar. Mes y medio después del sismo se habían retirado los escombros, y se reforzaban la planta baja y el piso 1. Las grietas en las columnas de estos pisos eran apenas apreciables; sin embargo, se decidió reforzarlas con refuerzo lateral adicional, debido a que el refuerzo transversal hecho con estribos de 6 mm a cada 45 cm no satisfacía las normas vigentes.

1.1.2 Descripción del daño en la central telefónica San Juan

Estaba constituida por cuatro edificios (Masaki, 1996). El edificio tres era una torre de antenas cuya estructura era de concreto reforzado de 70m de altura. Estaba flanqueada por los edificios 1 y 2, ambos de concreto reforzado y seis niveles, conectados entre sí por un pasillo elevado. El edificio 4 contenía máquinas, y tenía una estructura de marcos resistentes a momento de concreto reforzado, con seis niveles y un sótano. Las escaleras son estructuras de acero. Los edificios 1, 2 y 3 tenían un sótano común, que sirve como cajón de cimentación a partir del cual se encuentran hincados pilotes de 40 m de longitud. Los muros exteriores de los edificios 1 y 2 eran de concreto precolado, y se considera que no contribuían a la resistencia y a la rigidez por lo que se deduce que la estructura trabajaba como marco resistente a momento.

Los edificios 1 y 2 se dañaron principalmente en los pisos 1 y 2, debido, aparentemente, a flexo-compresión en los extremos de las vigas principales, falla de adherencia del concreto con las barras en las uniones viga-columna, y al agrietamiento de las mismas uniones por tensión diagonal. El refuerzo se realizó mediante encamisado de concreto reforzado de los elementos del marco. Este se logró añadiendo barras en los costados de columnas y vigas principales. Las barras fueron continuas a través de las uniones. Parece que las grietas no fueron reparadas con resina.

El edificio 4 exhibió daños exteriores menores que en el interior. El edificio sufrió daños parecidos a los 1 y 2 cerca de las uniones viga-columna. Las barras de refuerzo longitudinal de las columnas de gran diámetro sufrieron pandeo. Estas estaban colocadas en paquetes de dos, y hubo fallas por adherencia del concreto, y por esfuerzos cortantes. El refuerzo de las columnas se llevó a cabo mediante encamisados hechos con soleras y ángulos de acero.

En las escaleras se pandeó una columna (base del alma de la columna), y se rompió un tornillo de sujeción.

1.2 NECESIDAD DE REHABILITAR CENTRALES TELEFÓNICAS

Si una estructura existente presenta daños (desde ligeros hasta severos) reparar será el conjunto de acciones y procedimientos que hagan que se restituya las características originales de la estructura (Ramírez, 1996). El refuerzo de una estructura (con o sin daño) mejora las características estructurales de las originales. Reestructurar implica el cambio del sistema estructural, la estructura puede o no estar dañada. Rehabilitar incluye las tres definiciones anteriores, es decir, hacer que una estructura cumpla con sus funciones originales nuevamente.

Después del sismo de 1985 se modificó el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1976). Los edificios se revisaron con el nuevo reglamento (1987), y varios no cumplían a pesar de no haber sido dañados durante el sismo. Por tanto, se tuvieron que rehabilitar porque las Normas de Emergencia y el Reglamento del Distrito Federal exigían que toda estructura del grupo A se rehabilitara.

En el área metropolitana del Distrito Federal, en 1985, existían alrededor de 360 edificios de TELMEX (Teléfonos de México S. A., 1985); estos inmuebles tenían un uso particular: oficinas administrativas, oficinas comerciales, centros de trabajo, servicio auxiliar, casetas de máquinas de emergencia, almacenes generales, subestaciones de emergencia, microcentro de trabajo, radio base, guardería, entre otros. El 55 por ciento de los edificios se encuentran en el Distrito Federal; de éste, el 35 por ciento se rehabilitó. El otro 45 por ciento se ubica en el área metropolitana; de éste, el 20 por ciento se rehabilitó. Generalmente todas las construcciones reparadas se construyeron antes de 1985, aunque hubo inmuebles que se estaban terminando de construir, por tanto quedaban fuera del nuevo reglamento y se tuvieron que reestructurar.

A continuación se describen algunas de las características estructurales que presentaban las centrales telefónicas antes del sismo; para este propósito se estudiaron cuatro proyectos representativos construidos de concreto reforzado.

El primer proyecto estudiado constaba de 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 36x48 cm y circulares de 50 cm de diámetro, así como trabes de 60 cm de peralte.

El segundo proyecto se trataba de una estructura con una altura de 5.3 m, con un solo nivel en una parte y dos niveles en la zona de oficinas (entrepiso intermedio a 2.65 m). Los claros eran de 4.5 m en una dirección y de 6 y 10 m en la otra. Las columnas principales eran de 35x50 cm. Los marcos de colindancia y algunos intermedios estaban rellenos con muros de bloque hueco de concreto.

La tercera edificación estudiada presentaba cuatro niveles con altura media de entrepiso de 5.1 m y claros de 6.8 m. La sección de las columnas fue de 45x45 cm. Había muros de bloque hueco de concreto relleno los marcos de colindancia.

Por último, se consideró un 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.

La mayoría de los edificios sólo presentaron daños pequeños (fisuras) en losas, columnas, vigas y en ocasiones muros, que de acuerdo con el dictamen podían ser reparadas con resina epóxica. Estos daños menores, en general, se debieron a sismos anteriores, por lo que no representaban riesgo para el personal, y además cumplían con el factor de seguridad del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en vigor (1976). Sin embargo, después de 1985 el Reglamento fue modificado, iniciándose así la reestructuración para cumplir con el Reglamento vigente (1987).

Las centrales con daños considerables se mencionaron en 1.1.1. La ocupación de otras se hizo después de apuntalarlas y asegurar su estabilidad ante cargas verticales. Algunos edificios se desalojaron para poder hacer la rehabilitación.

Una de las opciones que se eligió para rehabilitar centrales telefónicas fue reforzar los muros con recubrimiento de concreto y malla electrosoldada o barras corrugadas de acero de bajo carbono, además de contar con conectores para sujetar perfectamente el recubrimiento. El comportamiento de esta opción se estudió en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), para optimizar los recursos empleados en este tipo de reestructuraciones.

1.2.1 Centrales telefónicas

El edificio de una central telefónica es una construcción que alberga el equipo telefónico. Como ejemplo de éste se tienen conmutadores, transmisores, sala de fuerza, máquinas de energía, salas de baterías, entre otros.

TELMEX diseñó un plan para el restablecimiento y evolución del servicio (Gómez, 1988), que se dividió en dos grandes apartados. Este plan fue emitido el día 8 de octubre, es decir, 18 días después del sismo, con el consenso absoluto de todos los involucrados y consideraba todos los proyectos para recuperar el servicio. 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. Aunque estas acciones se iniciaron también inmediatamente después del sismo, sus beneficios se irán viendo a través de los próximos años.

1.2.2 Soluciones y criterios para llevar a cabo la rehabilitación

Para llevar a cabo la rehabilitación de las centrales telefónicas se tomaron en cuenta los siguientes criterios:

a) *Zonificación del Distrito Federal* (figura 1.1). La zona con mayor amenaza sísmica de la ciudad es la zona del lago, en la cual las estructuras resultaron más dañadas. Por consiguiente, fue la zona con mayor prioridad para el inicio de proyectos de reestructuración, siguiendo con la zona de transición y por último la zona de lomas. Sin embargo, este criterio no significó retrasar una rehabilitación de un edificio muy dañado en la zona de lomas, aún cuando no se terminara con alguno en la zona del lago.

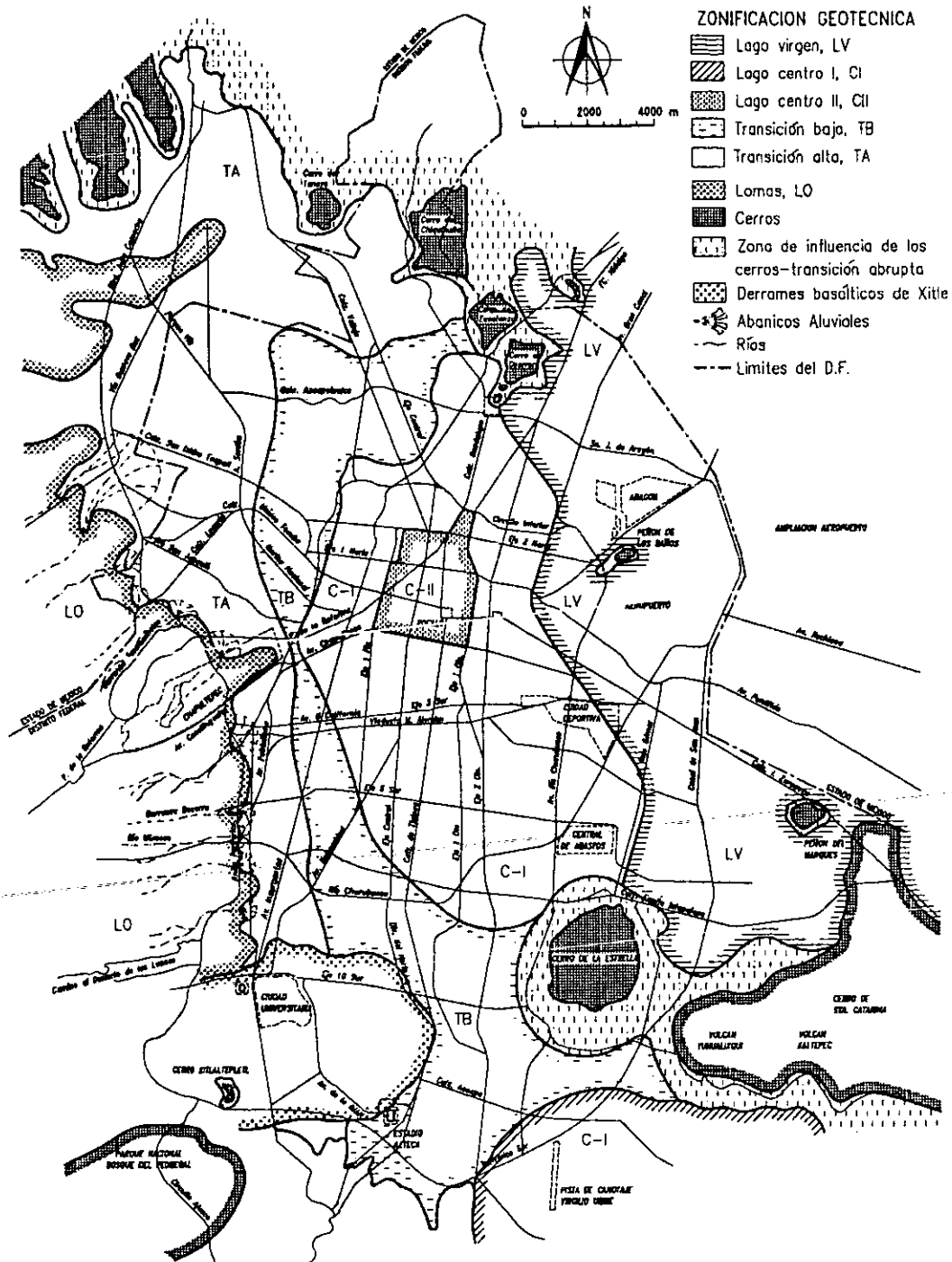


Figura 1.1 Zonificación del Distrito Federal

- b) *Zonificación de la República Mexicana* (figura 1.2). En la República se siguió un criterio muy semejante al anterior, con base en la clasificación de las zonas sísmicas de la Comisión Federal de Electricidad (Comisión Federal de Electricidad, 1993). Primero se atendió a las centrales ubicadas en la zona D, y al final las ubicadas en la zona A. Pero, tampoco existía un orden estricto, si un edificio de la zona A necesitaba ser reestructurado lo antes posible, se hacía.



Figura 1.2 Zonificación de la República Mexicana

Los tipos de rehabilitación utilizados fueron:

1. *Muros de concreto* (figura 1.3). Para apoyarlos fue necesario construir una cimentación de contratrabes. Los muros fueron colados en sitio, o bien prefabricados. Los prefabricados sirvieron para dar el acabado final o una nueva fachada.

Cuando el muro de concreto se coloca como muro diafragma (Ramírez, 1996) aumenta la rigidez y la resistencia ante cargas laterales. El muro puede alcanzar una resistencia igual a la de un muro colado monolíticamente, con las columnas existentes como patines, si la conexión entre el muro y el marco, es apropiada.

Para el anclaje entre muro y marco se utilizan barras de acero o clavos. Estos conectores deben tener la capacidad para transmitir el cortante. La capacidad de la columna (incluyendo empalmes) ante carga axial deberá ser suficiente para resistir las fuerzas a tensión en los bordes del muro estructural.

Una alternativa para mejorar la transmisión de cortante cuando se agregan muros, es el encamisado de las vigas y columnas de los marcos existentes. El refuerzo longitudinal de la columna debe ser continuo a través de toda la altura del muro.

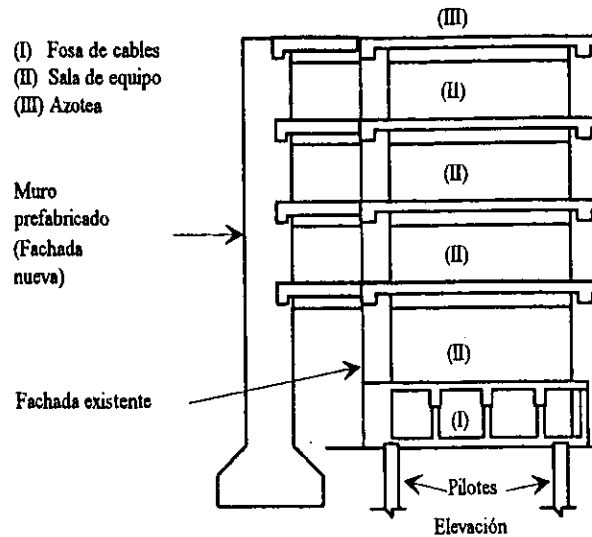


Figura 1.3 Acabado final con muros prefabricados

2. **Marcos metálicos.** Este sistema de rehabilitación (Ramírez, 1996) se utiliza cuando el espacio dentro de la estructura es limitado. Los detalles de las conexiones influyen de manera importante en el esquema de refuerzo. Los elementos de acero son los más caros y se deben aplicar técnicas especiales para conectarlos a los elementos de concreto.

Los arriostramientos diagonales de acero constituyen una técnica versátil que combina una resistencia moderada; una capacidad de disipación de energía, y mejoran la rigidez. Los sistemas de arriostramiento usualmente son colocados en el perímetro de los marcos. En ocasiones, las losas se refuerzan para transmitir las fuerzas cortantes laterales de la estructura al sistema de arriostramiento.

La configuración de los arriostramientos puede ir desde una simple diagonal o una cruz, a formas muy complejas. Los elementos de los sistemas de arriostramiento pueden ir soldados o atornillados. Para una configuración en cruz, los elementos pueden ser independientes o soldados entre sí.

3. **Recubrimiento (muro) estructural de muros existentes** (figura 1.4). Si la cimentación de contratraves ya existía, sólo se ampliaban. El recubrimiento contenía una malla electrosoldada o capas de barras de refuerzo horizontales y verticales para dar mayor resistencia a la estructura.

Algunos aspectos que deben tomarse en cuenta en la colocación de un recubrimiento se describen a continuación. Para evitar crear interferencias con las funciones normales del edificio (Ramírez, 1996), normalmente, el recubrimiento se coloca en la cara exterior de los marcos. El muro deberá anclarse apropiadamente a la estructura, para permitir que desarrolle su capacidad completa de diseño, sin dañar los diafragmas de piso existentes y/o la cimentación. Los muros estructurales deben colocarse desde el armado de las vigas para permitir continuidad de todo el refuerzo.

Cuando el muro deba ser colado dentro de la estructura, se deben taladrar agujeros en las losas para permitir el paso del refuerzo vertical. El contacto entre la superficie interior de la losa (o viga) y la superficie del nuevo muro deberá ser rugosa para incrementar la adherencia. Se debe colocar acero transversal abundante para mejorar la ductilidad, y para prevenir el pandeo del acero longitudinal en los elementos extremos. El muro deberá estar conectado a las columnas existentes, de forma que las cargas gravitacionales contrarresten el levantamiento del extremo del muro, bajo cargas laterales.

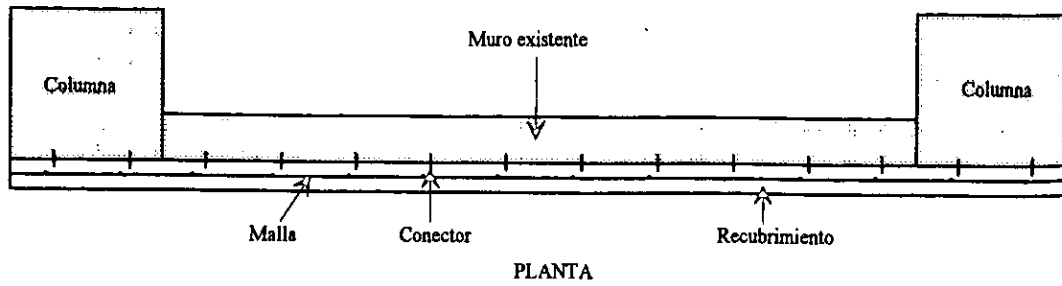


Figura 1.4 Recubrimiento estructural de muros existentes

4. **Cables postensados** (figura 1.5). Con este sistema se reduce la interferencia de las actividades en el edificio durante la construcción, comparado con el de utilizar perfiles laminados. La posibilidad de utilizar cables postensados (Ramírez, 1996) en uno, dos o más tramos de la estructura y/o en uno, dos o más niveles de ella, es una de las características más importantes del sistema. Los cables arriostran las estructuras; a través de ellos, se regula la rigidez y resistencia que requiere la estructura para su rehabilitación. La disposición del arriostramiento está diseñada para tener niveles de rigidez compatibles con la de la estructura original; como resultado, ambos sistemas trabajan como una unidad.

Las características de los cables dependen de las propiedades estructurales de los edificios a reforzar y de la cantidad de refuerzo requerido. Los cables son protegidos, para evitar la corrosión, con una cubierta de lechada de cemento. Los cables postensados diagonales se anclan en sus extremos a la estructura original en las uniones viga-columna, donde son tensados. De esta forma, el esfuerzo cortante directo no existe, y solamente se produce el esfuerzo cortante debido a la fricción. La geometría del anclaje depende de la fuerza de los cables.

La forma más usual de los anclajes es trapezoidal regular. Una de sus caras es perpendicular al eje del cable postensado, lo que garantiza el anclado correcto. Las anclas son colocadas en la estructura original, son pernos hechos de barras de refuerzo. Los pernos de anclaje a veces tienen forma de estribo, rodeando columnas o vigas.

Una vez definidas la posición de las diagonales, la geometría y el tamaño de las anclas, se tensan los cables con gatos hidráulicos. La fuerza de tensión se determinó en el diseño. En cables largos de arriostramiento, se cuelan bloques de concreto a la mitad de la longitud. Los bloques permiten los movimientos longitudinales de los cables, pero evitan los transversales y vibraciones en ellos. El sistema es económico debido a que la cantidad de acero requerida es menor comparada con los sistemas comunes.

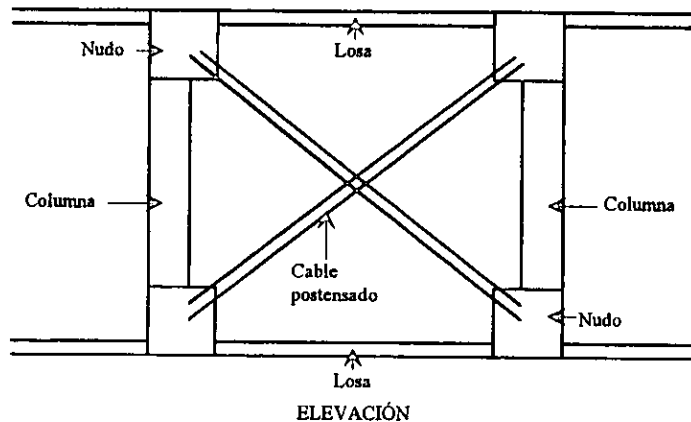


Figura 1.5 Cables postensados

Para elegir la opción más adecuada (Escoto, 1988), fue conveniente tomar en cuenta algunos aspectos tales como: el costo, la funcionalidad, la importancia social, el espacio, las dificultades técnicas, el tiempo de ejecución y la estética.

En las centrales telefónicas, la determinación de la opción más apropiada se basó en las dificultades técnicas existentes (no interrumpir la operación del equipo y del tiempo de ejecución) y en la importancia social de las mismas, ponderando éstas por encima del costo de ejecución de la obra.

Por este motivo, se buscó restringir los trabajos en las zonas ocupadas por el equipo telefónico, por lo cual, se hizo necesario evitar al máximo el reforzamiento de la estructura existente, principalmente de las trabes. Eso implicó que dichos elementos tuvieran la capacidad para resistir las nuevas solicitaciones.

Para lograr lo anterior, fue necesario modificar el sistema resistente a sismo de las centrales, mediante la adición de elementos estructurales que proporcionaran cantidades elevadas de rigidez, de tal manera que tomarán la mayor parte de las fuerzas sísmicas y disminuirían los efectos de éstas en la estructura existente.

Otro punto que se tomó en cuenta fue la acción de los efectos torsionantes en la estructura, para lo cual se revisaron opciones de posibles distribuciones de elementos de rigidez, de tal forma que se presentarán valores mínimos de excentricidades.

Otro punto considerado fue tratar de alcanzar una redistribución uniforme de los efectos de descarga en la cimentación, con objeto de evitar zonas locales críticas en la reestructuración para adecuarla a las nuevas condiciones de sollicitación sísmicas.

1.3 COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS DIAFRAGMA

En la práctica, para dar rigidez y resistencia suficientes a los edificios ante cargas laterales, se utilizan muros de concreto, normalmente combinados con marcos. Otras opciones consisten en rellenar los marcos con muros de mampostería (muros diafragma) o contraventearlos con elementos de concreto reforzado o de acero. Es común ver también edificios de altura moderada donde los elementos resistentes son muros de mampostería con distintos tipos de refuerzo.

Los muros diafragma son aquéllos que están rodeados por vigas y columnas de un marco estructural al cual le proporcionan rigidez y, presumiblemente, resistencia ante cargas laterales.

La posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano deberá ser evitada con un adecuado detallado de la unión entre el marco y el muro diafragma.

1.3.1 Modos de falla

En marcos con muros diafragma (Bazán, 1987), el muro y el marco trabajan inicialmente como una unidad en la cual son importantes las deformaciones por flexión y cortante. Sin embargo, con cargas laterales relativamente pequeñas, el muro y marco se separan en esquinas opuestas, de tal forma que el primero se apoya sobre el segundo (figura 1.6). En las vigas y columnas se producen fuerzas axiales, así como momentos y cortantes. Los momentos son de poca importancia dado que las fuerzas de interacción se desarrollan en la proximidad de los nudos, pero las fuerzas cortantes sí son de consideración. En el muro aparecen fuerzas de compresión diagonal que pueden producir fallas por compresión en las esquinas en contacto con el marco. En la otra diagonal aparecen esfuerzos de tensión en la mampostería que pueden ocasionar agrietamiento inclinado del muro.

Cuando la adherencia en las juntas es muy buena o existe una carga vertical alta que restringe por fricción el deslizamiento de las juntas, la grieta atraviesa indistintamente piezas y mortero. Este patrón de grietas es típico en muros muy altos y de poca longitud en los que el empuje a lo largo de la diagonal produce compresiones elevadas perpendicularmente a las juntas. Otro tipo de grieta diagonal se debe al

La aparición de la grieta no corresponde a la carga máxima resistente del muro, la grieta se desarrolla, en general, lentamente del centro hacia los extremos, y finaliza cruzando las columnas extremas con lo cual se alcanza la carga resistente. La diferencia entre la carga de agrietamiento inclinado y la máxima depende de la resistencia, y rigidez del marco exterior y de la presencia de refuerzo en el interior del muro.

Para el muro diafragma común usado en edificios (Park, 1979), la carga se introduce a lo largo de la junta entre las losas del piso y los muros, como una carga lineal. Leonhardt y Walther demostraron este tipo de comportamiento en una prueba de una viga de gran peralte. El patrón de grietas revela la formación de puntales diagonales a compresión que deben ser equilibrados por tensión y, de allí la participación de los estribos o refuerzo vertical (figura 1.7). Del equilibrio del cuerpo libre marcado con (a), se ve que se requiere refuerzo horizontal para resistir el esfuerzo cortante aplicado a lo largo del borde superior. Las fuerzas de compresión diagonal establecidas en el cuerpo libre también requieren de refuerzo vertical. Sin compresión vertical externa, los aceros horizontal y vertical deben ser iguales para permitir que se generen diagonales a compresión a 45° . En el cuerpo libre unido por dos grietas diagonales marcado con (b), sólo es necesario generar fuerzas verticales, iguales a la intensidad a cortante, para desarrollar la compresión diagonal necesaria. La función principal de este acero es resistir el momento que tiende a volcar el cuerpo libre (b).

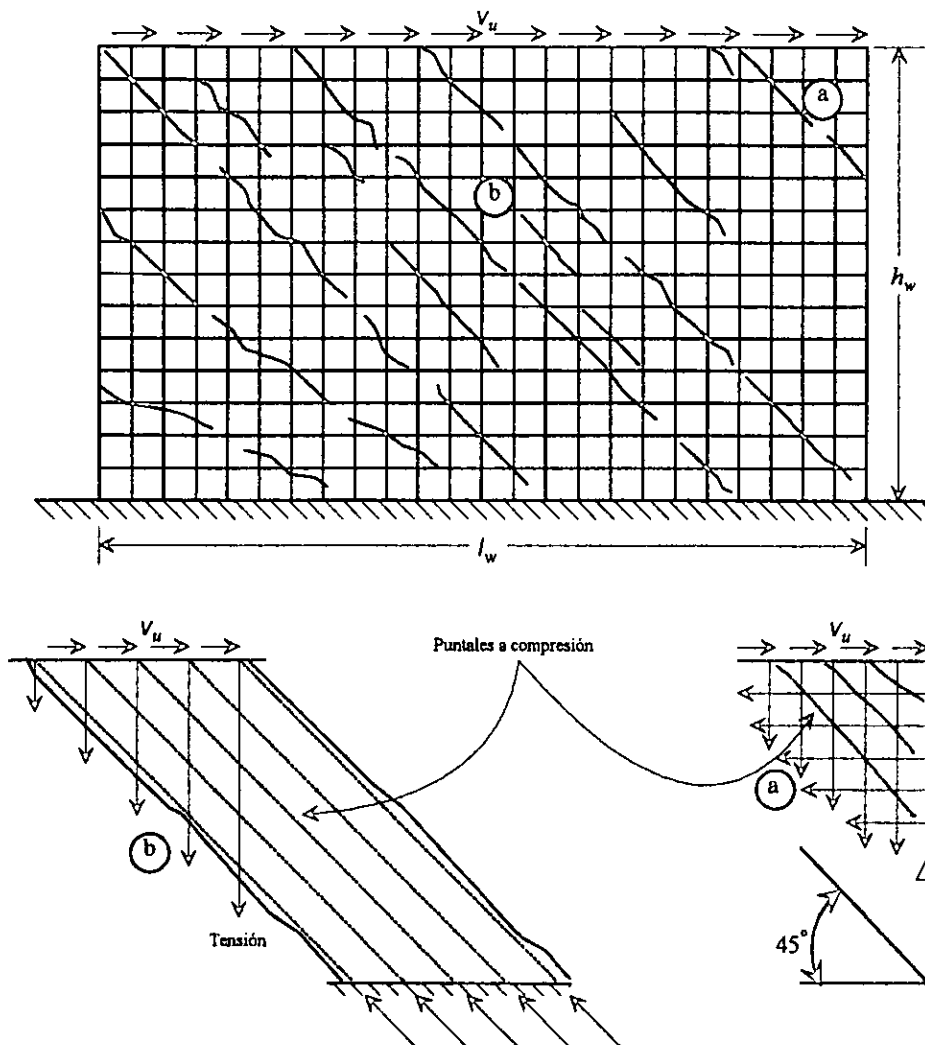


Figura 1.7 Resistencia a cortante

deslizamiento de las piezas sobre las juntas por efecto de esfuerzos tangenciales; esto sucede si la carga vertical no es muy grande, la adherencia entre el mortero y la pieza es baja o en muros muy alargados en los que la carga produce compresiones despreciables perpendicularmente a las juntas.

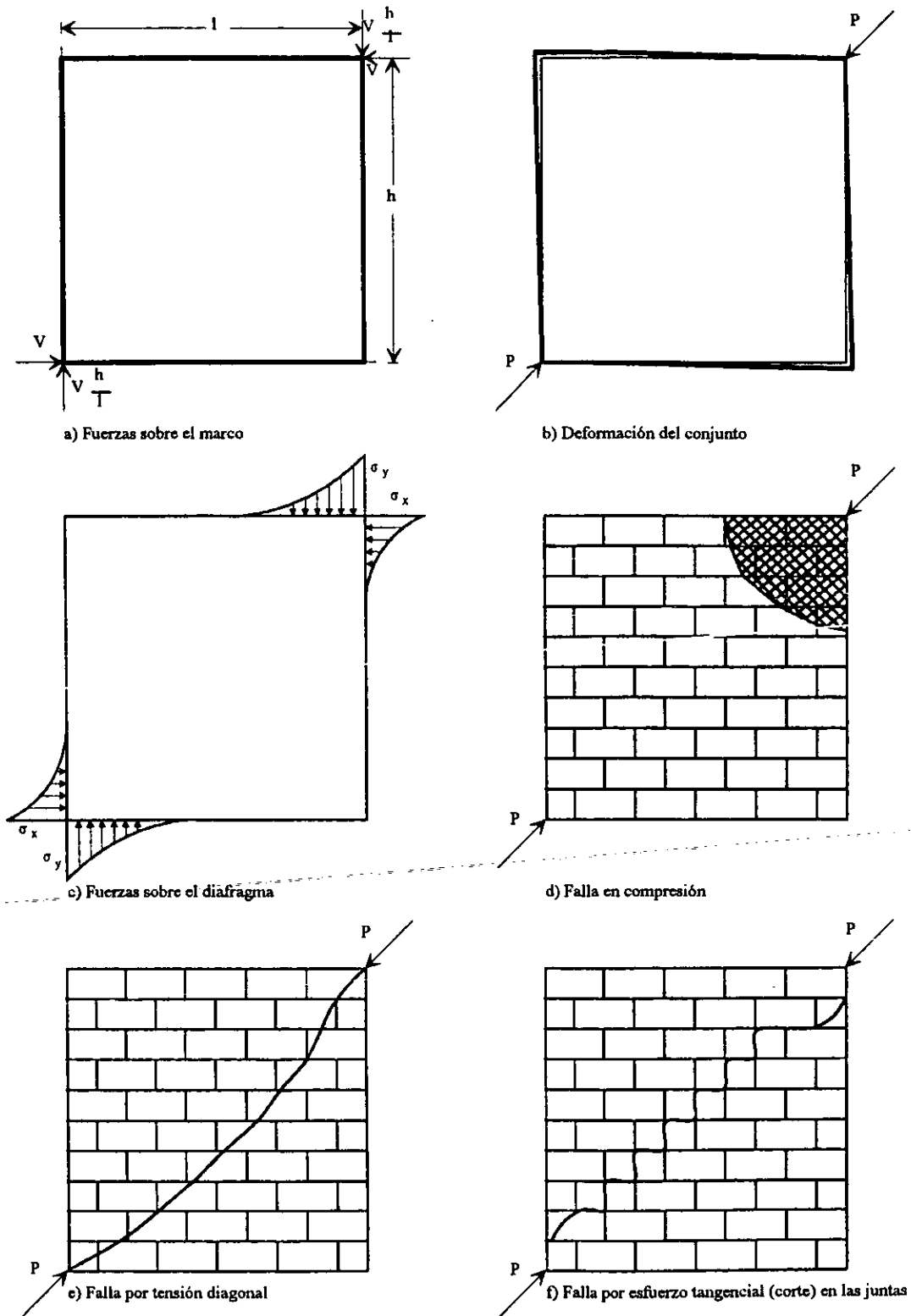


Figura 1.6 Distribución de carga y modos de falla de muros diáfragma con marco confinante

1.3.2 Muros estructurales de concreto reforzado

Los muros estructurales ofrecen ventajas importantes en la construcción sismorresistente si se diseñan y detallan apropiadamente para resistencia y ductilidad.

Los muros estructurales son más rígidos que los marcos de concreto reforzado (Alcocer, 1999), muestran un comportamiento adecuado ante sismos moderados y, presentan pequeños desplazamientos de entrepiso comparados con los marcos.

El diseño de los muros estructurales se hace para resistir la variación en la altura del cortante y momento, que produce compresión en un extremo y tensión en el extremo opuesto, así como las cargas gravitacionales que actúan en el muro. La cimentación debe diseñarse para resistir el cortante y momento máximos en la base del muro. El refuerzo de la base debe detallarse adecuadamente para poder transferir las fuerzas entre el muro y la cimentación.

Los muros estructurales se clasifican según:

- ✓ La forma de la sección transversal.

Los muros tienen varias formas, algunas de ellas se muestran en la figura 1.8. Los elementos extremos de los muros (figuras 1.8b, 1.8c, 1.8d) permiten el anclaje adecuado de vigas transversales, dan estabilidad a muros con almas angostas y proporcionan un confinamiento más efectivo del concreto en la zona de la articulación plástica.

El espesor del muro es de 20 cm cuando el refuerzo son barras corrugadas, y de 15 si el refuerzo es malla electrosoldada.

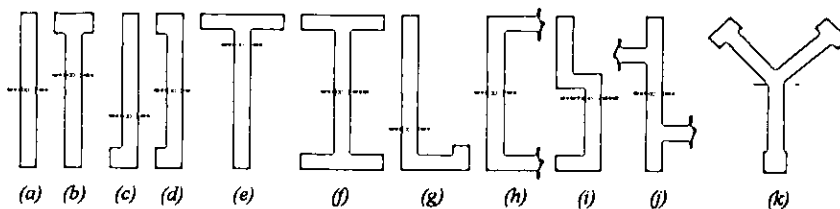


Figura 1.8 Secciones transversales comunes de muros estructurales

- ✓ La forma en elevación.

En los muros prismáticos la sección transversal no cambia con la altura. Sin embargo, en la mayoría de los casos el espesor disminuye conforme se incrementa la altura. En la figura 1.9 se muestran formas de muros no prismáticos. Existen muros estructurales con aberturas y muros sin aberturas.

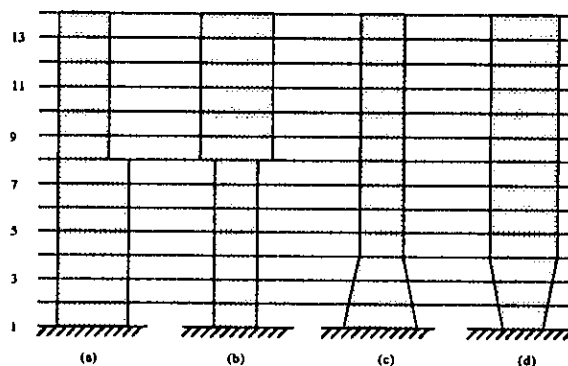


Figura 1.9 Muros no prismáticos

Los muros estructurales sin aberturas pueden tratarse como voladizos verticales en los cuales pueden calcularse la rigidez y los esfuerzos usando la teoría de la flexión. Las fuerzas laterales se introducen mediante una serie de cargas puntuales a través de diafragmas de piso. Dada la relación de aspecto (altura del muro/longitud) los muros se clasifican en: muros esbeltos, con relaciones mayores que dos; muros robustos, para relaciones menores o iguales a dos (figura 1.10).

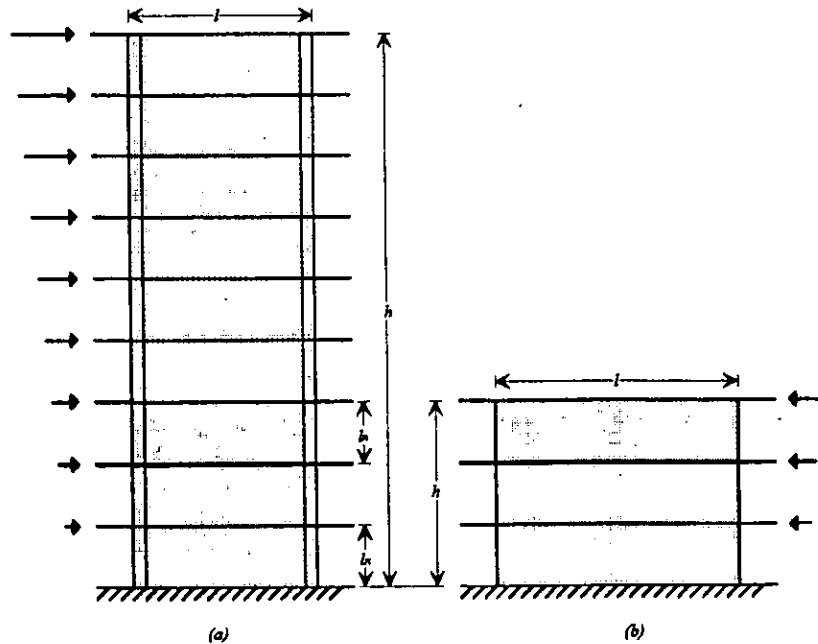


Figura 1.10 Muros estructurales esbeltos y robustos

Las ventanas, puertas y ductos de servicio requieren que los muros, interiores o exteriores, de cortante tengan aberturas. Es imperativo que estas aberturas interfieran lo menos posible con la capacidad de momentos y transmisión de cortante de la estructura.

El repentino cambio de una sección de muro a columnas reduce drásticamente la resistencia a flexión de la estructura en voladizo. La distribución escalonada de las aberturas disminuye severamente el área de cortante entre los dos muros, donde se deberían transmitir las fuerzas de cortante.

Los muros con aberturas son satisfactorios para la resistencia de carga de viento, pero probablemente causan un desastre en un sismo de importancia. Para estas cargas, se puede concentrar la energía en el intervalo inelástico en unas cuantas ramas relativamente ligeras, y se puede asociar con demandas de ductilidad que no se pueden satisfacer con el concreto reforzado.

En la figura 1.11b se muestra cómo deben colocarse las aberturas de los muros para que no disminuyan las resistencias a flexión y a cortante. Cuando se colocan aberturas alternadas en elevación es recomendable la colocación de refuerzo diagonal (figura 1.11b) para ayudar en la formación de campos diagonales a compresión y a tensión una vez que el muro se ha agrietado diagonalmente. La colocación de las aberturas en forma regular (figura 1.12) da lugar a los llamados muros acoplados que poseen excelentes características de comportamiento sísmico si se detallan adecuadamente.

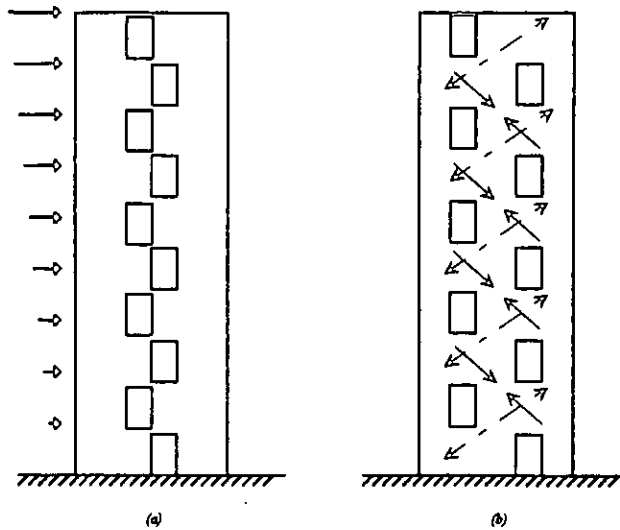


Figura 1.11 Resistencia al corte afectada por aberturas en muros

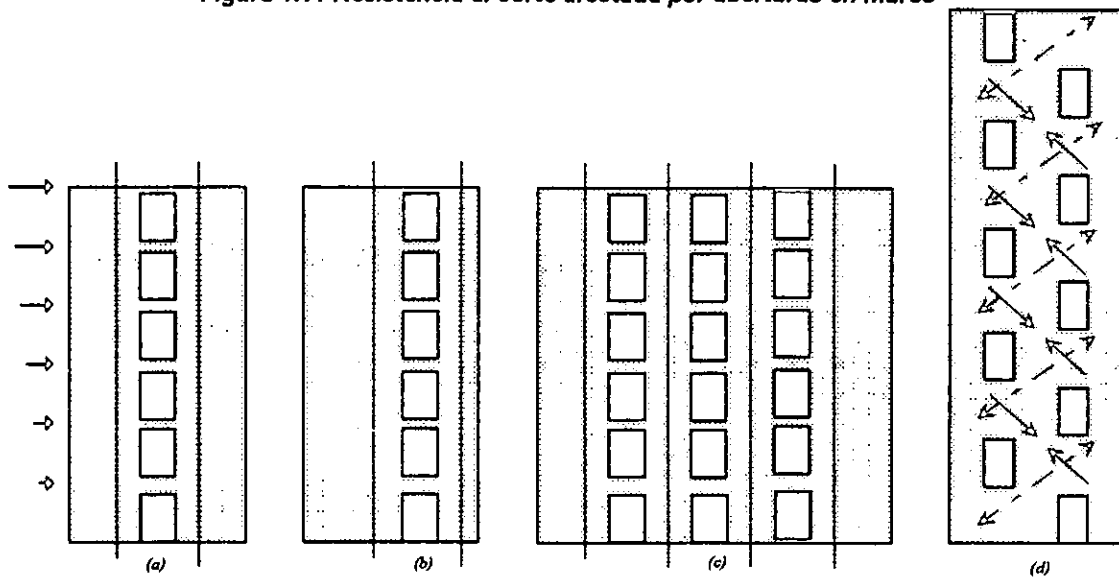


Figura 1.12 Tipos de muros estructurales acoplados

- ✓ El comportamiento
- De cortante, son muros en los cuales las deflexiones y la resistencia se controlan por el corte.
 - De flexión, son muros en los cuales las deflexiones y la resistencia son controladas por la flexión.
 - Dúctiles, son muros estructurales especiales. Tienen una adecuada disipación de energía ante cargas cíclicas reversibles.

Para estudiar el comportamiento de muros y los efectos (Park, 1979), tanto del refuerzo a flexión como a cortante, en su modo de falla y en su ductilidad, se realizaron pruebas en la Universidad de Canterbury en muros cuadrados en voladizo de 150 mm de espesor. La carga se aplicó a los muros de tal manera que la fuerza cortante estuviera distribuida a lo largo del borde superior.

Se revisaron tres especímenes que fueron designados con los números 1, 2 y 3.

- a. El muro 1 se subdiseñó por cortante. Se esperaba que el refuerzo sólo resistiera 50 por ciento de la carga que se hubiera desarrollado si la resistencia era gobernada por la flexión. En el refuerzo ocurrió un endurecimiento por deformación considerable se desarrolló 123 por ciento de la capacidad teórica a cortante y 108 por ciento de la capacidad a flexión. En la falla se fracturó una barra (refuerzo horizontal), lo que demostró la efectividad de éstas en los muros.
- b. Al muro 2 se le suministró refuerzo por cortante en exceso. La resistencia teórica se asoció con esfuerzos nominales cortantes moderados, es decir, del orden de $5.6\sqrt{f_c}lb/plg^2$. La probeta excedió su resistencia de diseño en cada uno de los ciclos "plásticos" y no se pudo destruir como se pensaba debido a que el marco de carga no pudo igualar la ductilidad de la probeta.
- c. Se suministró más refuerzo vertical en el muro 3; aproximadamente se duplicó la resistencia a flexión del muro 2. Esta resistencia a flexión requirió del desarrollo de grandes esfuerzos cortantes, es decir, aproximadamente de $10\sqrt{f_c}lb/plg^2$. La resistencia a cortante de diseño del muro superó su resistencia a flexión, en consecuencia se podría haber esperado una falla a flexión. Sin embargo, ocurrió una falla a cortante deslizante en el decimosegundo ciclo de carga a 39 por ciento de la resistencia teórica a cortante de la probeta. Este tipo de falla, típico de los miembros muy peraltados cuando se aplica fuerza cortante cíclica de alta intensidad, no puede impedirse mediante refuerzo adicional. Normalmente no se encontraría una falla deslizante a cortante en las pruebas de carga monótona, debido a que la zona de compresión permanece relativamente intacta, a menos que se aplaste (como sucede ante cargas cíclicas).

Del mejor comportamiento del muro 2 se obtienen dos conclusiones importantes para diseño:

1. Si se desea un mecanismo de falla dúctil (a flexión) en un muro, los esfuerzos nominales asociados con la sobrerresistencia a flexión del muro deben ser moderados, por ejemplo, $v_c \leq 6\sqrt{f_c}lb/plg^2$ lo que normalmente no es difícil de lograr. De ser necesario, se debe aumentar el espesor del muro.
2. Debido a que el mecanismo de falla a flexión está asociado con grietas grandes, no se debe confiar en la contribución del concreto a la resistencia al cortante. Por tanto, el refuerzo del alma debe resistir toda la fuerza cortante.

1.4 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS REHABILITADAS A BASE DE MUROS

La adición de un muro de concreto reforzado ha sido una de las opciones de rehabilitación más común en la práctica mexicana (Iglesias, 1985). Usualmente el refuerzo longitudinal vertical situado en los extremos del muro, forma parte del encamisado de las columnas existentes.

En algunos casos no es posible o conveniente modificar el interior del edificio existente para mejorar su resistencia a los sismos. Entonces, pueden utilizarse muros estructurales complementarios con suficiente resistencia a fuerzas y rigidez laterales, para que resistan las fuerzas sísmicas generadas en el edificio original. Al emplear estos sistemas es importante que las conexiones entre el sistema nuevo y el antiguo sean capaces de transmitir las fuerzas que se producirán.

La adición de un muro de concreto, reforzado con malla electrosoldada, anclada a marcos existentes que poseen muro diafragma de mampostería, se analiza en este trabajo. El principal objetivo es estudiar el comportamiento de esta técnica de refuerzo. Para ello, se revisaron algunas investigaciones previas, similares al tipo de configuración estructural que se estudió aquí. Lo más cercano es el ensayo de un marco reforzado con un muro de concreto excéntrico, pero que no tenía muro de mampostería y el muro formó parte del encamisado de las columnas (Jiménez, 1989). Además, se revisó el comportamiento de los anclajes sometidos a cortante.

1.4.1 Estudio de Gaynor

Gaynor *et al.* (1988) realizaron un experimento para determinar el comportamiento de estructuras de concreto reforzado con detalles no dúctiles con muros de relleno. Los especímenes consistieron en tres muros, representando el diseño y la construcción de los años 50. En el proyecto experimental se usaron modelos de un claro a escala 2/3. Uno de los especímenes tenía un muro de relleno (sin abertura), los otros dos tenían una abertura en el muro. En seguida se describe el primer modelo, que es semejante a nuestro programa de investigación.

El espécimen estaba constituido por dos estructuras: un marco de concreto que representaba la estructura existente, y un muro de concreto que rellenaba el marco, y era el elemento de refuerzo.

En la figura 1.13 se muestra la geometría del espécimen. La altura libre de las columnas era de 2.13 m y de 2.6 m al centro de la trabe, y la separación a ejes de columnas fue de 4.07 m. La sección original de las columnas fue de 30 por 30 cm, con cuatro barras del no. 7 (22.2 mm de diámetro) y estribos del no. 3 (9.5 mm) a cada 30 cm. La trabe fue de 30 por 91.5 cm con 18 barras no. 4 (12.7 mm) y estribos no. 4 (12.7 mm) a cada 15 cm. El esfuerzo nominal de fluencia del acero fue $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (412 MPa), y para el concreto se usó un $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$ (27 MPa).

Primeramente se construyó el marco, y después se adicionó el muro de concreto, como parte de la rehabilitación. El espesor del muro de concreto fue de 13.3 cm con una capa de refuerzo con barras del no. 4 a cada 30 cm, se utilizó concreto lanzado para su construcción. El anclaje del muro al marco se hizo con barras no. 6 a cada 30 cm (dovelas) empotradas 22.9 cm, en agujeros de 2.54 cm.

Se usaron deformímetros eléctricos para instrumentar el espécimen interna y externamente, así como transductores de desplazamiento. La instrumentación se colocó en puntos estratégicos. La carga horizontal se aplicó al nivel de la trabe superior, en forma cíclica alternada en un total de ocho ciclos.

El espécimen mostró un comportamiento simétrico en ambas direcciones. Para una carga de 54 t (530 kN) aparecieron grietas de flexión, así como las primeras grietas inclinadas. El agrietamiento inclinado surge para una carga de 82 t (804 kN) y una distorsión de 0.0017. La resistencia del modelo fue de 123 t (1207 kN) para una distorsión de 0.005.

La rigidez se calculó usando la teoría de la mecánica clásica. Se estudió la degradación de la rigidez secante entre el origen y el pico de carga. Ésta descendió drásticamente conforme avanzaba el ensaye; para la distorsión de 0.005, la rigidez disminuyó 86 por ciento.

Por último, se comparó la resistencia con la predicha con el reglamento del American Concrete Institute (ACI). La resistencia a flexión predicha correspondió a una fuerza horizontal de 221 t (2168 kN), y la de cortante a un valor de 112 t (1099 kN). Estas se comparan bien con la fuerza experimental obtenida de 123 t (1207 kN).

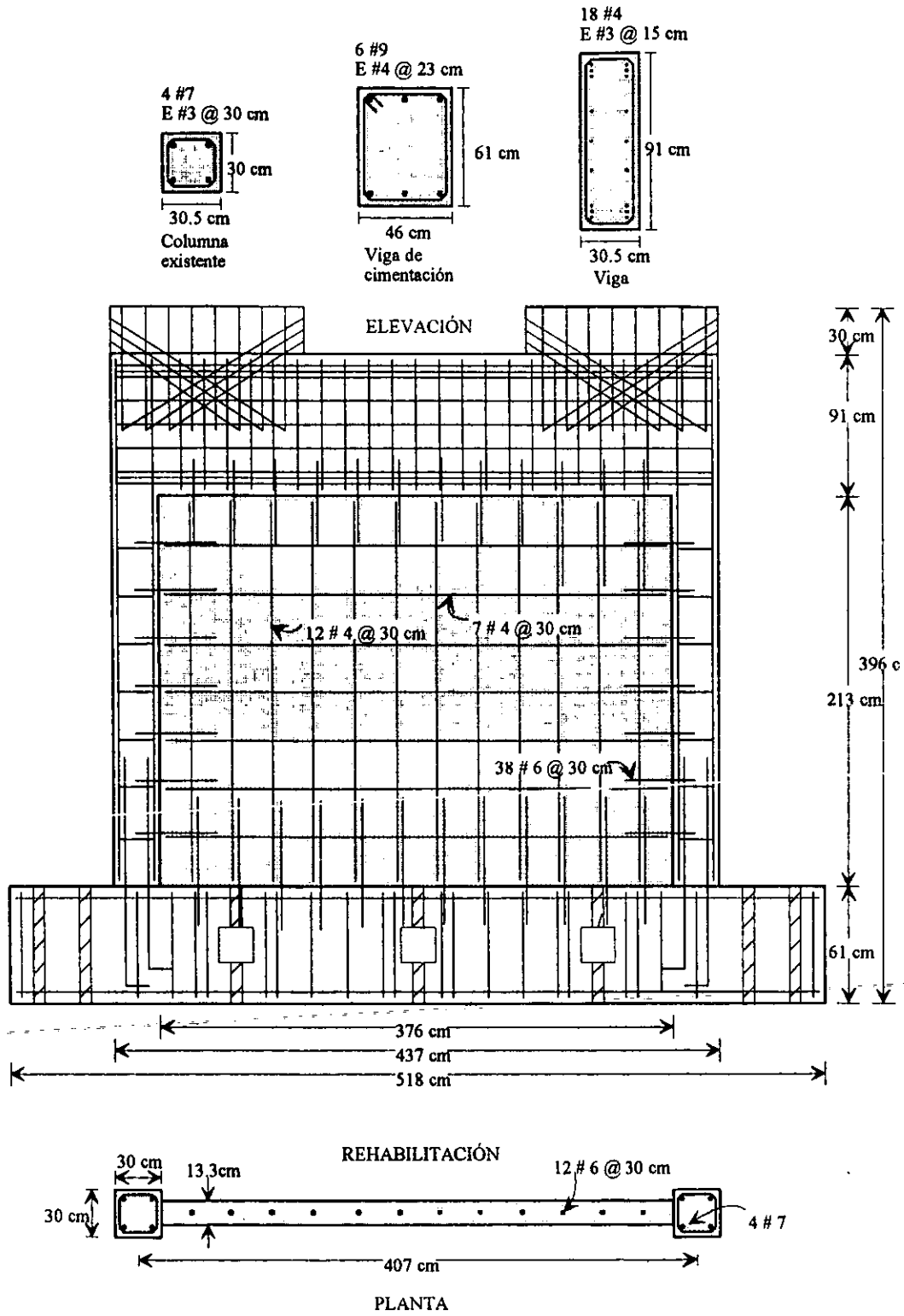


Figura 1.13 Geometría del marco y esquema de rehabilitación

1.4.2 Estudios de Jiménez

Jiménez *et al.* (1989) realizaron un estudio cuyo objetivo fue determinar el comportamiento histerético de un marco de concreto, reforzado con un muro de concreto. Este marco no contaba con muro diafragma de mampostería, pero la característica particular es que el muro de concreto se colocó excéntrico del eje del marco. El objetivo de la configuración fue estudiar un caso más realista, ya que en la práctica en este tipo de estructuras normalmente se colocan los muros de mampostería desplazados hasta el paño de las columnas, con el objeto de ganar espacio y ofrecer una fachada exterior totalmente plana.

La geometría del modelo es igual al descrito en el estudio de Gaynor de hecho Jiménez sólo realizó una variante del espécimen anterior. En la figura 1.14 se observa la configuración del modelo.

La rehabilitación se hizo mediante la adición de un muro de concreto, colado monolíticamente con el encamisado de las columnas (figura 1.14). La sección de las columnas encamisadas fue de 46 por 61 cm. Se reforzaron con cuatro barras del no. 4 y estribos del no. 4 a cada 30 cm. El muro de concreto tuvo un espesor de 13.3 cm y se reforzó con una capa con barras no. 4 a cada 30 cm.

Para transmitir la fuerza cortante del marco al muro se despreció la contribución del encamisado de las columnas, y se usó un anclaje diseñado mediante el criterio de cortante por fricción, para resistir la fuerza cortante. El anclaje se colocó únicamente en la trabe superior. Para hacer los conectores se utilizaron barras del no. 6 (19 mm de diámetro), adheridas con resina epóxica en una perforación previa de 22 cm.

El espécimen se instrumentó interna y externamente con deformímetros eléctricos. La carga horizontal se aplicó al nivel de la trabe superior, en forma cíclica alternada, en un total de 31 ciclos.

El modelo presentó un comportamiento simétrico. Las grietas de flexión se presentaron para una carga de 54 t (530 kN), a la que aparecieron las primeras grietas inclinadas. Con una carga de 67.5 t (622 kN) se presentó el agrietamiento inclinado en el centro del muro. La resistencia del modelo fue de 186 t (1825 kN) a una distorsión de 0.006.

La rigidez inicial se calculó con las propiedades de la sección transversal y el módulo de elasticidad del concreto. Se estudió la degradación de la rigidez secante entre el origen y el pico de un semiciclo. Ésta descendió drásticamente conforme avanzaba el ensaye; así, para una distorsión de entrepiso de 0.001, con 90 t (883 kN), la rigidez se había reducido al 11 por ciento de la inicial.

En la figura 1.15 se muestran las rigideces normalizadas para diversos especímenes, el modelo de control, el espécimen con conectores, el muro de relleno y el muro excéntrico. Como se puede observar la mejor degradación de rigidez es la del modelo de control. La degradación de rigidez del muro excéntrico se da de manera acelerada.

Las deformaciones registradas en los deformímetros de los conectores, del orden del 10 por ciento de la deformación de fluencia, fueron pequeñas. Esto significa que prácticamente no trabajaron, y que la fuerza cortante se transmitió a través del encamisado.

Por último, se comparó la resistencia con la predicha con el reglamento del ACI. La resistencia a flexión predicha correspondió a una fuerza horizontal de 177 t (1736 kN), y la de cortante a un valor de 164 t (1609 kN). Estas se pueden comparar con la fuerza cortante experimental que fue de 186 t (1825 kN).

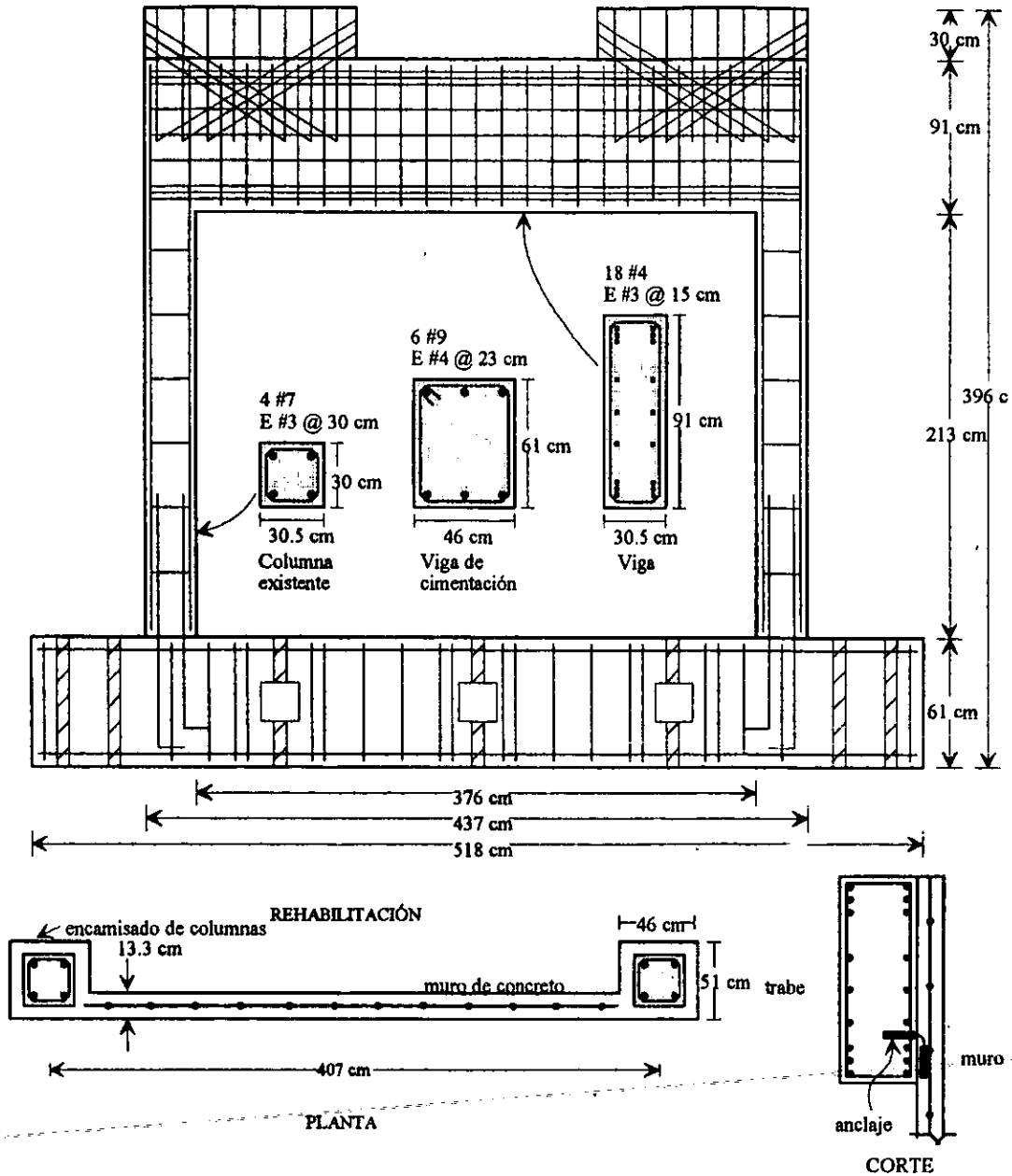


Figura 1.14 Esquema del modelo de prueba

Del estudio realizado se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. La predicción de la resistencia con el reglamento del ACI llevó a resultados conservadores. Se observó que la estructura existente y la nueva actuaron monolíticamente. La acción monolítica tomada en cuenta en el diseño del muro excéntrico fue verificada con los resultados.
2. El marco de concreto reforzado con un muro excéntrico se comportó mejor (resistencia, rigidez, y disipación de energía) que el marco reforzado con el muro diafragma.
3. Los conectores con resina epóxica experimentaron bajas deformaciones, lo que indica que el cortante fue transmitido a través del encamiso de las columnas.

4. El desplazamiento fuera del plano, debido a la torsión creada por la excentricidad del muro, no parece afectar la respuesta del espécimen. La única indicación de torsión se presentó cuando el agrietamiento inclinado penetró en la superficie de la columna.

Las diferencias más significativas entre el muro excéntrico (Jiménez) y el muro diafragma probado por Gaynor son:

- ✓ El muro excéntrico alcanzó un esfuerzo cortante resistente más alto que el muro de relleno en cada nivel de distorsión. La carga máxima aplicada al muro excéntrico fue de 186 t (1825 kN), el muro de relleno falló a una carga lateral de 123 t (1207 kN).
- ✓ El refuerzo a flexión en las columnas del muro excéntrico desarrolló 6.5 veces el esfuerzo de fluencia, sin indicar falla en el traslape. El muro diafragma falló en el traslape de la columna, desarrollando sólo el 70 por ciento del esfuerzo nominal de fluencia.
- ✓ Aun cuando la columna en el espécimen del muro excéntrico se aplastó antes que la prueba terminara, la rigidez fue más alta y la degradación más gradual que en el muro diafragma.
- ✓ La capacidad de disipación de energía del muro excéntrico fue mayor que la del muro diafragma. El muro diafragma no se deterioró por los ciclos repetitivos, pero la energía disipada fue menor con el incremento de la distorsión.
- ✓ El puntal de compresión en el muro excéntrico, se extendió diagonalmente desde la esquina más alta hasta la parte baja de la columna. El puntal de compresión se extendió en el muro, provocando concentraciones de esfuerzo cortante y compresión en la parte baja y alta de los miembros.
- ✓ La transferencia de cortante de la estructura existente al muro excéntrico se realizó sin deslizamiento entre las superficies, mientras que el muro diafragma mostró 0.076 cm (6 por ciento del desplazamiento lateral) de desplazamiento relativo entre la viga y el muro diafragma.

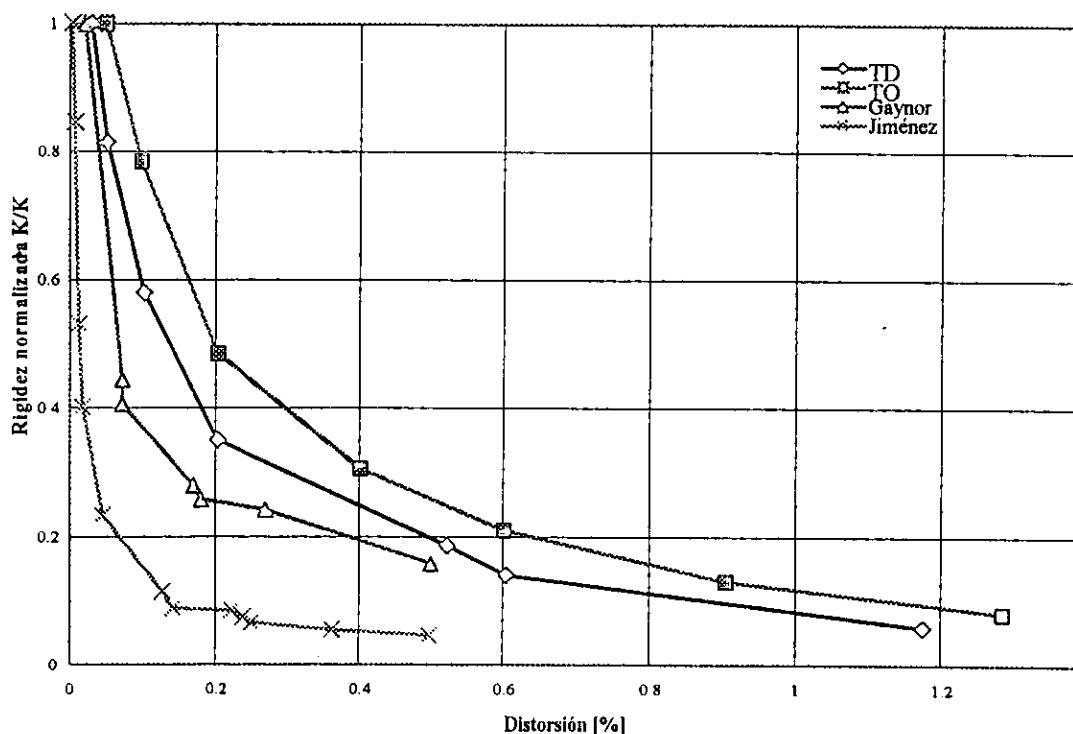


Figura 1.15 Distorsión vs. Rigidez normalizada

1.4.3 Estudio de Pineda

Pineda *et al.* ensayaron cuatro muros en voladizo, con una relación de esbeltez igual a uno y geometría similar. Los sometieron a carga lateral cíclica semiestática, y esfuerzo constante, representando a un muro de la planta baja de un edificio de vivienda de interés social de cuatro o cinco pisos. Los ensayos se controlaron en un principio por incrementos de carga y posteriormente por incrementos de distorsión, aplicando la misma historia de carga para todos los modelos.

Uno de los modelos ensayados fue un muro de concreto (figura 1.16); sus dimensiones fueron de 2.50 m de largo por 2.5 m de altura, desplantado sobre una viga de cimentación de concreto armado de 3.10 m de largo por 0.80 m de ancho y 0.30 m de peralte. El muro tuvo un espesor de 10 cm. La cuantía de refuerzo horizontal y vertical en el tablero fue la mínima de 0.0025, que se logró con una capa de barras no. 3 (0.95 cm de diámetro). Los extremos del muro se reforzaron con barras longitudinales y estribos.

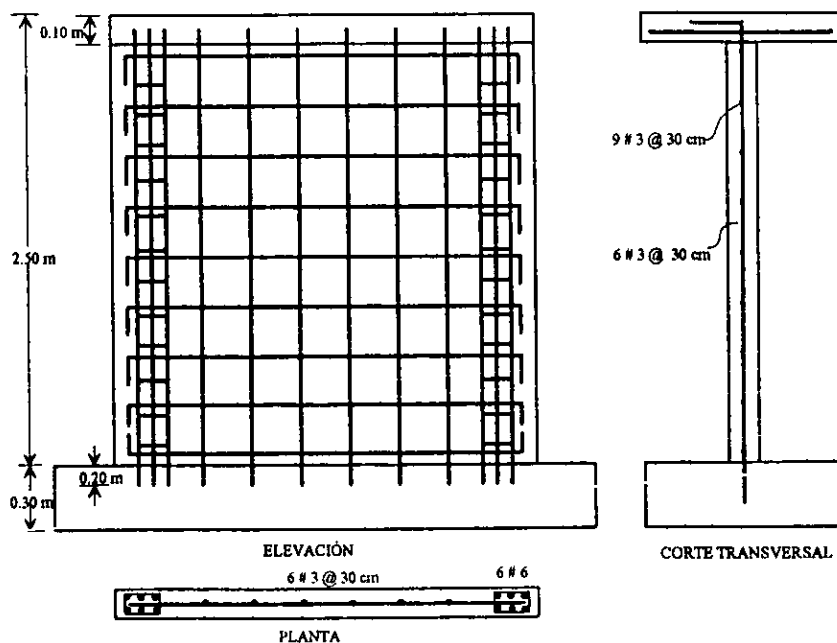


Figura 1.16 Esquema del modelo de concreto

El modelo fue instrumentado con transductores de desplazamiento, de carga y de deformación; se le aplicó una carga vertical de 13 t (128 kN) a través de dos gatos hidráulicos localizados en los tercios de la longitud del muro. La carga lateral se aplicó estáticamente mediante ciclos alternados en sentido opuestos.

El muro se comportó elásticamente hasta la aparición de la primera grieta inclinada. Después entró en el intervalo inelástico de comportamiento. La primera grieta inclinada se presentó para una carga de 16 t (157 kN) y 0.0005 de distorsión. El agrietamiento inclinado ocurrió para una carga de 37 t (363 kN) y distorsión de 0.0021. Cuando la distorsión era de 0.0038, el muro había alcanzado una carga de 46 t (451 kN); pero la entrecara, entre la losa y el muro en la zona del castillo Este, falló por cortante.

Los deformímetros colocados en el refuerzo longitudinal y en los estribos, registraron esfuerzos menores a 0.5 veces el esfuerzo nominal de fluencia. Es decir, estuvieron dentro del intervalo elástico, hasta que fue necesario suspender la prueba.

Hasta el cortante de agrietamiento la degradación de la rigidez fue acelerada, después la rigidez se fue estabilizando hasta el momento de la falla.

Se estimó que la carga máxima del modelo debió de superior a 46 t (451 kN), ya que para el momento en que se presentó la falla, se consideró que había suficiente reserva de capacidad de desplazamiento y de carga debido a la contribución del refuerzo.

1.4.4 Estudios de Jiménez-Pacheco

Jiménez-Pacheco *et al.* (1993) investigaron el comportamiento de conexiones entre el concreto existente y una placa de acero (cortante directo a través de la interfaz acero-concreto).

Se construyeron y ensayaron 36 modelos. Un esquema representativo de los especímenes se muestra en la figura 1.17. Los especímenes estuvieron formados por un bloque de concreto, y una placa de acero (representaba el refuerzo) anclado con un perno de 3/4 de pulgada (19 mm de diámetro). El perno se fijó con resina epóxica; fue el elemento que transmitió el cortante.

El marco de carga utilizado para la prueba fue diseñado para cargar la placa de acero a tensión. Se hicieron cerca de 36 pruebas, unas monótonas y otras cíclicas. Los especímenes se instrumentaron con transductores de desplazamiento. En todos los modelos la instrumentación se colocó en el mismo lugar para poder comparar.

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 torque del perno; el tratamiento de la superficie de la concreto; el uso de morteros o resinas entre el acero y concreto, así como la inclinación de los pernos.

La falla de la conexión esta controlada por la falla del perno de anclaje. La resistencia del perno se calculó de la siguiente forma:

$$V_n = \alpha A_s f_y \tag{1.1}$$

donde:

- V_n = resistencia normal de la conexión,
- α = factor de reducción
- A_s = área transversal del perno de anclaje, y
- f_y = esfuerzo de fluencia de perno.

En la tabla 1.1 se muestran los valores para el factor de reducción.

Tabla 1.1 Factores de reducción

Referencia	Interfaz	Factor de reducción (α)
Kulak <i>et al.</i>	Acero/acero	0.62
TVA	Acero/mortero alta resist/concreto	0.53
Burdette <i>et al.</i>	Acero/concreto	0.65
Klingner	Acero/concreto	0.75

El reglamento del ACI dice la resistencia por cortante de fricción para conexiones acero-concreto se calcula como:

$$V_n = \mu A_s f_y \tag{1.2}$$

El esfuerzo cortante de la conexión se obtiene como la resistencia a fluencia del perno $A_s f_y$, por el coeficiente de fricción, entre el acero y el concreto, μ . El valor de $\mu = 0.7$ para concreto contra acero, y $\mu = 0.55$ para cuando existe mortero entre el concreto y el acero.

Del estudio anterior, Jiménez-Pacheco *et al.* obtuvieron las siguientes conclusiones:

- 1) La forma de falla del concreto y el ancla con resina epóxica no influyen en el resistencia de la conexión, pero afecta la rigidez de dicha conexión.
- 2) Existe un decremento progresivo de la rigidez de la conexión con la repetición de los ciclos de carga. La fuerza de sujeción de la conexión decrece durante la prueba cíclica. Además, también ocurre el aplastamiento del concreto y de la resina epóxica cerca de la parte alta del perno empotrado.
- 3) La degradación de la rigidez ocurre rápidamente con el incremento del tamaño del agujero.
- 4) La calidad del equipo de trabajo es de suma importancia para el funcionamiento de la conexión acero-concreto. Se requiere una supervisión de campo completa por un ingeniero calificado, para una buena ejecución. El diseñador debe proponer intervalos de tolerancia para la inclinación inicial de los pernos de anclaje. Si estas tolerancias son alteradas, el diseño original debe ser revisado.

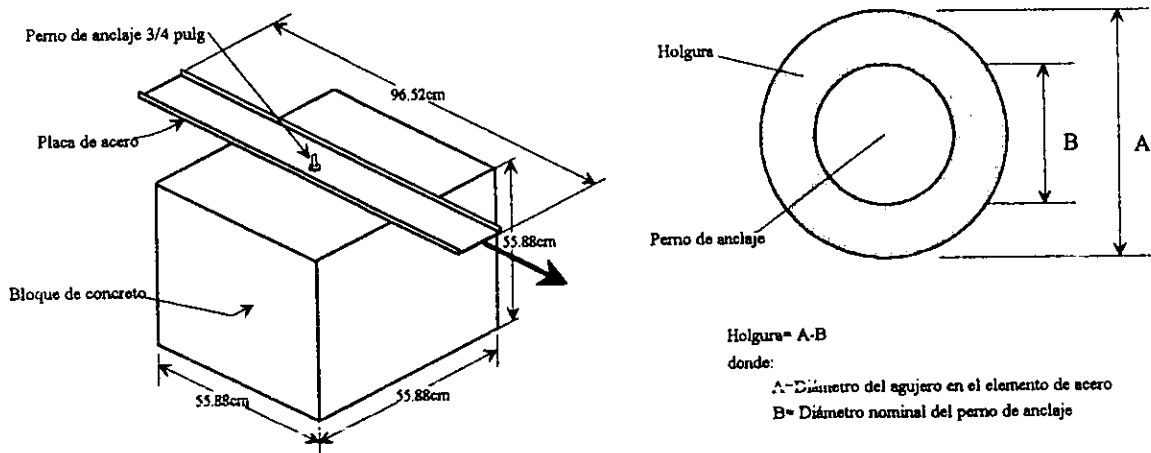


Figura 1.17 Esquema de los especímenes y definición de "holgura"

1.4.5 ESTUDIOS DE BIRKELAND

Philip y Halvard Birkeland (1966) publicaron un artículo sobre conexiones de elementos prefabricados de concreto. Según estos autores, el concepto de cortante por fricción parece haberse originado por el Dr. Hubert Rüsh en 1958.

La hipótesis del mecanismo resistente (figura 1.18) es: 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 superficies tendrán pequeñas irregularidades esto provocará que los bloques se separen en dirección normal a la 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 (Flores *et al*, 1999).

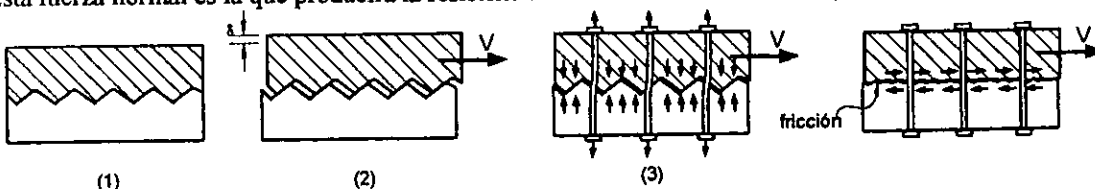


Figura 1.18 Mecanismo resistente del cortante por fricción

La expresión usada es:

$$V_u = \mu A_s f_y = A_s f_y \tan \phi \quad (1.3)$$

donde:

$\mu = \tan \phi$	es el coeficiente de fricción;
A_s	área transversal del ancla, y
f_y	esfuerzo de fluencia del material

Esta resistencia está limitada por el coeficiente de fricción estático entre las superficies, μ , y por la resistencia a fluencia del ancla, $A_s f_y$. 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 $\mu = 1.7$ entre concreto monolítico, $\mu = 1.4$ para superficies intencionalmente rugosas, y $\mu = 0.8$ a 1.0 en juntas comunes y en uniones de concreto con acero. El refuerzo se debe anclar a ambos lados del plano de falla de tal forma que se pueda desarrollar el esfuerzo de fluencia. Las expresiones anteriores se consideran válidas para acero con $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$ (412 MPa) y concreto $f'_c \geq 280 \text{ kg/cm}^2$ (27 MPa).

1.4.6 ESTUDIO DE VALLUVAN

Valluvan *et al.* (1999) publicaron uno de los artículos más recientes sobre cortante de fricción; estudiaron el comportamiento de conexiones entre concreto nuevo y existente.

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

Se identificaron tres tipos de falla: falla por extracción del anclaje cuando la demanda de tensión en éste excedió la capacidad resistente de adherencia; 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.

Compararon la resistencia con aquella predicha por el criterio de cortante de fricción establecido en el reglamento del ACI y representada por la ecuación 1.3. En lo que respecta a la acción de la fuerza externa de compresión, proponen las siguientes modificaciones a la ecuación de diseño:

$$V_n = (A_s f_y + N) \mu \text{ para } N \leq 56.2A_g \quad (1.4)$$

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

$$V_n = N \mu \text{ para } N < 56.2A_g \quad (1.5)$$

pero V_n nunca mayor que $0.6 f'_c A_g$, ó $148A_g$, en kg/cm^2 . Donde, A_g es el área bruta de la sección transversal.

CAPÍTULO 2

PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS

En este estudio se buscó reproducir en el laboratorio las condiciones reales de construcción y rehabilitación. En esta búsqueda se utilizaron materiales comunes, así como los servicios de una firma de construcción relacionada con estos procesos.

En el diseño de los especímenes se tomaron en cuenta las características de los prototipos estudiados en 1.2. Las dimensiones de los especímenes estuvieron sujetas a las condiciones del laboratorio; para aplicar fuerzas laterales se contaba con gatos hidráulicos de 50 y 100 t, por lo que fue necesario limitar la resistencia de los modelos. La aplicación de cargas verticales requería que las columnas estuvieran separadas en módulos de 50 cm. Sin embargo, los especímenes representaron lo más cercanamente posible a los prototipos (un 70 por ciento aproximadamente). Así las secciones de las vigas y las columnas se propusieron para conservar las proporciones de los prototipos, además de que fueran adecuadas con las características y equipo del laboratorio.

Con el fin de que los modelos tuvieran las mismas características, los marcos y muros diafragma de mampostería se construyeron simultáneamente.

Como parte de este estudio se construyeron cuatro modelos de 3.0 m de altura por 3.0 m de largo medidos a ejes de elementos, desplantados sobre vigas de cimentación de concreto armado de 3.6 m de largo por 0.80 m de ancho y 0.50 m de peralte. Las secciones de las columnas fueron de 28 x 28 cm y las trabes de 28 x 38 cm (figura 2.1).

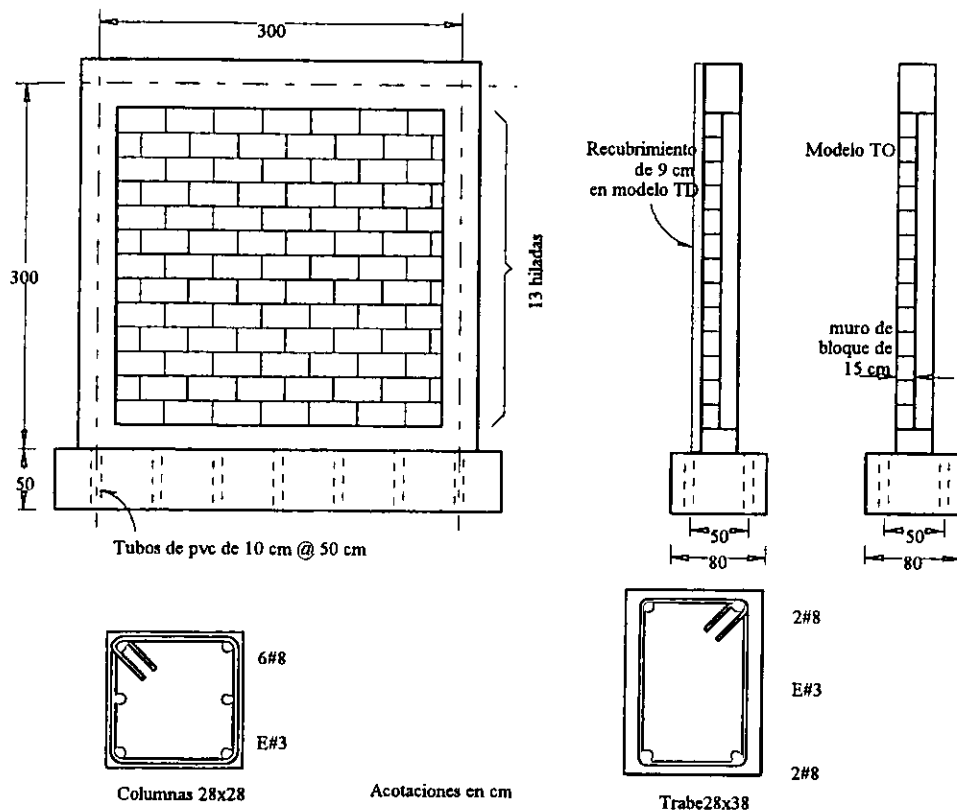


Figura 2.1 Dimensiones de los modelos

Para proporcionar el anclaje y transmitir fuerzas entre la cimentación y el recubrimiento de concreto se construyó una viga inferior unida en toda su longitud a la viga de cimentación. La sección fue de 28 por 15 cm.

Tres de los modelos fueron reforzados con un recubrimiento de concreto de 9 cm de espesor reforzado con malla electrosoldada de acero. Para sujetar la malla se utilizaron conectores. Los modelos se denominaron TO, TP, TD y TH, de acuerdo con su estado original y disposición de los conectores usados en el recubrimiento de concreto.

Los cuatro especímenes tuvieron como base el mismo sistema marco-muro, y la variante fue la forma de distribuir los conectores. El modelo denominado TO no tuvo refuerzo, fue el espécimen de control. En el espécimen TP los conectores se colocaron en los elementos de concreto reforzado (marco), mientras que en el TD, además de lo anterior, los conectores se distribuyeron en el muro de mampostería. Los conectores (clavos hilti) en el TH se colocaron tanto en el marco de concreto como en el muro de mampostería.

El muro de mampostería se construyó al paño del marco como ocurre en centrales telefónicas. Se usaron bloques huecos, cuyas dimensiones fueron de 40 x 20 x 15 cm. El mortero utilizado para unir los bloques fue tipo I ($f'_b > 125 \text{ kg/cm}^2$) (12 MPa); el esfuerzo promedio a compresión del mortero fue 128 kg/cm^2 (13 MPa). La mampostería tuvo un esfuerzo promedio de 45.5 kg/cm^2 (4 MPa) a compresión.

El acero utilizado en el armado longitudinal (figura 2.2) de columnas, trabes, contratraves y viga de cimentación fue de grado 42 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) (412 MPa). El refuerzo de los muros fue dado con malla electrosoldada. El esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla fue de 5000 kg/cm^2 (490 MPa).

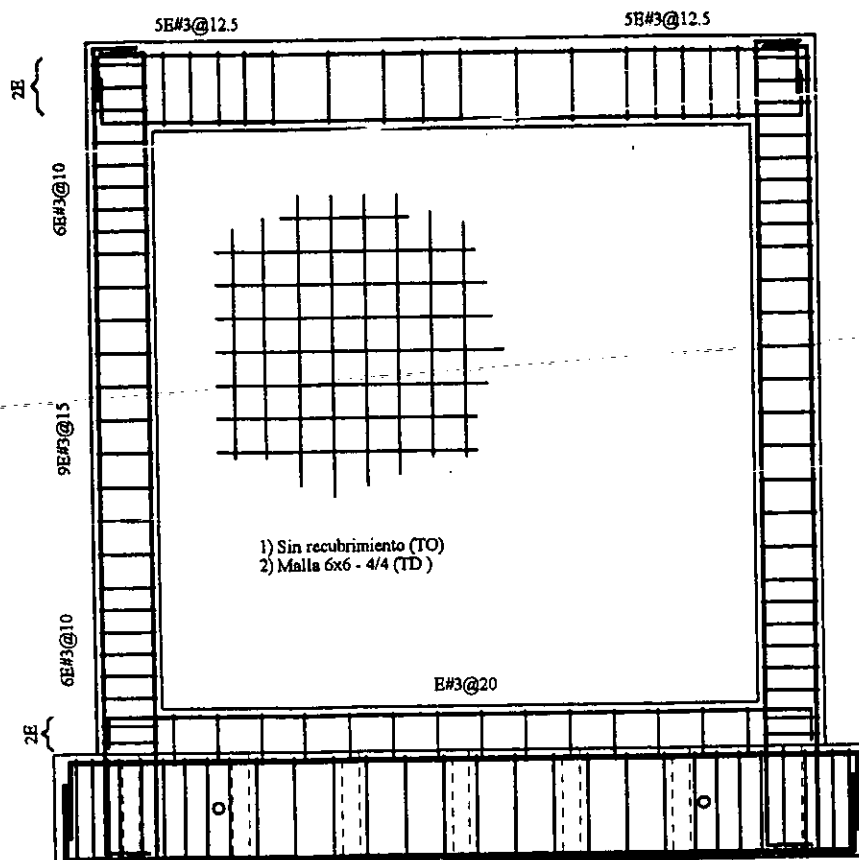


Figura 2.2 Armado en el marco de concreto

En esta tesis sólo se analizaran los modelos TO y TD, el muro de control y el muro con conectores distribuidos uniformemente, respectivamente. Los otros se tratan en (Lazalde, 2000).

2.1.1 Materiales

Las propiedades de diseño de los materiales que se usaron fueron las siguientes:

- Acero
 - Barras corrugadas, no.3 y mayor, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Barra lisa del no. 2 (alambón), $f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$
 - Malla electrosoldada 6x6-4/4, $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto
 - Columnas y vigas $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$
 - Viga de cimentación $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$
 - Recubrimiento (muro) $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Bloque hueco de concreto $f_m^* = 40 \text{ kg/cm}^2$
- Mortero tipo II para unir bloques y como aplanado $f_b' = 75 \text{ kg/cm}^2$

En la tabla 2.1 se resumen los valores de las resistencias medias medidas.

Tabla 2.1 Resistencias medias medidas en pruebas de materiales

Ensayo	Característica	Valor
Dimensión de piezas	dimensión, cm	14.8x39.7x19.6
Área neta / área bruta		0.55
Resistencia a la compresión de la pieza	f_p' , kg/cm ²	45.8
Resistencia a la compresión de pilas	f_m' , kg/cm ²	39.7
Resistencia a la compresión de pilas	E_m' , kg/cm ²	27970
Murete a compresión diagonal	v_m , kg/cm ²	2.6
Murete a compresión diagonal	G_m , kg/cm ²	3537
Resistencia a compresión del mortero	f_b' , kg/cm ²	131
Alambre de malla 6x6-4/4	f_y , kg/cm ²	7310
Alambre de malla 6x6-4/4	Alargamiento, %	1.5
Barra corrugada no. 3	f_y , kg/cm ²	5330
Barra corrugada no. 3	Alargamiento, %	10
Barra corrugada no. 4	f_y , kg/cm ²	4510
Barra corrugada no. 4	Alargamiento, %	11

Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

2.1.2 Muro de control (TO)

Sobre tarimas de madera se colocó el armado de las vigas de cimentación con barras del no. 8 (2.54 cm de diámetro) y estribos del no. 3 (0.95 cm). El refuerzo longitudinal pasó por dentro del refuerzo longitudinal de las columnas en los nudos, y se extendió hasta el paño posterior de las columnas. Después de colocar el armado y el refuerzo longitudinal instrumentado (figura 2.3), se colocaron las caras laterales de la cimbra (figura 2.4). El concreto tuvo una resistencia de diseño de $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$ (34 MPa).

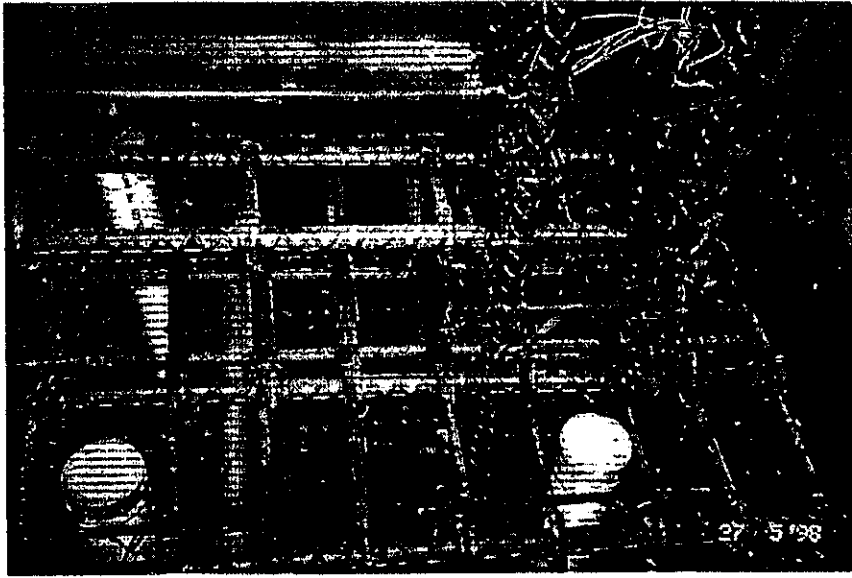


Figura 2.3 Armado de la viga de cimentación

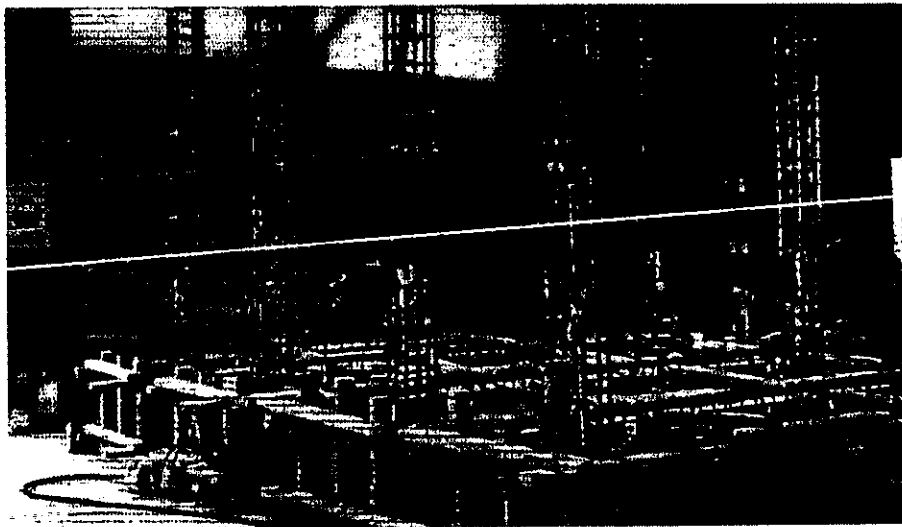


Figura 2.4 Cimbrado de las vigas de cimentación

Las columnas y las vigas se construyeron en las dos semanas siguientes. Se utilizó concreto hecho en el laboratorio con una resistencia de diseño de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (24.5 MPa). Antes de colar los elementos se instrumentaron las barras y estribos seleccionados. Después del colado de las columnas se construyó el muro de mampostería. En este proceso se levantaron 12 de las 13 hiladas (figura 2.5), el objetivo fue dejar espacio para colar la viga superior. Descimbrada la viga se cerró el muro con la última hilada de bloques.

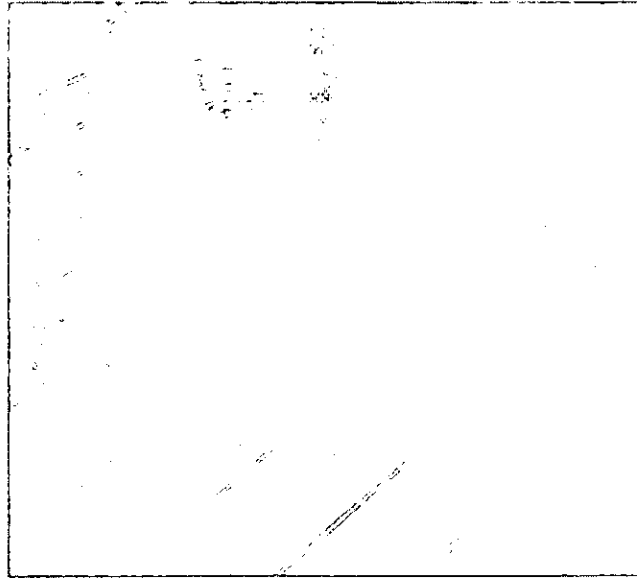


Figura 2.5 Levantamiento de 12 de las 13 hiladas de mampostería

2.1.3 Muro de comparación (TD)

El proceso de construcción de este modelo fue el mismo que el anterior hasta el marco y muro diafragma. Después se realizaron las perforaciones para colocar los conectores, hechos con barras del no. 4 (12.7 mm de diámetro). Los conectores estuvieron previamente preparados, doblados con gancho a 90° e instrumentados (con deformímetros eléctricos de 5 mm). Las perforaciones se hicieron con taladro y broca para concreto; los diámetros de las brocas fueron de 1.27 y 1.6 cm. Las perforaciones se realizaron en las juntas de mortero a cada 40 y 60 cm, como se muestra en la figura 2.6. Se usó un escobillón y aire comprimido para limpiarlas. Para rellenar la holgura entre la perforación y el conector se utilizó resina epóxica. Se colocó resina en la boca de la perforación así como alrededor de los conectores antes de introducirlos. Los conectores tuvieron una profundidad de 8 y 6 cm en elementos de concreto y mampostería, respectivamente.

La malla (6 x 6 - 4/4) se amarró a los conectores al día siguiente (figura 2.6), y se instrumentó en los lugares previamente seleccionados con deformímetros eléctricos de 2 mm de longitud.

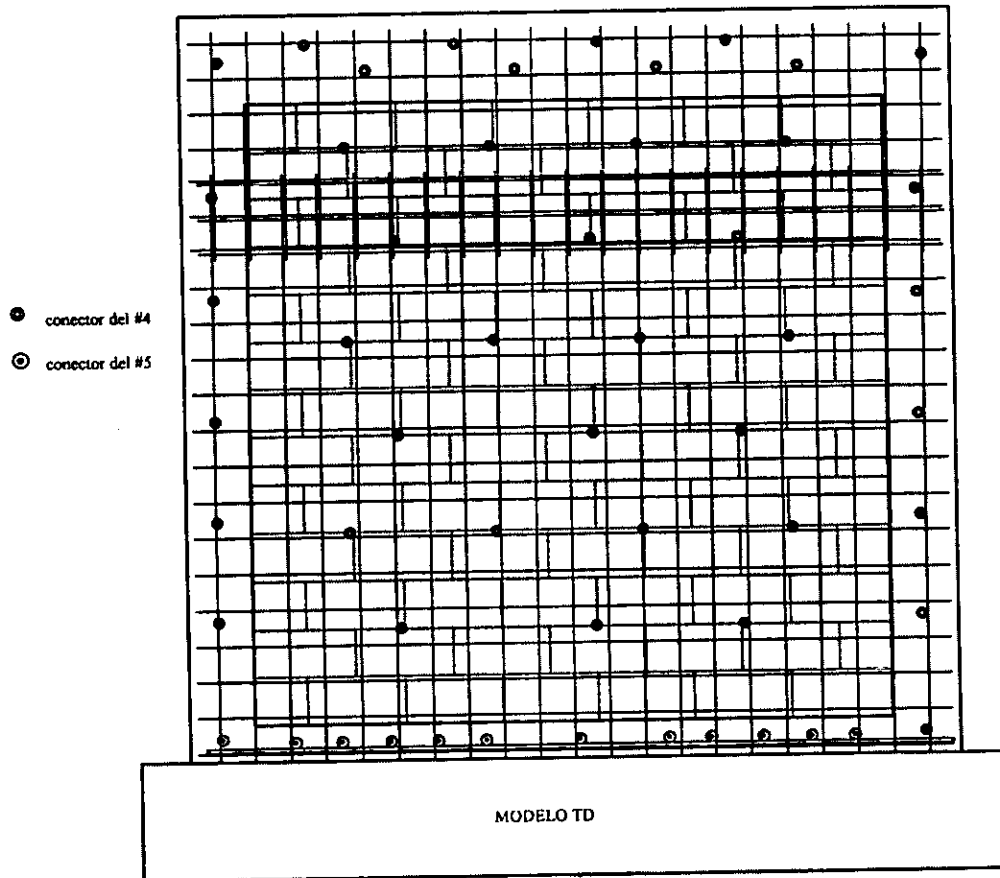


Figura 2.6 Posición de la malla y de los conectores

Después se cimbró una cara del muro para colar el recubrimiento, se utilizó concreto premezclado con una resistencia especificada de 250 kg/cm^2 (25 MPa), y revenimiento medio de 18 cm. Se usaron vibradores eléctricos para compactar el concreto. El espesor del recubrimiento fue de 9 cm.

2.2 CIMENTACIÓN

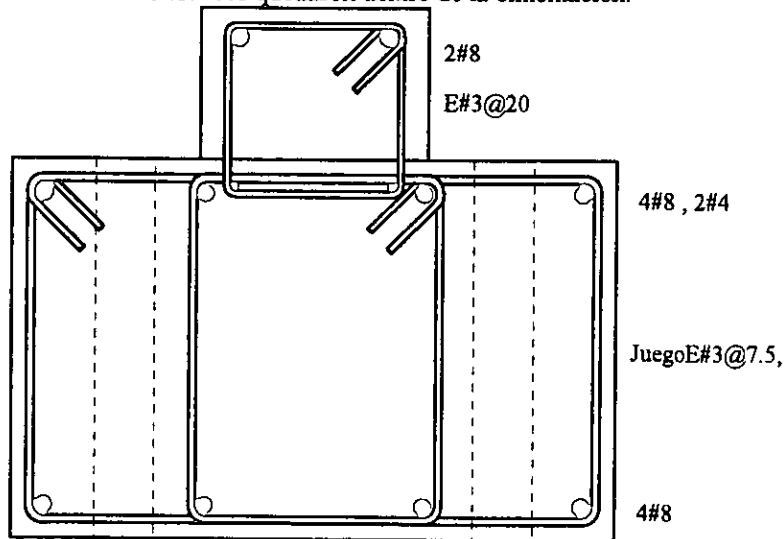
La viga de cimentación se diseñó tomando en cuenta los aspectos requeridos antes, durante y después de la prueba. Dentro de los puntos que se necesitaron están los siguientes:

- Dar soporte y rigidez necesaria para transportar el espécimen en el laboratorio.
- Tener un anclaje adecuado a las barras de las columnas para asegurar la falla del muro, antes de que falle la cimentación.
- Evitar los deslizamientos contra la losa de cimentación con la fricción que se obtiene al tensar las barras de alta resistencia.

El peralte de la viga para proporcionar el anclaje a las barras de las columnas fue el punto crítico. Los esfuerzos que desarrollen (o alcancen) las barras serán transmitidos al concreto circundante de la cimentación.

La viga de cimentación (figura 2.7) tuvo las siguientes dimensiones: 3.6 m de largo x 0.80 m de ancho y 0.50 m de peralte. Sobre la viga se colocó una viga inferior de 15 cm de ancho por 30 cm de

peralte. El lecho inferior del refuerzo longitudinal de la viga inferior se integró dentro de la viga de cimentación, de esta forma los estribos quedaron dentro de la cimentación.



Viga de cimentación 80x50 con viga 28x15

Figura 2.7 Armado de la viga de cimentación

2.3 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación de los especímenes fue tanto interna como externa. Ésta proporcionó la información del comportamiento de los modelos ante la aplicación de las cargas alternadas. En la interna se utilizaron deformímetros eléctricos adheridos a las barras de refuerzo. La instrumentación externa consistió en celdas de carga instaladas en los gatos hidráulicos, transductores de desplazamiento y de deformación. Ésta instrumentación se colocó posteriormente a la construcción de los modelos.

La instrumentación se resume en la tabla 2.1.

Tabla 2.2 Número de canales instrumentados por modelo

Tipo de instrumentación	TO	TD
Externa	55	55
Interna	28	84
Total	83	139

2.3.1 Instrumentación externa

Los dos muros fueron instrumentados similarmente (figuras 2.8 a 2.11), con transductores de carga (celdas de carga) y de desplazamiento. El propósito es obtener información de los siguientes parámetros:

- Carga aplicada en los gatos
- Deformación horizontal del muro, la cual permite obtener la distorsión, la curva histerética, y el desplazamiento relativo

- Desplazamiento vertical del muro. Con este dato se determina la rotación del muro y de las columnas
- Posible separación de las esquinas del muro con respecto al marco de concreto
- Distribución de deformaciones en una esquina del muro de mampostería para evaluar el estado de deformaciones de la mampostería, e indirectamente el puntal de compresión
- Desplazamiento diagonal, con el que se obtiene la deformación por cortante y la correspondiente distorsión angular
- Desplazamiento de la viga de cimentación con respecto de la losa de reacción.

El esquema de instrumentación externa del espécimen TD fue igual al del TO.

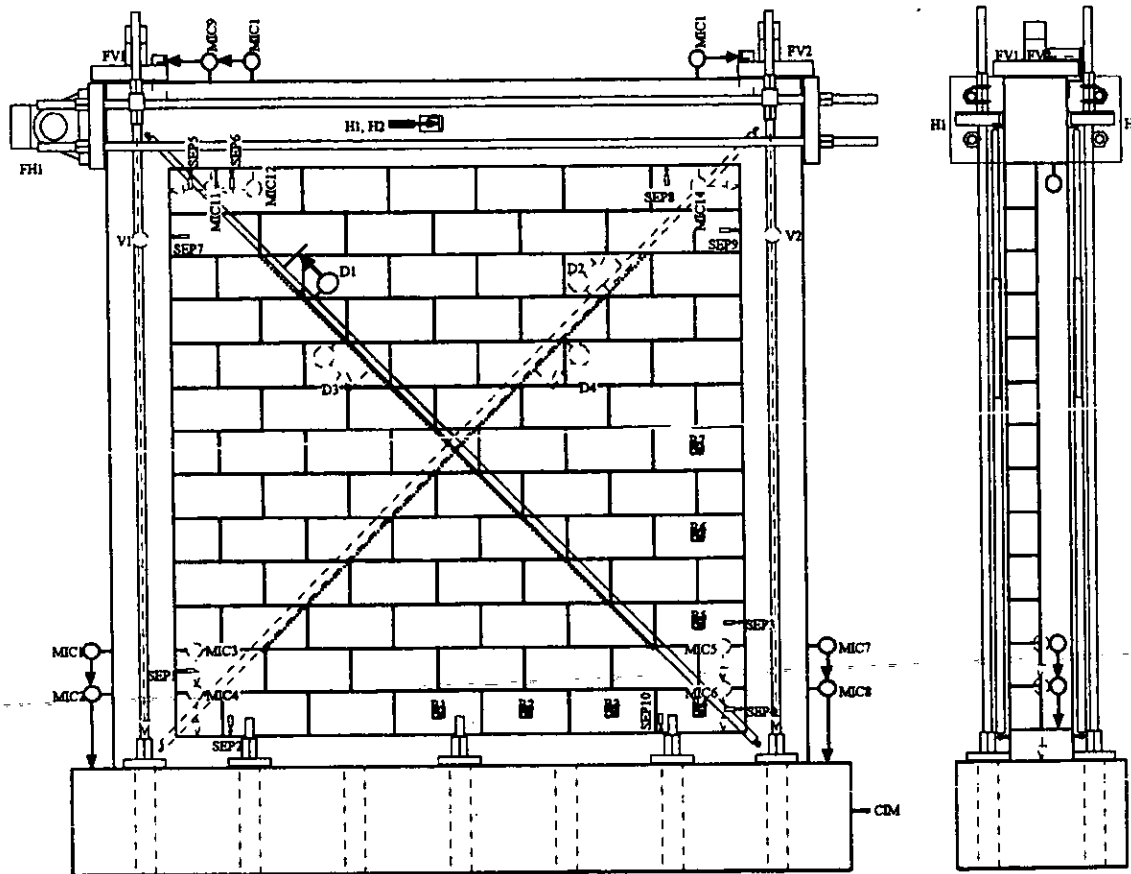


Figura 2.8 Instrumentación externa del modelo TO, cara norte

En la figura 2.8, FV1 y FV2 representan las cargas verticales sobre las columnas, y FH la celda de carga del gato horizontal de 100 t. El uso de los micrómetros eléctricos se indica con MIC. Para registrar posibles separaciones en las esquinas entre el muro diafragma de mampostería y el marco de concreto, se utilizaron transductores (SEP).

El registro de la deformación de las diagonales se hizo con los instrumentos D1 a D4. V1 y V2 midieron la deformación axial de las columnas. R1 a R7 son deformímetros eléctricos (rosetas) que registran las deformaciones en las piezas de mampostería. H1, H2 y CIM son transductores de desplazamiento para medir deformación horizontal absoluta.

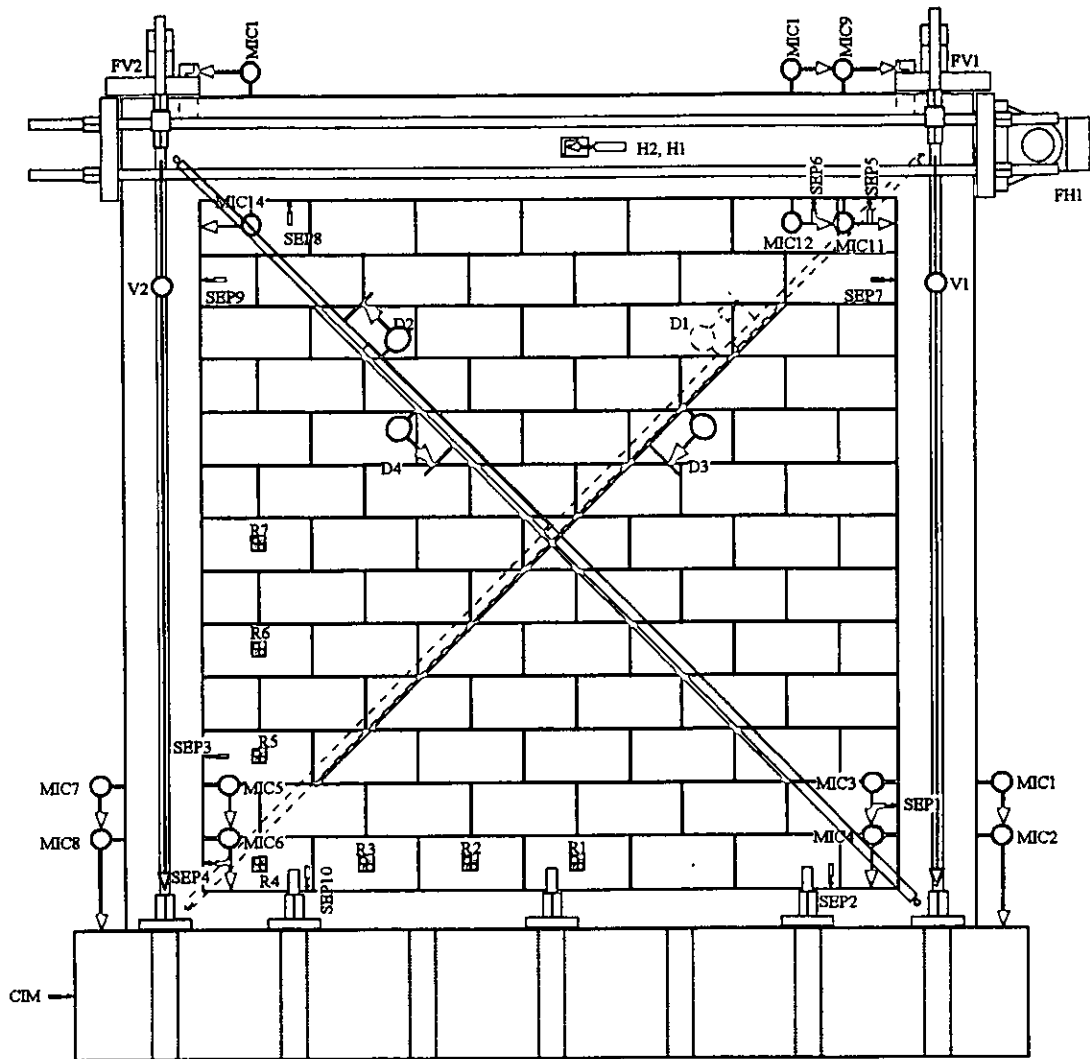


Figura 2.9 Instrumentación externa del modelo TO, cara posterior sur

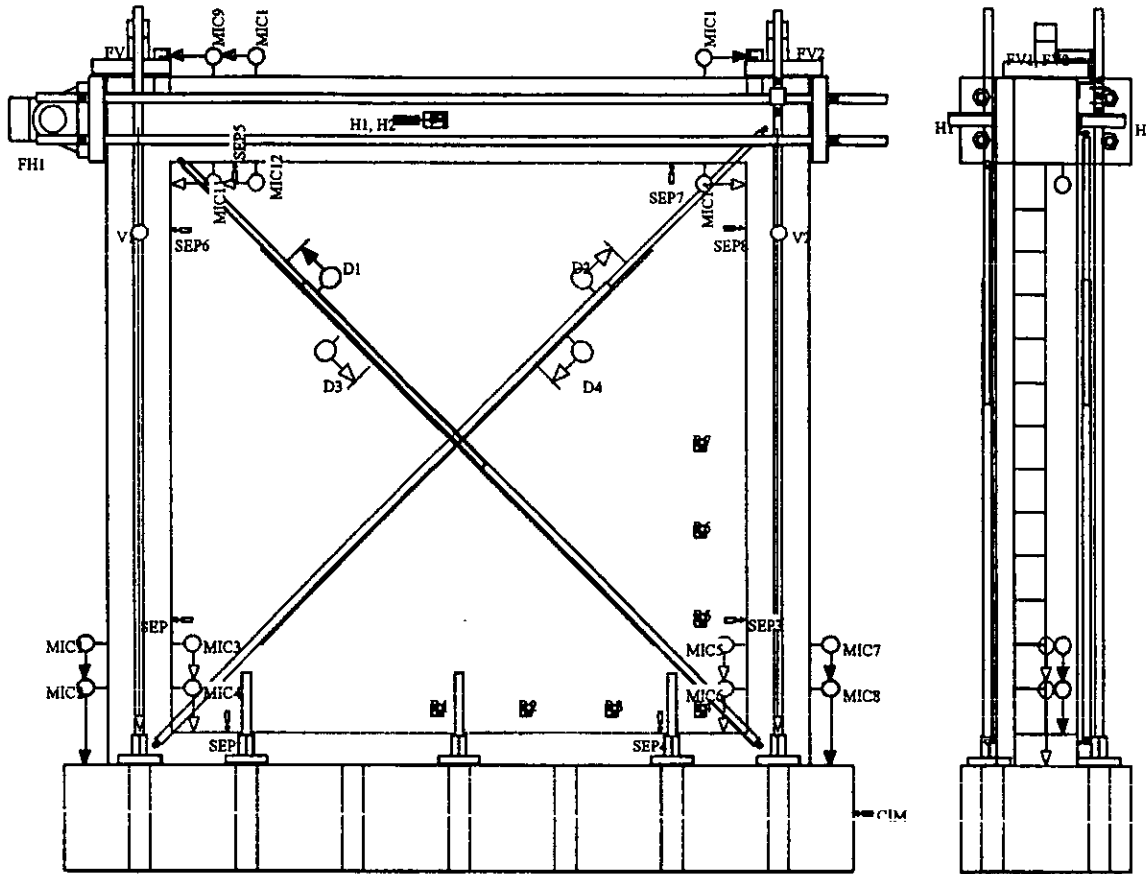


Figura 2.10 Instrumentación externa del modelo TD, cara norte

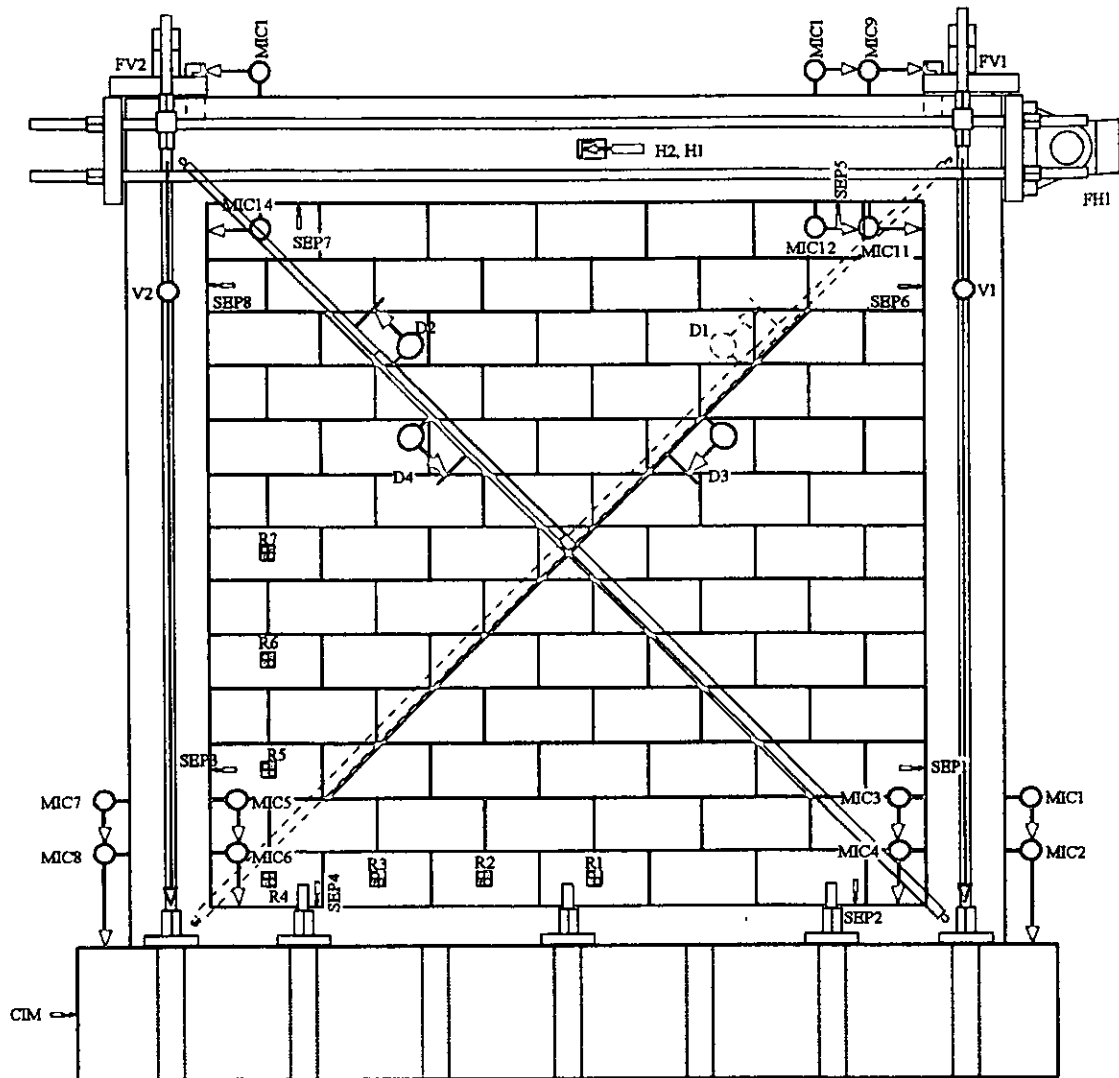


Figura 2.11 Instrumentación externa del modelo TD, cara posterior sur

2.3.2 INSTRUMENTACIÓN INTERNA

Se colocaron deformímetros de 2 y 5 mm de longitud para obtener registros de las deformaciones durante la prueba, del refuerzo longitudinal, transversal de las columnas y vigas, así como del refuerzo del recubrimiento (figura 2.12 y tabla 2.2).

En los extremos de las columnas, en esquinas opuestas del muro se colocó instrumentación para monitorear la evolución de las deformaciones inclinadas, asociadas a la posible formación de una diagonal de compresión. Se instrumentaron tres secciones, separadas 30 cm, con uno o dos estribos instrumentados. El análisis del refuerzo longitudinal mostrará los momentos flexionantes en los extremos de las columnas.

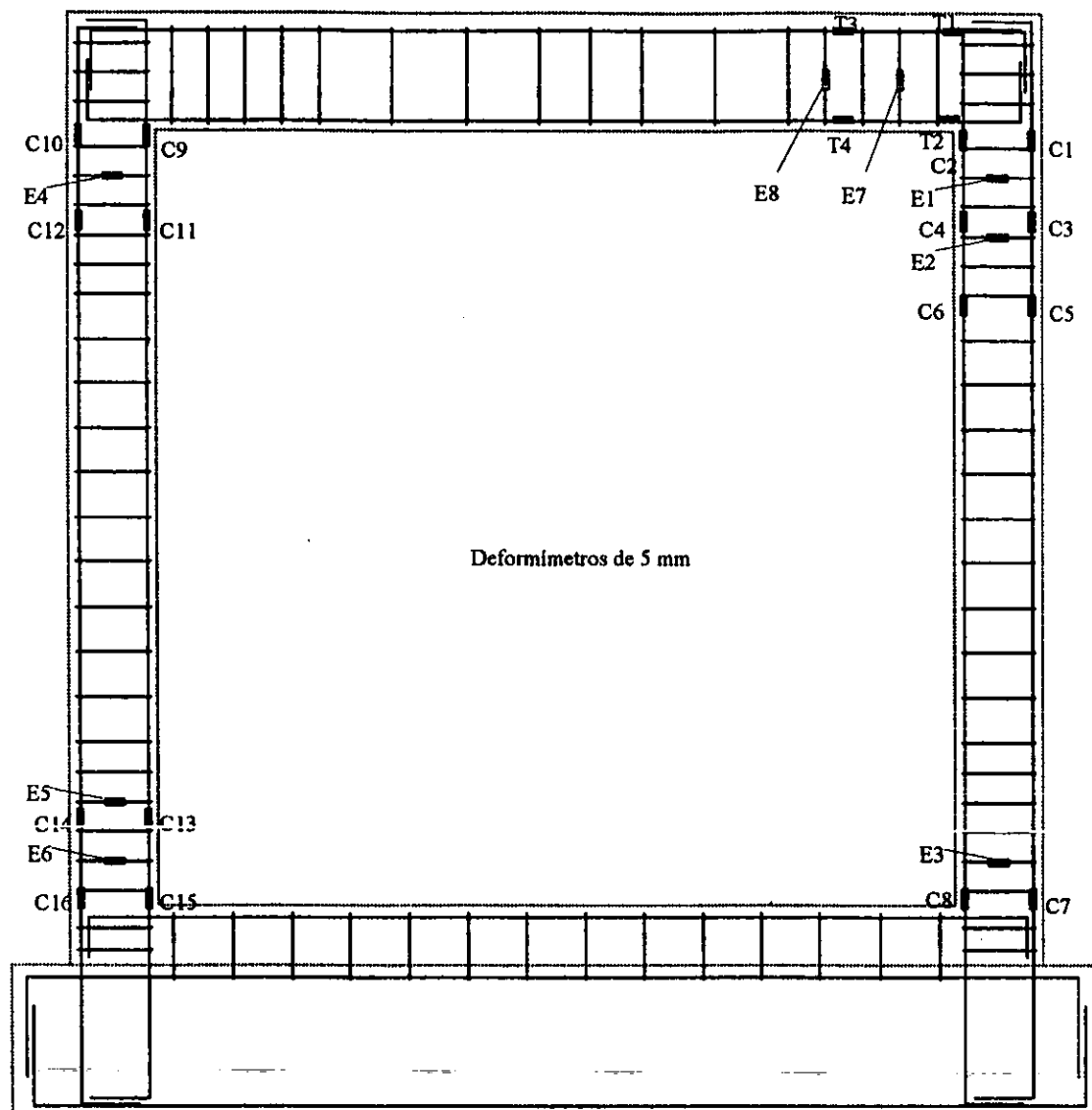


Figura 2.12 Instrumentación de las barras longitudinales y estribos

Se instrumentó un lado de la trabe, en dos secciones, separadas 40 cm y dos estribos. Con los resultados se podrá evaluar los momentos en la trabe y el trabajo de los estribos.

Adicionalmente, en el espécimen TD, se colocaron deformímetros en la malla (figura 2.13) se ubicaron de tal forma que cubrieran lo mejor posible las diagonales. En el traslape de mallas se colocaron dos deformímetros, uno para cada tramo de malla.

Por la simetría de los modelos y de la historia de carga se puede suponer que lo que se obtenga en ciclos positivos se repetirá a la inversa en los ciclos negativos, a esto se debe la forma de instrumentar. Los resultados obtenidos demostraron dicha simetría, los valores fueron muy parecidos para ambos ciclos.

Los conectores entre el marco-muro y el recubrimiento de concreto se instrumentaron con dos deformímetros, uno a cada lado (i = izquierdo, d = derecho), para registrar el posible trabajo a flexión del ancla. Los deformímetros se colocaron en una sección correspondiente al paño del muro.

Adicionalmente, para ambos especímenes se colocaron siete deformímetros (rosetas) en las caras laterales (cara posterior sur, lado oeste) de los bloques. La colocación se hizo en cuatro bloques de la primera hilada; en el primer bloque de la tercera, quinta y séptima hilada. El fin es estudiar la distribución de deformaciones por flexión, y de ampliar información sobre la posible formación de puntales de compresión para resistir la carga lateral.

Tabla 2.3 Número total de deformímetros adheridos

Especímen	En el marco	En la malla	Conectores	Rosetas
TO	28	0	0	7
TD	28	32	26	7

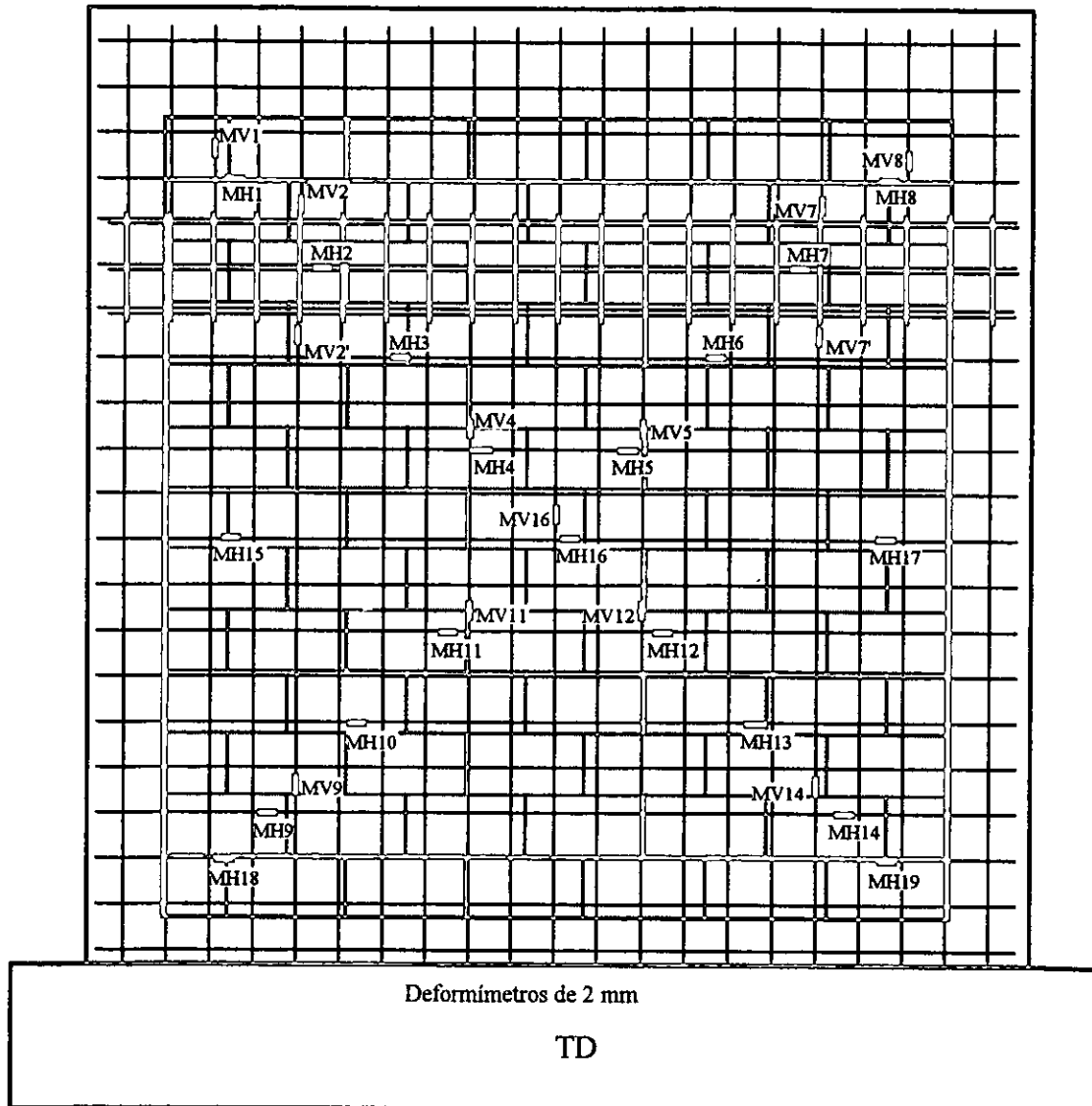


Figura 2.13 Instrumentación de la malla

2.4 MARCO DE CARGA

El marco de carga se muestra en la figura 2.15; se diseñó para simular un empotramiento perfecto del espécimen en la base y ensayarlo como voladizo vertical.

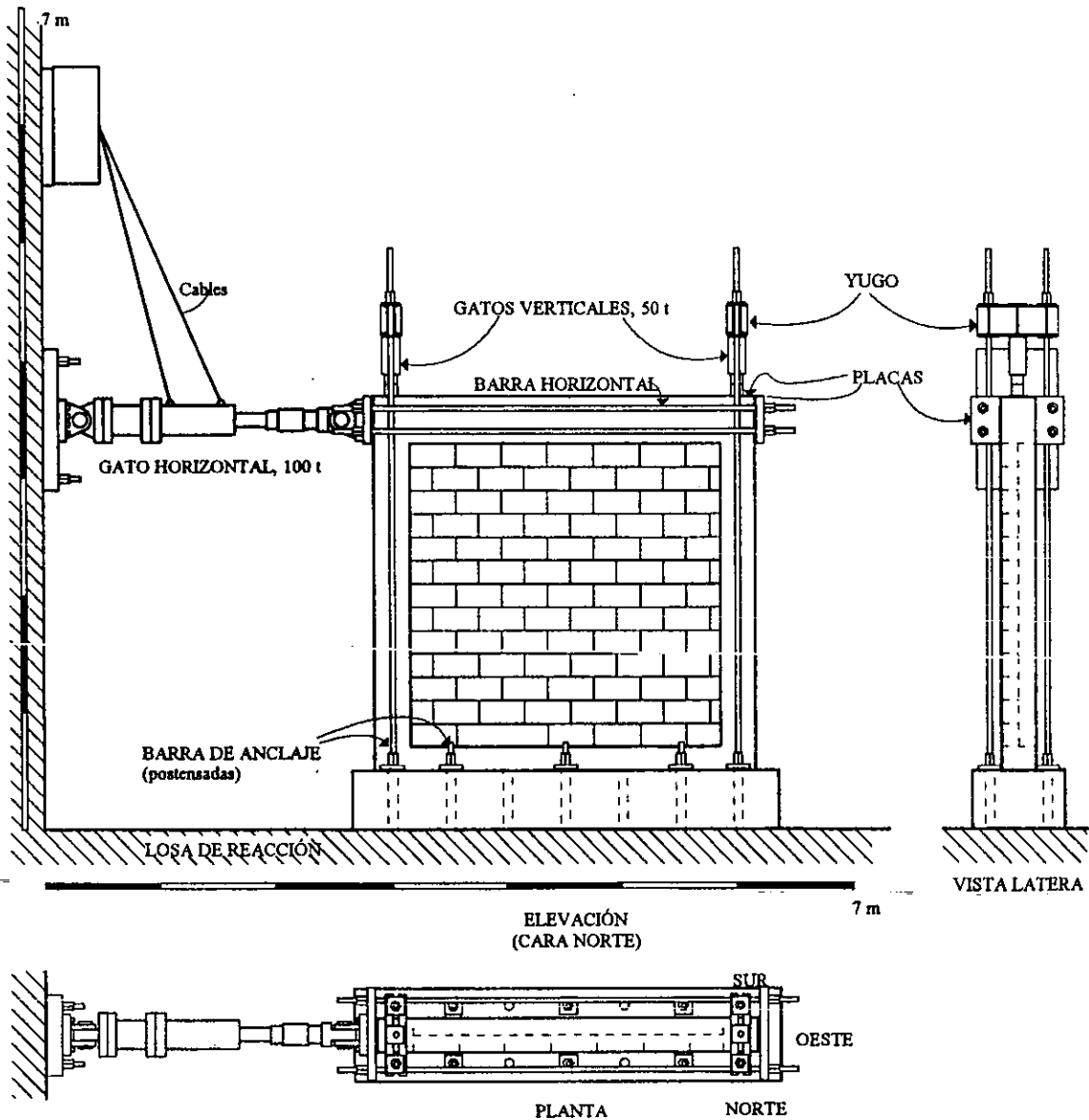


Figura 2.14 Marco de carga

Los modelos fueron fijados en su base sujetando las vigas de cimentación a la losa de reacción mediante barras de acero de alta resistencia de $2\text{ m} \times \phi 1\frac{1}{2}$ pulg (3.81 cm de diámetro), postensadas a 50 t (491 kN).

Se aplicaron cargas verticales concentradas sobre las columnas, para simular las condiciones de carga representativas del espécimen. El ensaye simula el comportamiento ante fuerzas inducidas por sismo; por tanto, se aplicó una fuerza horizontal en la parte superior del modelo simulando este efecto.

De estudios previos realizados a las centrales telefónicas, se decidió aplicar una carga mínima a las columnas de $0.24 f'_c A_g$ (A_g es el área bruta de la sección transversal). Esta carga fue de 45 t (441 kN), sin

embargo, en el ensaye la carga fue de 37 t (363 kN) debido a la poca precisión de las bombas que proporcionaron la carga. Por tanto, se usaron gatos hidráulicos y celdas de 50 t. Para distribuir la carga del émbolo en el área de la columna se usaron placas de acero de 3 pulgadas (7.6 cm de espesor) puestas sobre una capa de yeso para lograr una distribución uniforme. Se usaron gatos pequeños y yugos sujetos a barras de alta resistencia, ancladas a la losa de cimentación.

Para aplicar la fuerza horizontal se uso un gato de 100 t (981 kN), ya que la resistencia cortante teórica era de 70 t (687 kN). La aplicación se hizo en forma directa del gato contra la unión viga-columna del lado este, para los semiciclos positivos, mientras que para los negativos, el gato jalo una placa de 3 pulgadas mediante cuatro barras de alta resistencia.

El anclaje de la viga de cimentación se logró con seis barras postensadas a 50 t (491 kN) cada una, además del anclaje de las cuatro barras extremas que suben hasta los gatos verticales. La viga de cimentación se apoyó sobre una capa de mortero de 2 cm de espesor.

2.5 HISTORIA DE CARGA

A todos los modelos se les aplicó una carga vertical de 37 t (363 kN) a través de dos gatos localizados sobre las columnas, y sin cargas laterales. La carga vertical permaneció constante sobre los muros durante el ensaye. A continuación se comenzó a aplicar la carga lateral en la unión viga-columna del lado este, mediante un gato hidráulico de accionamiento horizontal.

La prueba se controló por distorsión. Para definir la historia de carga se subdividió el ensaye en un número de ciclos adecuado, entre 10 y 20. Comúnmente se realizan de una a tres repeticiones para cada distorsión para evaluar la estabilidad del comportamiento. En esta prueba se decidió hacer solo una repetición.

El final del ensaye se marcó con una distorsión de 0.012, que es la distorsión máxima que permite el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1996) para marcos donde no se afecta a muros o elementos no estructurales. Se puso especial atención para la distorsión de 0.006, debido a que es la máxima permisible cuando se afectan elementos no estructurales.

La carga lateral se aplicó estáticamente mediante ciclos alternados en sentidos opuestos. Un semiciclo es positivo cuando el gato empuja y negativo cuando el gato jala.

En las figuras 2.17 y 2.18, y en la tabla 2.3 se presenta la historia de carga; sin embargo, se tuvo que corregir para el modelo TO, ya que al tratar de llegar a una distorsión de 0.0003 surgió un agrietamiento, y se llegó hasta 0.0005.

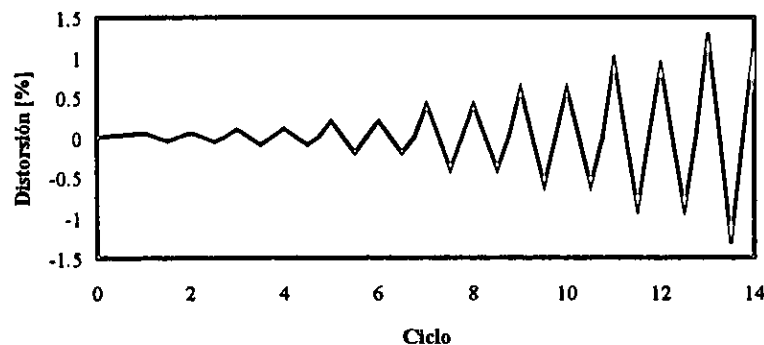


Figura 2.15 Historia de carga del modelo TO

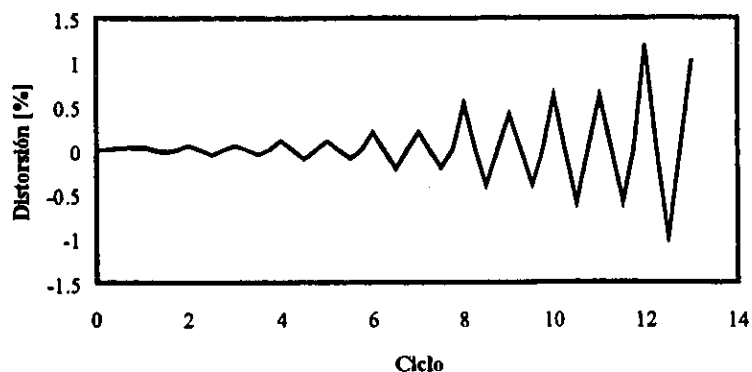


Figura 2.16 Historia de carga del modelo TD

Tabla 2.4. Historia de carga (de distorsión)

Ciclo	Distorsión (TD)	Distorsión (TO)
+1	0.0003	0.0005
-1	-0.0003	-0.0005
+2	0.0005	0.0005
-2	-0.0005	-0.0005
+3	0.0005	0.001
-3	-0.0005	-0.0001
+4	0.001	0.001
-4	-0.001	-0.0001
+5	0.001	0.002
-5	-0.001	-0.002
+6	0.002	0.002
-6	-0.002	-0.002
+7	0.002	0.004
-7	-0.002	-0.004
+8	0.004	0.004
-8	-0.004	-0.004
+9	0.004	0.006
-9	-0.004	-0.006
+10	0.006	0.006
-10	-0.006	-0.006
+11	0.006	0.009
-11	-0.006	-0.009
+12	0.009	0.009
-12	-0.009	-0.009
+13	0.009	0.012
-13	-0.009	-0.012
+14	0.012	0.012
-14	-0.012	-0.012

El ensaye de cada espécimen se llevó de dos a tres días, debido a que las cargas se aplicaron lentamente.

2.6 CAPTURA DE DATOS

La captura de datos se realizó mediante un equipo programable y cuatro cajas de interruptores, controlados por una computadora personal.

Se capturó información del desarrollo de la prueba en pasos intermedios hasta alcanzar los picos de distorsión. También se registró el patrón de agrietamiento a través de cada ciclo, dibujando las grietas observadas en las dos caras del muro. Además se tomaron fotografías del estado de los modelos en los eventos relevantes, y se filmó el desarrollo de cada uno de los ensayos.

Se registro la curva histerética cortante vs distorsión, en un graficador digital conectado a la computadora y a la instrumentación externa (celda de carga horizontal y un transductor de desplazamiento a la altura de la trabe).

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO DEL MODELO DE CONTROL (TO)

3.1 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS

La deformación principal es la distorsión definida como el cociente entre el desplazamiento horizontal en el eje de la trabe y la altura del espécimen hasta el transductor, y descontando la altura de la viga de cimentación, figura 3.1.

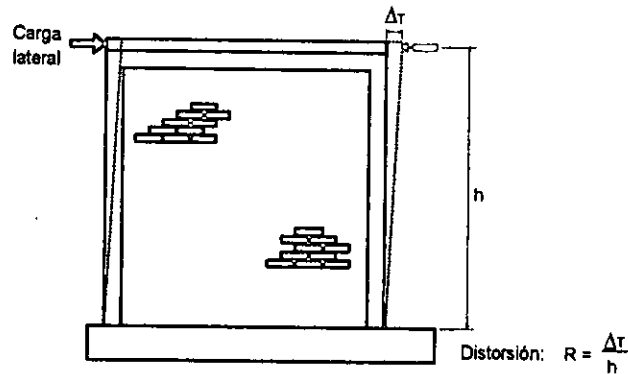


Figura 3.1 Definición de distorsión

El modo de falla de los modelos se estudió a partir de la contribución de las deformaciones por flexión y por cortante que se originan en los muros bajo la acción de cargas laterales, figura 3.2.

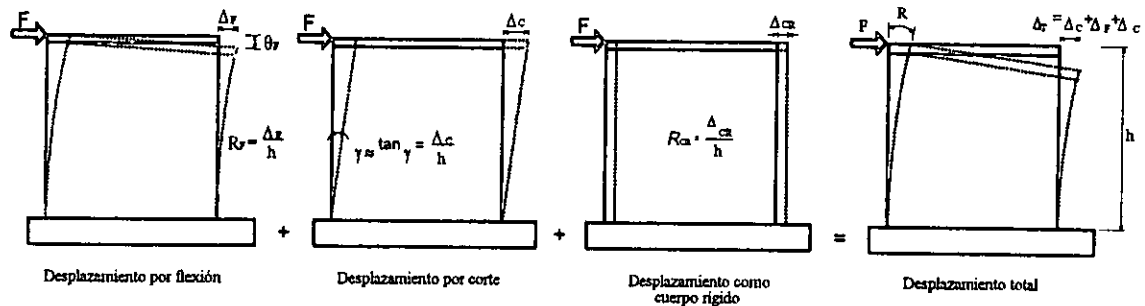


Figura 3.2 Contribuciones al desplazamiento total de los modelos

Los micrómetros colocados en cada uno de los especímenes, proporcionaron la información para obtener la deformación por corte.

Las fuerzas cortantes producen una deformación angular o distorsión, de la misma manera que las fuerzas axiales originan deformaciones longitudinales, pero con una diferencia fundamental: un elemento sometido a tensión experimenta un alargamiento, mientras un elemento sujeto a una fuerza cortante no varía la longitud de sus lados, manifestándose por el contrario un cambio de forma, de rectángulo a paralelogramo (al menos en el intervalo elástico).

La deformación angular es aquella debida a los esfuerzos cortantes que actúan sobre un elemento y se define como:

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| \tag{3.1}$$

donde:

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \delta_1 / L_1 \\ \varepsilon_2 &= \delta_2 / L_2 \end{aligned} \tag{3.2}$$

- γ = deformación angular del tablero,
- ε_1 = deformación de la diagonal anterior (figura 3.3),
- ε_2 = deformación de la diagonal posterior,
- δ_1 = acortamiento o alargamiento en la diagonal anterior,
- δ_2 = acortamiento o alargamiento en la diagonal posterior,
- L_1 = longitud inicial de la diagonal anterior, y
- L_2 = longitud inicial de la diagonal posterior.

La expresión se aplica cuando en los muros se cumple que $L = h$, por tanto es válido para nuestra prueba.

Las deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería se incluyen al calcular la deformación angular de la forma anterior. Cuando se aplica una carga lateral, una diagonal se alarga, mientras la otra se acorta, figura 3.3.

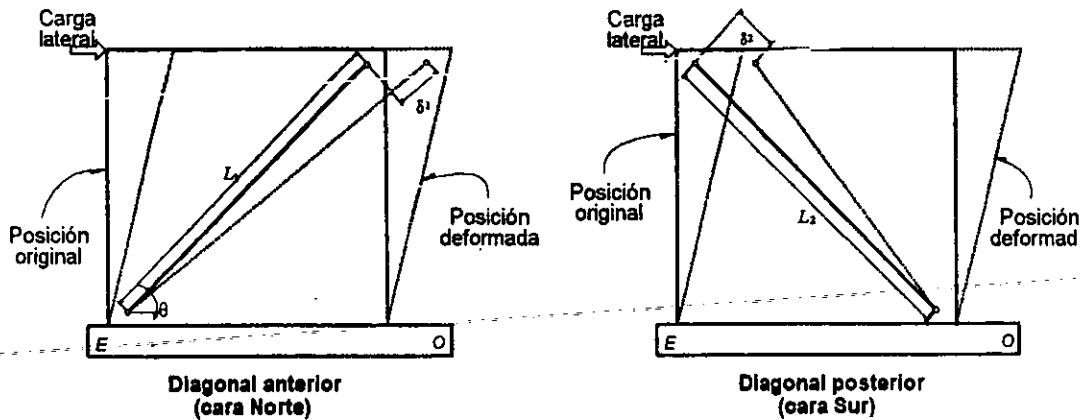


Figura 3.3 Deformación angular de los modelos

La deformación del tablero está compuesta de manera aproximada, por las deformaciones debidas a los efectos de cortante y de flexión, entonces se puede escribir:

$$R = \gamma + \theta \tag{3.3}$$

donde:

- R = distorsión,
- γ = deformación angular promedio, y
- θ = contribución de la flexión a la distorsión.

La rotación se determinó con base en los registros de los transductores de desplazamiento e incluyen deformaciones elásticas e inelásticas de los modelos, también la rotación local de las columnas en ciclos inelásticos a grandes distorsiones. La rotación se calculó con la siguiente expresión

$$\theta_{muro} = (l_T - l_C) / s \quad (3.4)$$

donde:

θ_{muro} = rotación del muro,
 l_T = desplazamiento medido en el lado a tensión,
 l_C = desplazamiento medido en el lado a compresión, y
 s = distancia entre los transductores.

De acuerdo con la rotación calculada, la curvatura se obtiene como:

$$\varphi = \theta_{muro} / L \quad (3.5)$$

Donde:

L = longitud de la región sobre la cual se midió la rotación.

3.2 PATRÓN DE AGRIETAMIENTO

Este espécimen fue el modelo de control que permitió evaluar el efecto de la rehabilitación mediante recubrimiento de concreto armado. Por tanto, no tuvo ningún tipo de refuerzo. A este modelo se le aplicaron 13 ciclos completos.

En el ciclo +1 ocurrió el primer agrietamiento (en escalera) en la parte central del muro, del lado de la esquina inferior este. Para este momento la carga lateral era de 11.5 t (113 kN) y la distorsión de 0.05 por ciento (desplazamiento horizontal de 1.5 mm). También en este ciclo se presentaron algunas grietas en la esquina superior oeste, así como en la unión marco-mampostería del lado este.

En el ciclo +7 la carga era de 26.4 t (258 kN) y la distorsión de 0.4 por ciento (desplazamiento de 12.1 mm). Aparecieron grietas en la esquina superior este (en trabe y columna), y en la columna en la parte inferior oeste, a 45° aproximadamente. Algunas piezas de bloque de concreto empezaron a aplastarse en la diagonal principal, en la parte central. La separación entre el marco y muro se hacía más notoria.

El cortante máximo se alcanzó en el ciclo +9 y fue de 27.9 t, para una distorsión de 0.6 por ciento (desplazamiento de 18.0 mm). Aumentó el grado de aplastamiento de los bloques.

Para el ciclo -9 aparecieron grietas a 45° en las columnas en dirección de la otra diagonal. Se presentan más grietas por todo el muro. El aplastamiento de los bloques de concreto es más notable. La carga en este ciclo era de 23.7 t (258 kN) y la distorsión de 0.6 por ciento (desplazamiento de 18.2 mm).

La pieza central donde cruzan las diagonales se aplasta completamente. Esto sucede en el ciclo +10, con una carga de 23.2 t (228 kN) y una distorsión de 0.6 por ciento (desplazamiento de 18.45 mm).

En el ciclo -13 se forma un hueco en la parte central del muro. Aparecen más grietas en columnas y trabes. La carga era de 21.45 t (210 kN) y la distorsión de 1.3 por ciento (desplazamiento de 39.2 mm), esta distorsión fue la máxima.

La prueba se detuvo en el ciclo +14, con una carga de 15.45 t (152 kN) y un distorsión de 1.2 por ciento (desplazamiento de 36.21 mm). Se podía observar a través del muro debido al aplastamiento de la parte central, así como en la parte inferior.

El cortante de agrietamiento ocurrió para una carga de 11.55 t y distorsión de 0.05 por ciento (desplazamiento de 1.5 mm). En la figura 3.4 se muestra en el estado final del muro. La evolución del agrietamiento se observa en la figura 3.5.

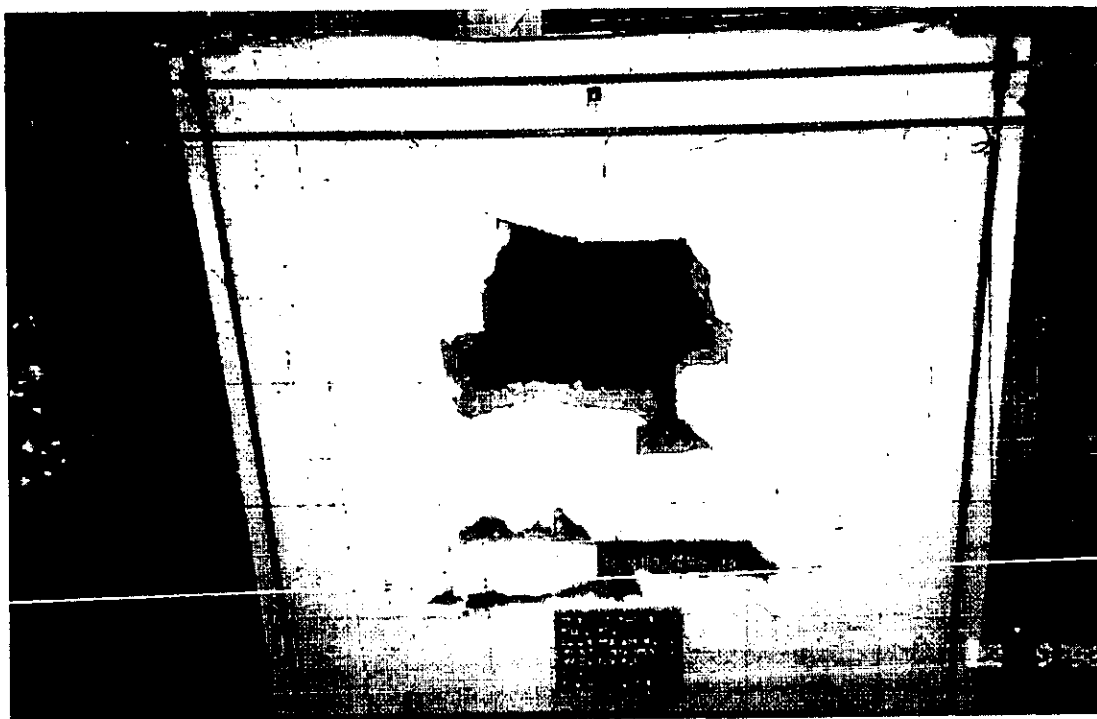


Figura 3.4 Estado final del modelo TO

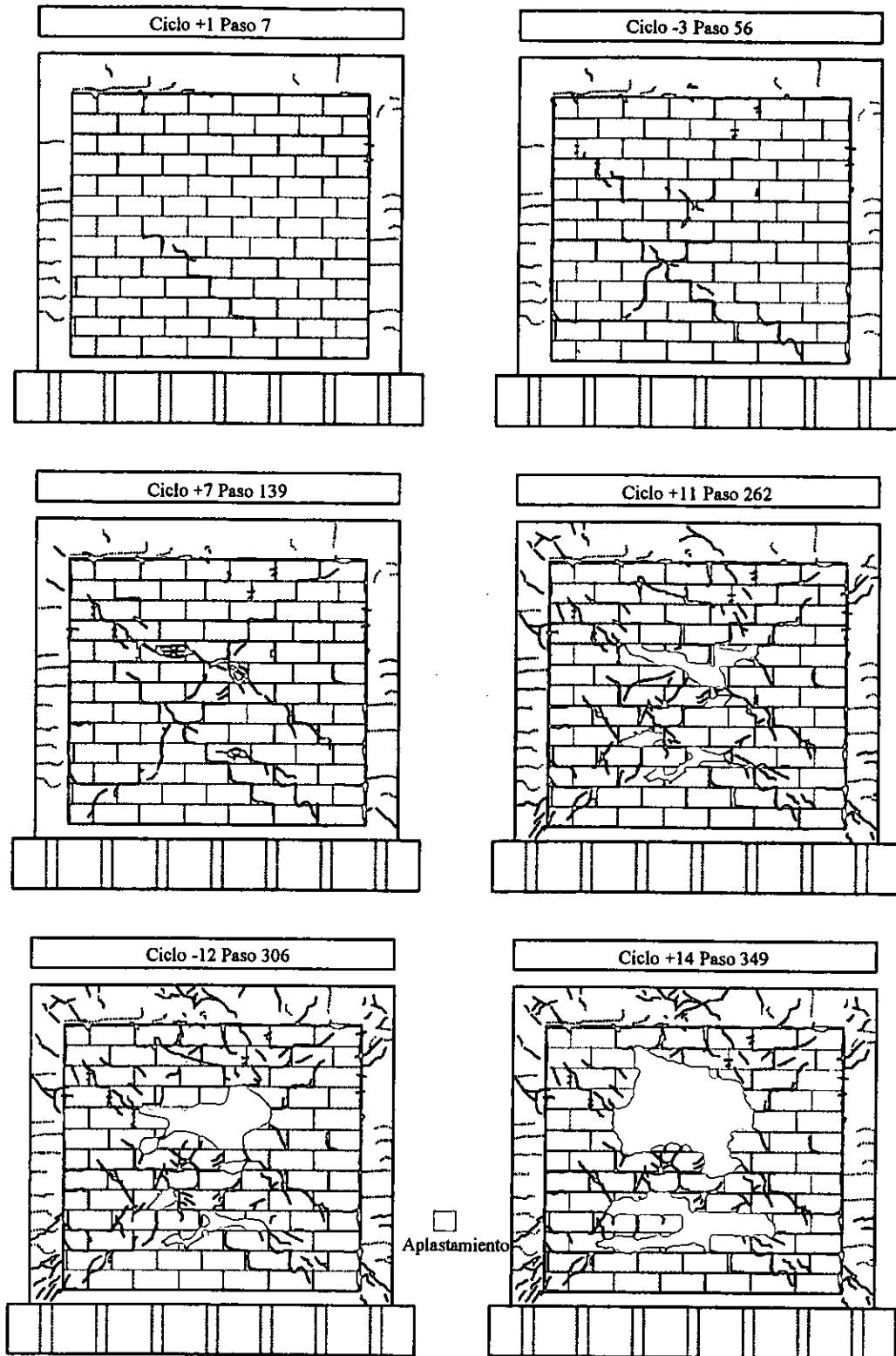


Figura 3.5 Evolución del agrietamiento durante el ensayo

3.3 CURVA DE HISTÉRESIS

La curva de histéresis resume el comportamiento global inelástico fuerza cortante-distorsión del espécimen. En ella se identifican los ciclos de carga y descarga a distorsiones crecientes del ensayo cíclico reversible. El área dentro de los lazos histéreticos es proporcional a la energía disipada por el sistema mediante distintos mecanismos como la fricción entre las superficies de las grietas o la incursión en el intervalo inelástico de los materiales que componen la estructura y la fluencia del acero, por ejemplo.

La curva histéretica del espécimen TO se muestra en la figura 3.6; la gráfica presenta la distorsión contra la carga lateral registradas durante el ensayo.

Para cada distorsión se realizó una repetición, se observó que para ciclos consecutivos (misma distorsión) la resistencia era menor. Lo anterior indica que hubo degradación de la rigidez, debido al deterioro de la mampostería ocasionado por el agrietamiento.

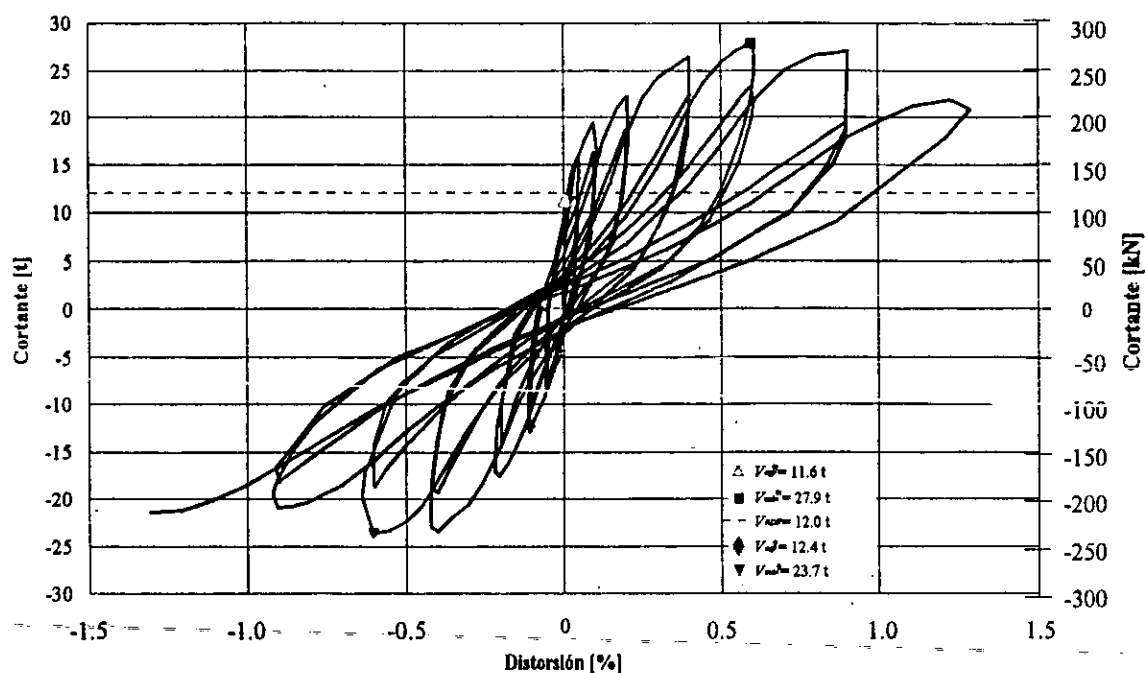


Figura 3.6 Curva histéretica del modelo TO

Los lazos histéreticos fueron simétricos entre los ciclos positivos y negativos. El comportamiento del muro fue elástico hasta una carga aproximada de 11.6 t (113 kN) y 0.05 por ciento de distorsión. Después, el comportamiento fue inelástico (grietas en esquinas inferiores). Cuando la distorsión se incrementó, el agrietamiento progresó hacia el centro y zona superior del muro. Se presentaron grietas de tensión sobre sus diagonales, conformando una patrón de agrietamiento principal en forma de X. La histéresis se presenta desde el primer ciclo, aunque muy pequeña.

En el ciclo +9 y -9 se registraron los cortantes máximos, 27.9 (273 kN) y -23.7 t (232 kN), para ciclos positivos y negativos, respectivamente. Una vez alcanzado el cortante máximo la resistencia y rigidez fueron decayendo, debido al aplastamiento de las piezas de bloque de concreto.

El cálculo del V_{RDF} se presenta en el capítulo 5, sección 5.6

3.4 ENVOLVENTE

La gráfica de la envolvente del espécimen TO se muestra en la figura 3.7.

Las envolventes de respuesta reflejan el comportamiento de los modelos ante cargas laterales cíclicas. La curva se forma a partir de los valores de fuerza cortante alcanzados en cada distorsión, tanto para ciclos iniciales como para las repeticiones. Los valores corresponden a los ciclos positivos de la prueba. Para ciclos negativos la tendencia de la curva es muy similar a la anterior. En la figura 3.7 se observa la pérdida de resistencia en las repeticiones, consecuencia del agrietamiento de la mampostería en los primeros ciclos.

Las curvas presentan tres etapas características de comportamiento. En la primera parte existe un comportamiento elástico-lineal, hasta que se alcanzan las distorsiones que producen el primer agrietamiento inclinado. En la segunda etapa disminuye la rigidez, esto sucede entre el primer agrietamiento inclinado y la resistencia del espécimen. En este intervalo aumenta el agrietamiento, y se forman grietas diagonales principales. La última etapa, que se inicia después de la resistencia máxima hasta la falla del espécimen, exhibe grandes desplazamientos asociados a una notable degradación de la rigidez y resistencia. Esto se debe al aplastamiento de la mampostería.

Además, en la envolvente se señalan algunos puntos de interés, el cortante de agrietamiento, la resistencia máxima y el cortante calculado con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

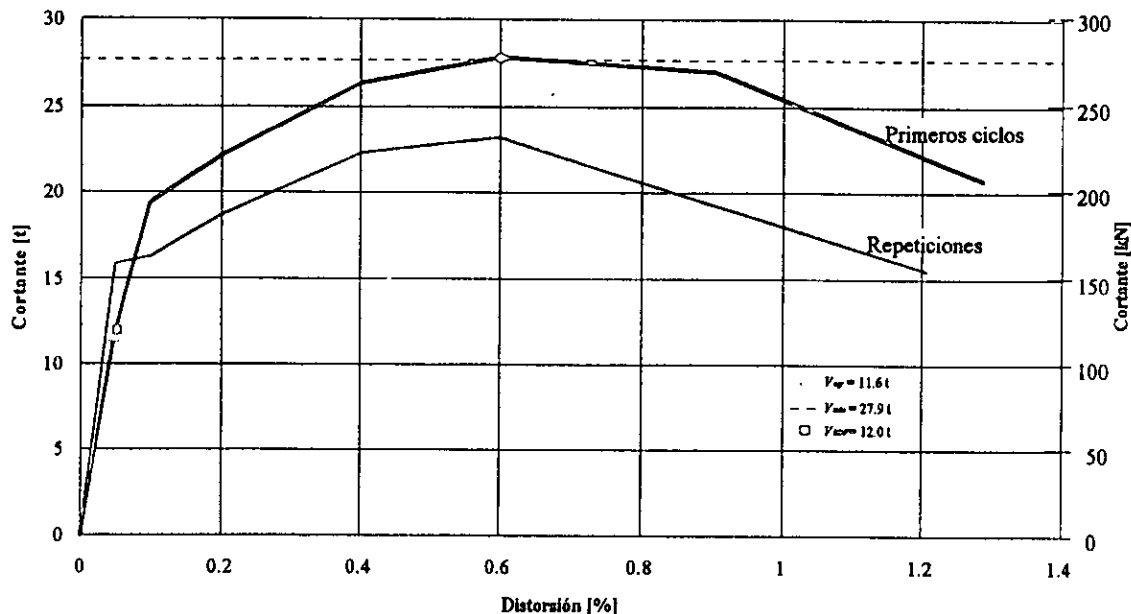


Figura 3.7 Envolvente de respuesta del TO

La primera grieta inclinada surge con el 0.05 por ciento de distorsión. El cortante de agrietamiento se da para una distorsión de 0.05 por ciento. La carga máxima se alcanzó en una distorsión de 0.6 por ciento.

3.5 RIGIDEZ

La rigidez es un parámetro muy importante en el análisis de las estructuras. Involucra la geometría y las propiedades de los materiales que forman dicha estructura. En este apartado se analizan la rigidez teórica (elástica), de ciclo y equivalente.

- **RIGIDEZ ELÁSTICA:** El ensaye del muro se hizo como un sistema de carga en voladizo; por tanto, la rigidez elástica se puede calcular de la siguiente manera, tomando en cuenta las componentes de flexión y de corte:

$$k = \left[\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG} \right]^{-1} \quad (3.6)$$

donde:

h = altura del espécimen,

E = módulo de elasticidad del material que forma al espécimen,

I = momento de inercia con respecto al eje centroidal de la sección transversal,

A = área de cortante, y

G = módulo de rigidez al cortante.

En los muros la rigidez depende de las propiedades de la mampostería, así como de las columnas, por lo que para utilizar la expresión es necesario aplicar el concepto de sección transformada. Las relaciones modulares que se obtienen son las siguientes:

$$n_g = \frac{E_c}{E_m} \qquad n_o = \frac{G_c}{G_m}$$

donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto en las columnas,

E_m = módulo de la elasticidad de la mampostería,

G_c = módulo de rigidez al cortante en las columnas, y

G_m = módulo de rigidez al cortante en la mampostería.

A continuación se presentan los valores teóricos y experimentales (tabla 3.1), estos últimos calculados como la pendiente de la recta en el intervalo elástico.

Tabla 3.1 Comparación de las rigideces experimentales y teóricas

Espécimen	Rigidez elástica (t/cm)	Rigidez experimental (t/cm)	$\frac{\text{Rigidez experimental}}{\text{Rigidez elástica}}$
TO	44.8	78.9	1.76

Los siguientes parámetros de rigidez determinan la degradación de la rigidez a lo largo de la prueba. En las figuras 3.8 y 3.9 puede verse como la degradación se da de manera acelerada en los primeros ciclos. A partir de que el modelo alcanza su resistencia, la pendiente de la curva decrece en forma paulatina.

- **RIGIDEZ DE CICLO:** Se calcula como la pendiente de la secante que une los picos de los semiciclos en un ciclo histerético. Esta definida como:

$$K_p = \frac{V^+ + |V^-|}{R^+ + |R^-|} \quad (3.7)$$

donde:

K_p = rigidez de ciclo,

V^+ = fuerza cortante máxima en el semiciclo positivo,

V^- = fuerza cortante máxima en el semiciclo negativo,

R^+ = distorsión correspondiente a V^+ , y

R^- = distorsión correspondiente a V^- .

La degradación de la rigidez se realizó como se observa en la figura 3.8. La rigidez había decaído en 22 por ciento, en una distorsión de 0.1 por ciento. A partir de este momento la degradación se da de manera mucho más acelerada, debido a las primeras discontinuidades (grietas) que se presentaron. Para una distorsión de 0.2 por ciento la rigidez había disminuido en un 51 por ciento. Una pérdida de rigidez del 69 por ciento se da para una distorsión de 0.4 por ciento. La curva tiene una forma parabólica, característica de los muros de mampostería (Pineda, 1996).

- **RIGIDEZ EQUIVALENTE:** Esta rigidez es la pendiente de la secante, pero a diferencia de la rigidez de ciclo, esta une el punto de máxima distorsión de un semiciclo con el punto de cortante cero.

En los primeros ciclos la disminución de la rigidez se da en forma importante. Para 0.1 por ciento de distorsión decayó 20 por ciento, y 51 por ciento para una distorsión de 0.2 por ciento. Con una distorsión de 0.4 por ciento la pérdida de rigidez era mas de la mitad, 68 por ciento. La tendencia de la curva obtenida es similar a la de la rigidez de ciclo la equivalente, como se observa en la figura 3.8.

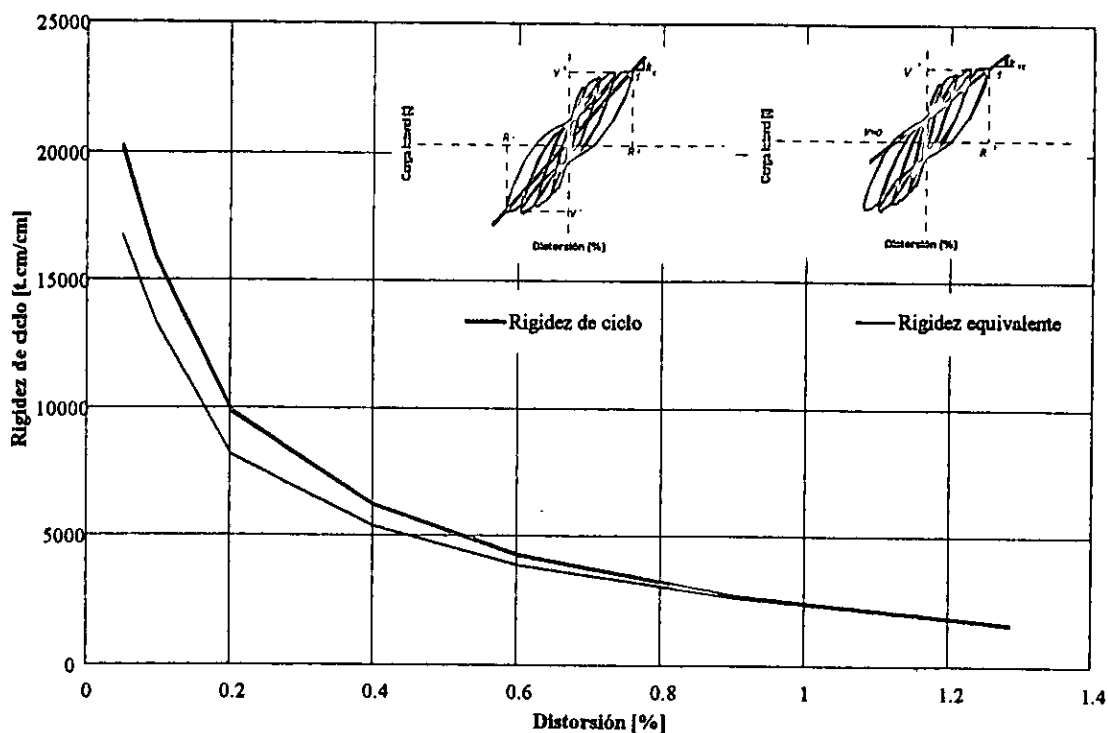


Figura 3.8 Degradación de rigidez de ciclo y equivalente del modelo TO

3.6 DEFORMACIÓN ANGULAR DEL MURO

La deformación angular γ se calculó con el criterio de resistencia de materiales presentado en 3.1. La gráfica se muestra en la fig. 3.9. En los primeros ciclos el espécimen siguió un comportamiento elástico con algo de histeresis hasta el ciclo -4. A partir de este ciclo los lazos de la curva tuvieron una pendiente menor. A partir del ciclo +9, donde el modelo alcanza su resistencia, la deformación angular crece rápidamente hasta llegar a una distorsión de 1.2 por ciento en el ciclo +14 con un valor de 0.02.

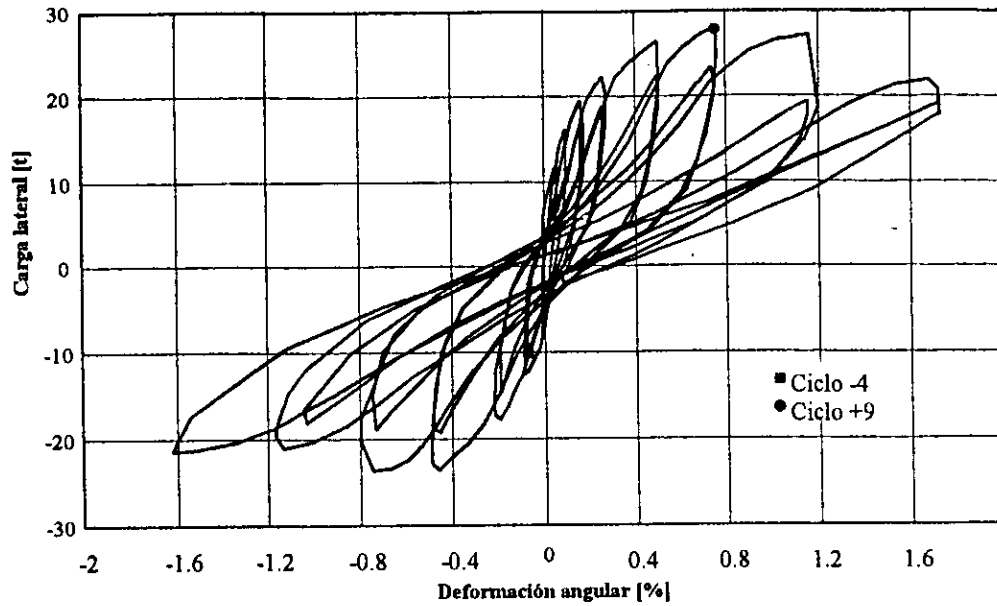


Figura 3.9 Deformación angular del muro de mampostería del espécimen TO

3.7 DEFORMACIÓN ANGULAR DEL MARCO

El comportamiento elástico del marco también se da hasta el ciclo -4, figura 3.10. La deformación crece aceleradamente a partir de que se alcanza una distorsión de 0.1 por ciento y una carga de 19.35 t. Las deformaciones del marco son alrededor de un 20 por ciento menos que las del muro, esto en la etapa final del ensaye.

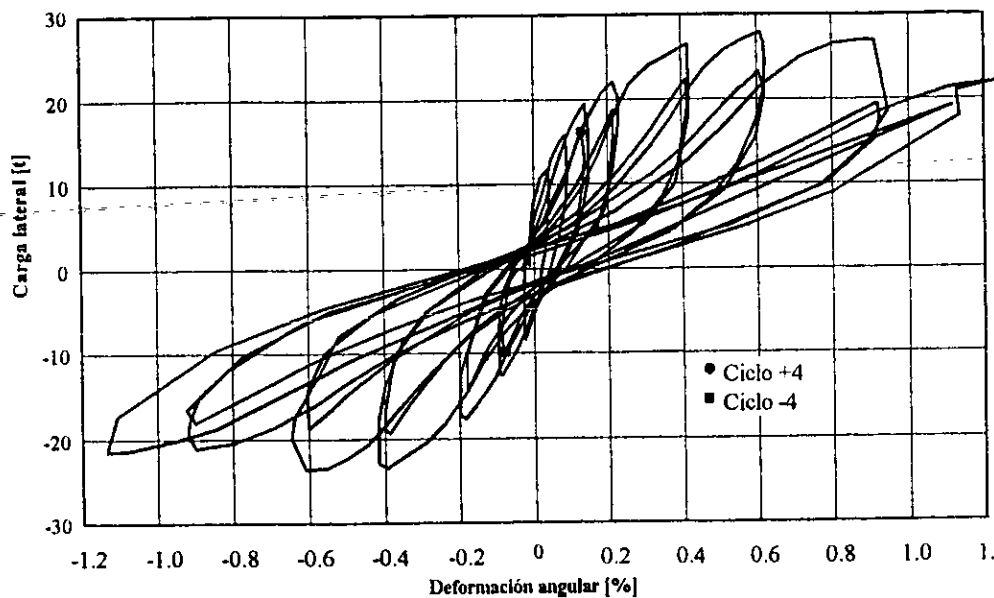


Figura 3.10 Deformación angular del marco de concreto del modelo TO

La deformación angular de la mampostería, en este espécimen, le corresponde valores más grandes que las del marco. La máxima deformación se alcanza en ciclo +14 y es de 1.2 por ciento.

3.8 ROTACIONES EN LAS COLUMNAS

Son dos las regiones en las cuales se registró la rotación local (columnas este y oeste), ver figura 2.9, ambas en la parte inferior de las columnas. La primera se encuentra 40 cm arriba de la viga de cimentación, la segunda región se ubica entre los 40 y los 60 cm. La figura 3.11 muestra que las rotaciones en la región 2 fueron mayores que en la región 1. Las regiones presentaron un comportamiento elástico lineal hasta el ciclo +4. La máxima rotación en la región 1 fue de 0.29% en las columnas este y oeste. Mientras que en la región 2, las columnas este y oeste, se registraron valores de -1.1% y 0.95%, respectivamente.

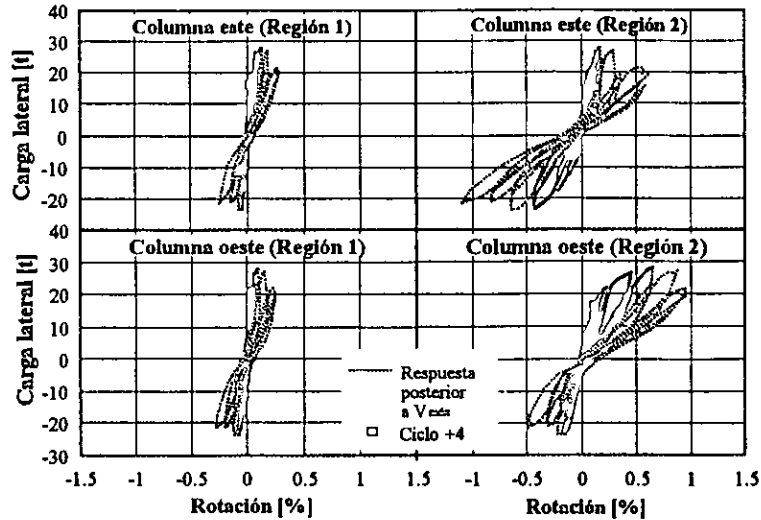


Figura 3.11 Rotaciones en las columnas del modelo TO

3.9 ROTACIONES EN EL MODELO

Se analizaron tres regiones sobre la altura del espécimen limitadas por las secciones de las columnas que fueron instrumentadas con transductores de desplazamiento. Las rotaciones del modelo en general son más pequeñas que las de las columnas (figuras 3.12 y 3.13). Por ejemplo, para la región 1 la rotación máxima fue de -0.03% y en la región 2 -0.097%, como se puede observar la rotación también es mayor en la región 2, al igual que en las rotaciones de las columnas.

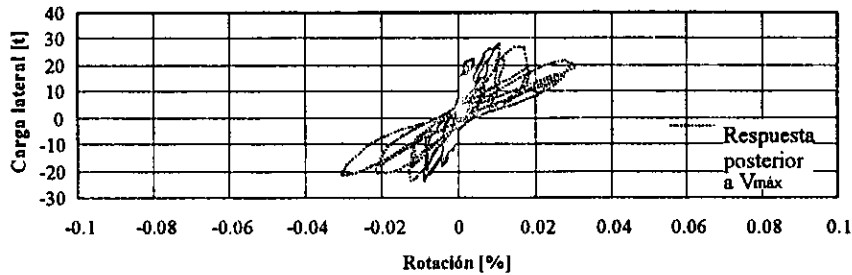


Figura 3.12 Rotaciones en el espécimen TO (Región 1)

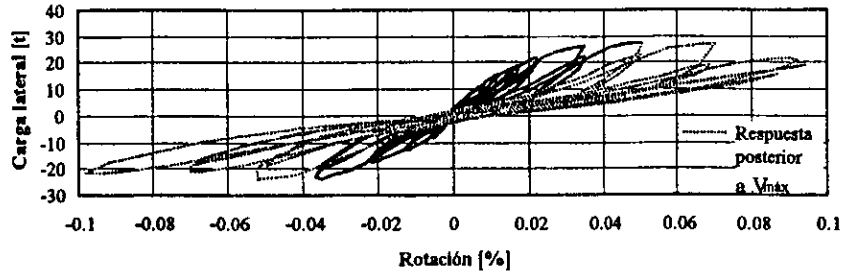


Figura 3.13 Rotaciones en el espécimen TO (Región 2)

3.9.1 Curvatura

De acuerdo con el diagrama de momentos de una viga en voladizo, el momento aumenta linealmente hacia el extremo empotrado. Por tanto, en el intervalo elástico las curvaturas son lineales y tienen su máximo en la base del muro. La figura 3.14 muestra la curvatura del modelo para ciclos positivos y negativos, en función de la altura del muro. Las curvaturas mayores se encuentran en la base del muro. El valor más grande (0.0025 por ciento) se obtuvo en un ciclo negativo. Las curvaturas aumentaron con la distorsión, pero fueron muy semejantes para la misma distorsión.

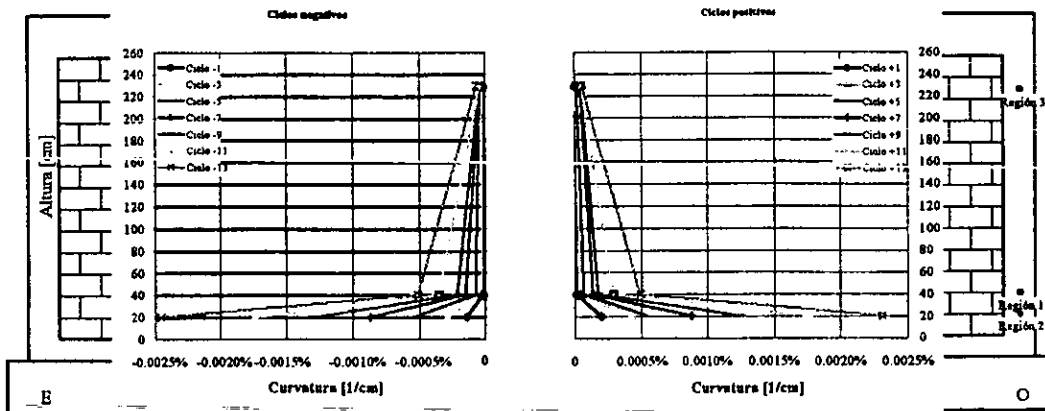


Figura 3.14 Curvatura del espécimen TO

3.10 SEPARACIÓN DEL MURO RESPECTO DEL MARCO

La separación del muro respecto del marco se registró mediante 10 transductores de desplazamiento de 25 mm de carrera. Se colocaron principalmente en las esquinas del modelo, uno horizontal y otro vertical. La máxima separación se presentó en ciclo +13 (final de la prueba) con una carga de 20.75 t (204 kN) y 1.29 por ciento de distorsión, el valor obtenido fue de 1.562 mm para el transductor horizontal, colocado en la esquina inferior oeste. Sin embargo, desde el ciclo +1 se observó una separación en la esquina superior Oeste, y se registraba una lectura de 0.44 mm. Conforme la distorsión crecía la separación era mayor.

La separación continuó en toda la longitud de la unión muro-columna (Oeste), también en la parte central de la unión este. En el ciclo +7 ya se había separado toda la unión muro-marco excepto en la base. Las separaciones máximas se registraron (figura 3.15) en la esquina superior este y en la esquina inferior Oeste, muy cercanas a los picos de carga, y después de haber alcanzado el cortante máximo.

Los resultados presentan tendencias esperadas, pero no coinciden estrictamente con el comportamiento que idealmente se ha presentado en marcos con muro diafragma. En la figura 3.16 se

presenta esquemáticamente la deformada del muro a partir de las mediciones obtenidas en algunos picos de carga del ensaye. Se ha idealizado que los lados del muro permanecen rectos.

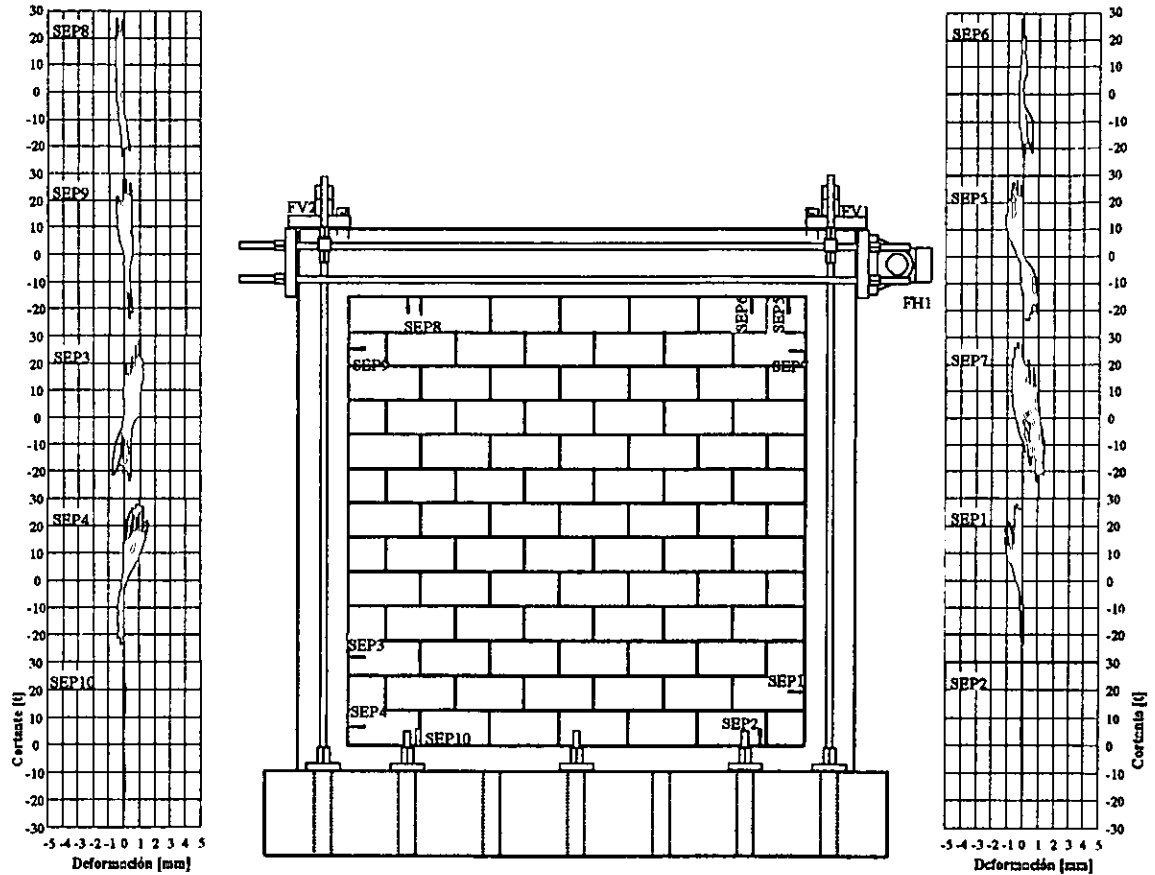


Figura 3.15 Separaciones del muro contra el marco

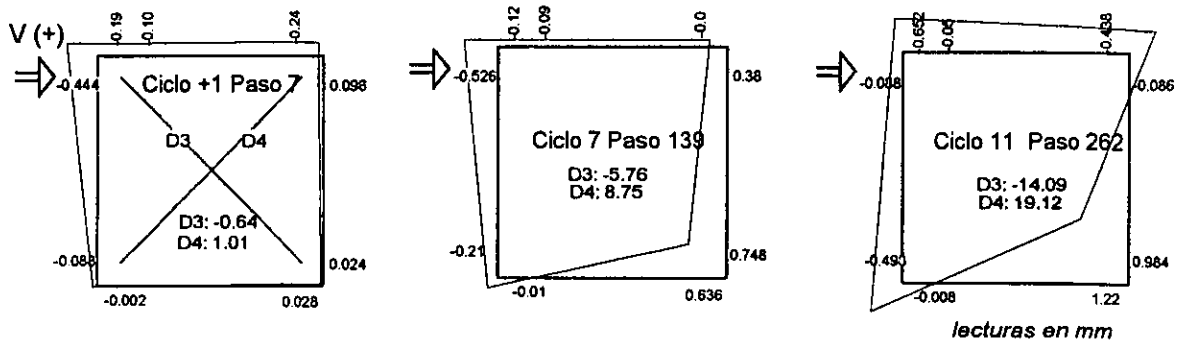


Figura 3.16 Separación entre marco y muro del espécimen TO

3.11 DEFORMIÓMETROS

La resistencia de un material no es el único criterio que debe utilizarse al diseñar estructuras. En ocasiones, la rigidez tiene la misma o mayor importancia. Otras propiedades como la dureza, la tenacidad y la ductilidad influyen en la elección de un material, aunque en menor grado. Estas propiedades se

determinan mediante pruebas de laboratorio, y se comparan los resultados obtenidos con los patrones ya establecidos.

Una de estas pruebas es la tensión del acero. Considérese una probeta de acero sujeta entre las mordazas de una máquina de pruebas de tensión, la atención se concentra simultáneamente en la carga y el alargamiento de una determinada longitud de la misma. Los resultados se suelen representar en un gráfico en el que las ordenadas se llevan las cargas y en las abscisas los alargamientos, figura 3.17.

Los deformímetros se colocaron según se indico en la sección 2.2.2 en el refuerzo longitudinal y transversal de las columnas y trabes. La información que se obtuvo fue muy similar en cada uno de ellos.

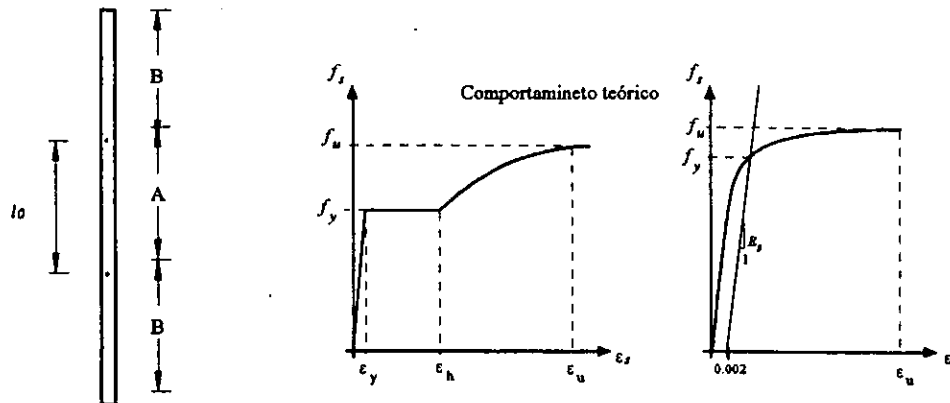


Figura 3.17 Prueba de tensión del acero

3.11.1 ARMADO DE COLUMNAS Y TRABE

Las gráficas muestran la deformación contra la fuerza horizontal. Los valores positivos en la deformación corresponden a deformaciones de tensión. La fuerza positiva corresponde a la aplicación de una fuerza horizontal de izquierda a derecha en el esquema del armado de las figuras (ciclos positivos). La deformación nominal de fluencia (teórica) para el acero longitudinal es 0.21 por ciento; para el transversal es 0.14 por ciento (0.3 por ciento experimentalmente), y 0.25 por ciento para el acero de la malla. Estas deformaciones se compararon con las registradas por los deformímetros, de esta forma se obtuvo el trabajo del acero en los puntos importantes de la prueba.

Las deformaciones registradas en el refuerzo longitudinal correspondieron a valores cercanos a $0.6 \epsilon_y$. Solo el deformímetro C1 alcanzó $0.8 \epsilon_y$. El refuerzo tuvo un comportamiento dentro del intervalo elástico, hasta que se suspendió la prueba a una distorsión de 1.2 por ciento. La gráficas se muestra en la figura 3.18.

Las deformaciones máximas registradas por los deformímetros colocados en los estribos (figura 3.20) correspondieron a valores de $0.7 \epsilon_y$. Sin embargo, el estribo E3 alcanzó una deformación de $1.2 \epsilon_y$; entre el paso 259 y 260 el estribo alcanzó la deformación de fluencia teórica, esto debido a la aparición de nuevas grietas. La carga era de 26.55 t (260 kN) y la distorsión de 0.8 por ciento.

En los deformímetros se observó que, para ciclos positivos y negativos, las deformaciones son de signo contrario en instrumentos colocados en la misma sección de la columna, pero en caras opuestas. Lo anterior muestra que las columnas se deformaron por flexión en sus extremos. Los resultados concuerdan con una deformación en donde las columnas se flexionan en doble curvatura como se observa en la figura 3.19.

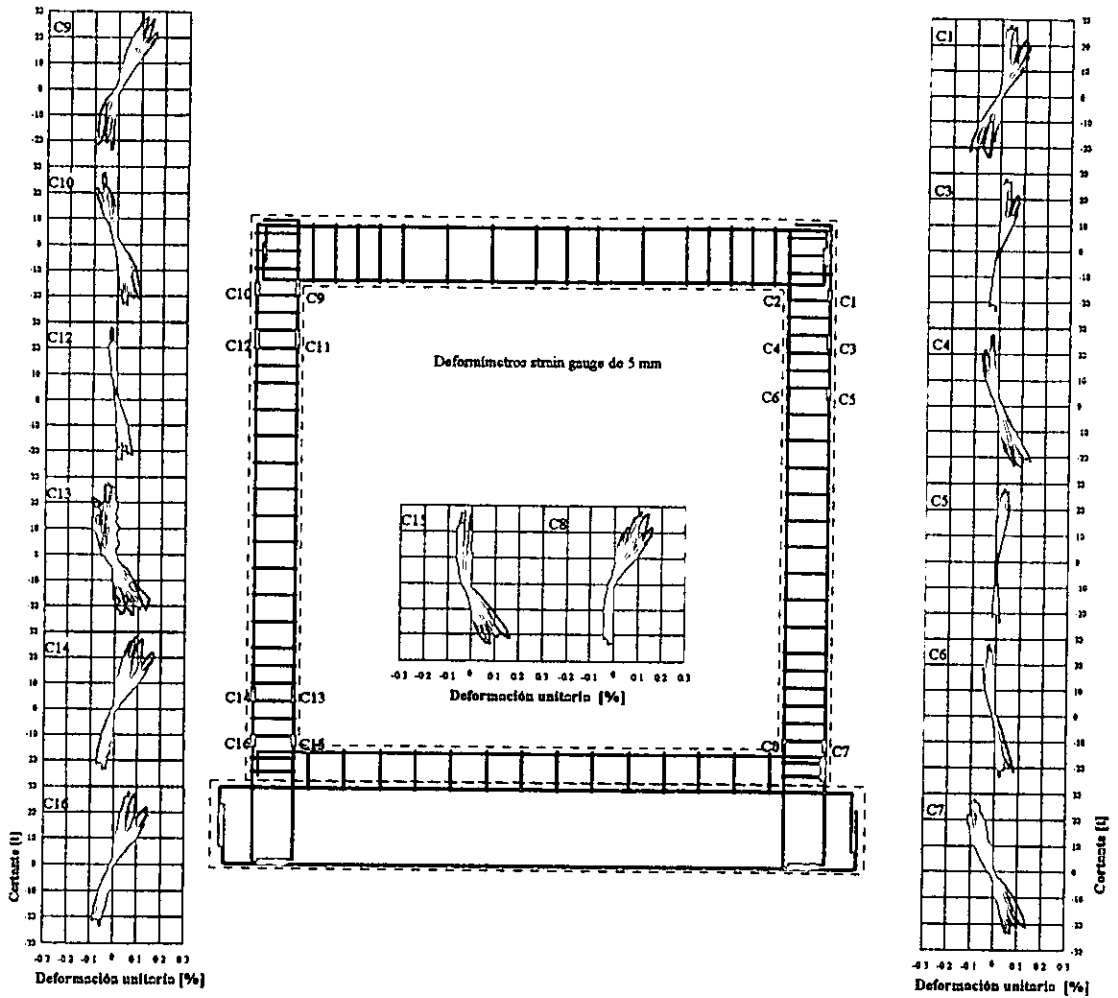


Figura 3.18 Deformímetros ubicados en el acero longitudinal de las columnas

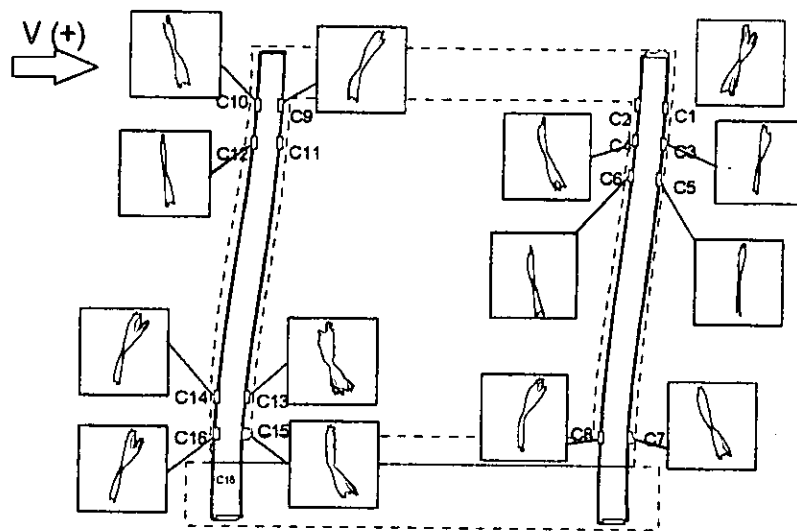


Figura 3.19 Deformación esquemática en las columnas del espécimen TO deducida de los deformímetros

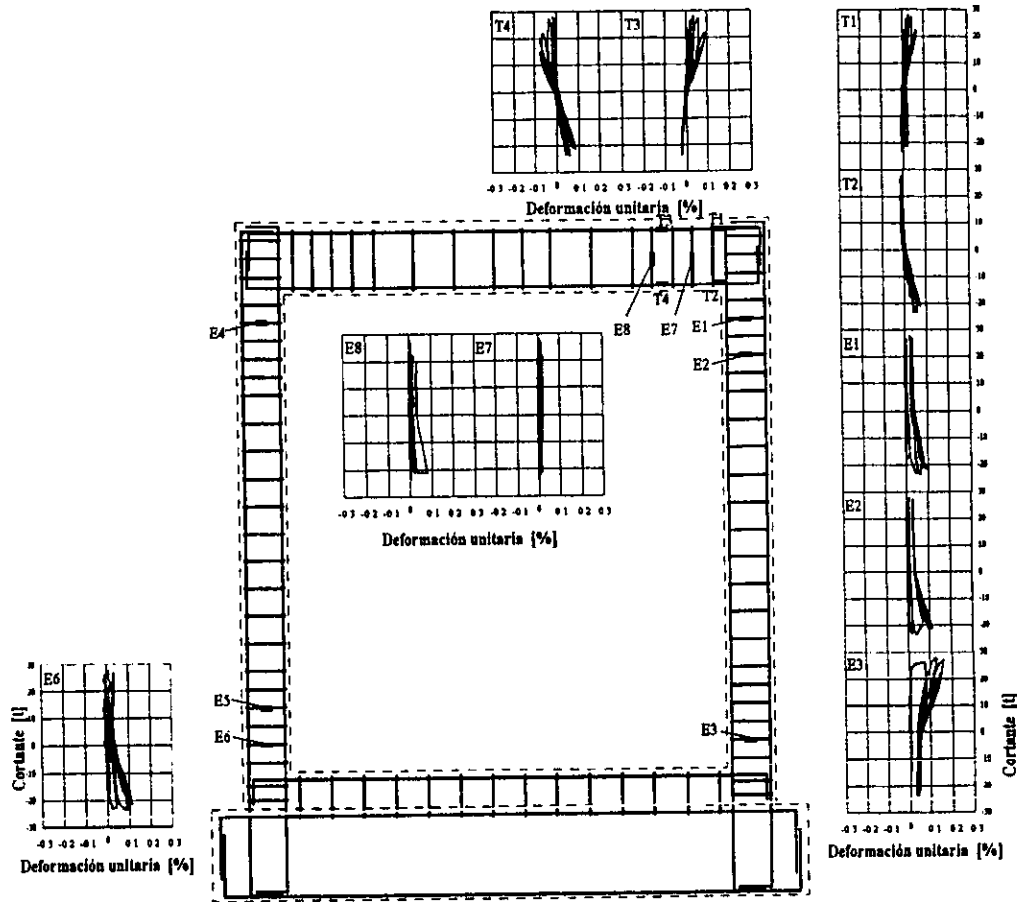


Figura 3.20 Deformímetros ubicados en el acero transversal de trabe y columnas

3.2.2 Bloques

En el diseño de marcos rellenos con muros de mampostería y con muros de concreto adosados los diseñadores acostumbran despreciar la contribución del muro de mampostería (Flores, 1999). Se trata como cimbra posterior, y según la hipótesis de diseño, no tiene ningún efecto en la resistencia o rigidez del conjunto.

Los deformímetros muestran las deformaciones sufridas por la mampostería, e indirectamente, el estado de esfuerzos. Los valores negativos (figura 3.22) de las lecturas deformaciones por compresión.

Las rosetas se colocaron en los bloques como se describe en la sección 2.2.2. Cada roseta tenía tres deformímetros, uno que medía las deformaciones verticales, otro las horizontales y el último registraba las deformaciones a 45°. Se considero que la deformación máxima era de 0.003, asociada al aplastamiento del bloque de concreto. Las rosetas se colocaron en el centro de cada bloque de modo que sólo ahí se registró información. Así por ejemplo, en el ciclo +7 con una carga de 26.4 t (258 kN) y una distorsión de 0.004, una grieta atravesó el bloque que tenía la roseta número tres, sin embargo, ésta no registro ningún cambio en el valor de las deformaciones. La grieta paso por la esquina superior Oeste del bloque y la roseta se localizaba en el centro.

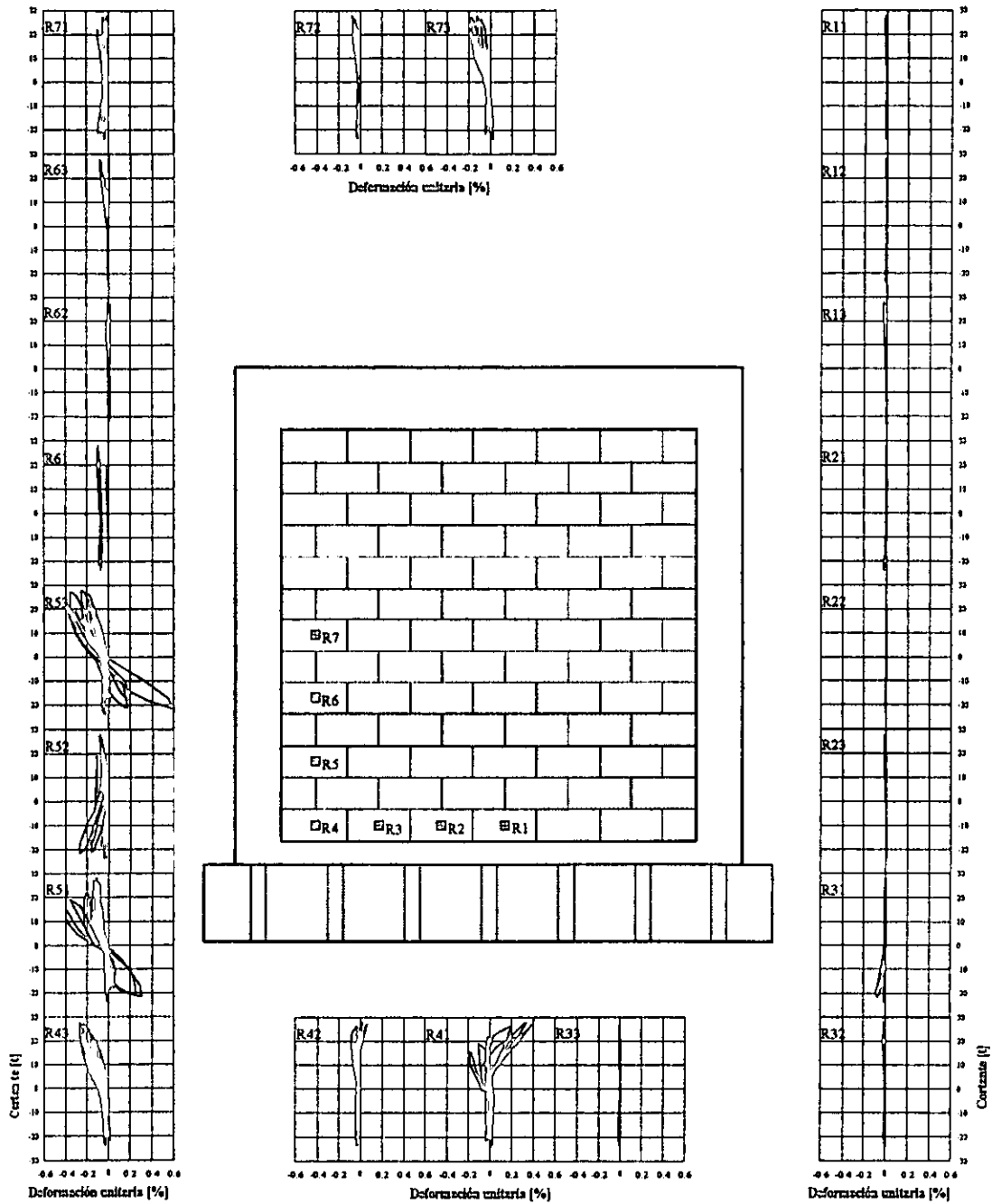


Figura 3.21 Registros de las rosetas ubicados en los bloques seleccionados

Las rosetas R4 y R5 fueron las que desarrollaron mayores deformaciones (figura 3.21) principalmente las verticales. Los valores que se registraron fueron alrededor de 0.4 por ciento.

Los bloques en los que se colocaron las rosetas resultaron con muy pocos daños. Terminando la prueba se separaron cuidadosamente para después probarlos en la máquina universal individualmente.

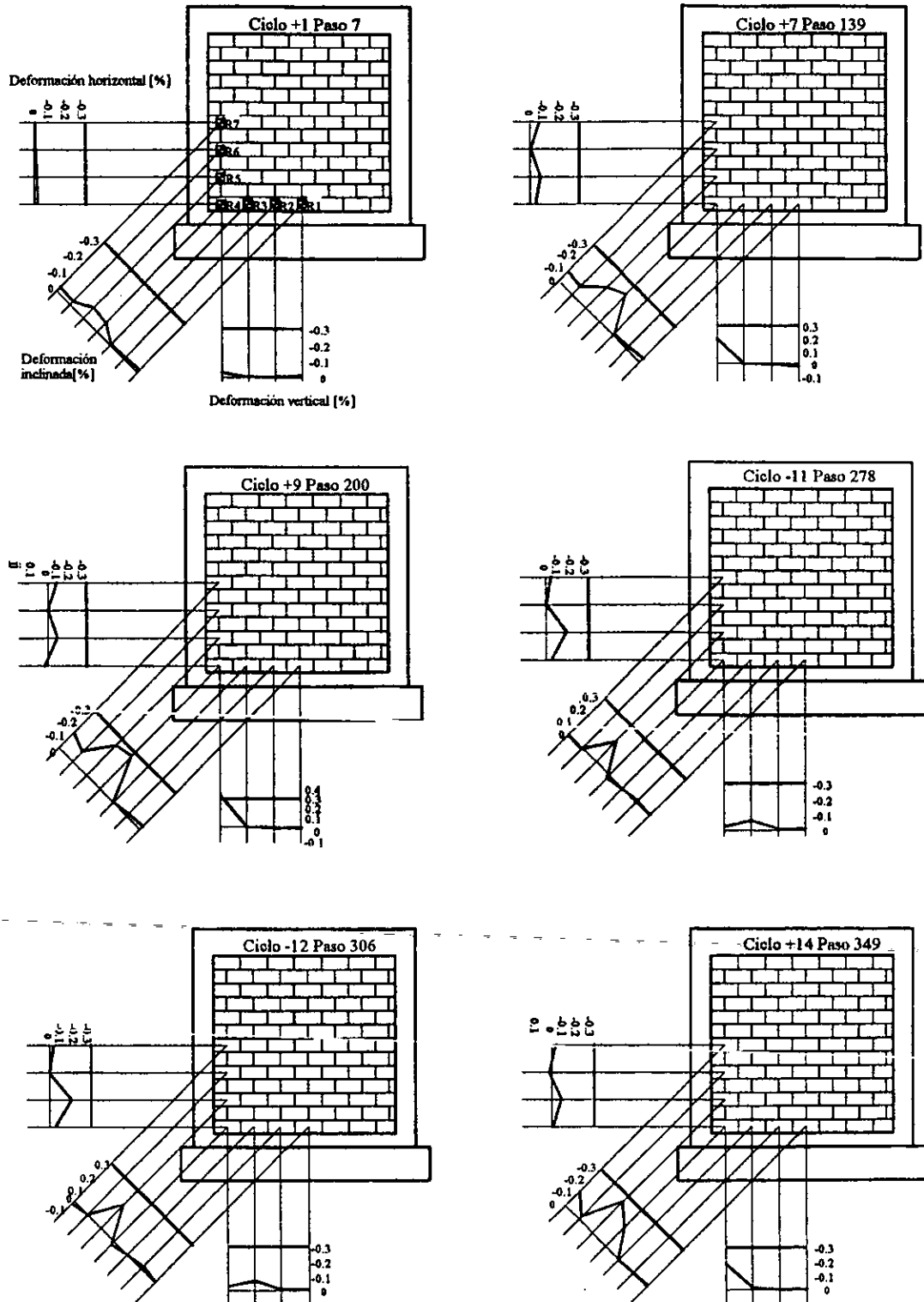


Figura 3.22 Deformaciones registradas por las rosetas en los picos de carga

Cuando la carga se aplicó en la dirección este-oeste las rosetas registraron compresión, mientras que en la dirección contraria existía un regreso a la lectura original (cero). Esto ocurrió hasta el ciclo -6, en el cual el deformímetro que medía deformaciones verticales empezó a registrar tensiones; el de deformaciones horizontales lo hizo en el ciclo +9 cuando se alcanzó la carga máxima. El deformímetro a 45°, registraba compresión en los ciclos positivos y en los ciclos negativos retornaba, a cero o un valor cercano, pero en ningún momento se registraron tensiones.

Los resultados obtenidos de los deformímetros en cada dirección son congruentes con las deformaciones esperadas en el espécimen. Sin embargo, cuando se intentó determinar la dirección y magnitud de deformaciones y esfuerzos, principales, hubo dificultades debidas probablemente al comportamiento no lineal de los materiales (agrietamiento, aplastamientos locales, deslizamientos de las piezas en la juntas y contra el marco, así como distribuciones complejas de esfuerzos y concentración de ellos).

Con la información registrada por las rosetas y considerando la magnitud de las deformaciones, se puede concluir que la anchura del puntal de compresión es de 90 cm, considerando el lugar en el que se encontraban dichas rosetas.

3.12 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Una estructura sufre deformaciones cuando se le aplica una carga. Estas deformaciones incrementan el nivel de energía de la estructura. De esta manera se define la energía de deformación, que es la energía absorbida por la estructura durante el proceso de carga. Esta energía de deformación, es el trabajo realizado por la carga, figura 3.23a.

Cuando la carga se aplica en forma cíclica y se supera el límite de elasticidad de los materiales que forman la estructura, la energía que se disipa debido al proceso de deformación permanente y agrietamiento de la estructura es el área encerrada en la curva (fig. 3.23b). La energía disipada total acumulada se cálculo como el área encerrada por los lazos de la curva histerética (fuerza cortante-desplazamiento). El cálculo de esta energía se ilustra en la figura 3.23c.

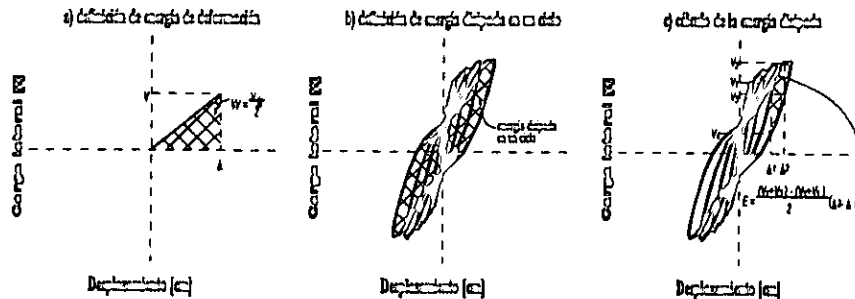


Figura 3.23 Definición y cálculo de la energía disipada

La disipación de energía acumulada durante los primeros ciclos fue muy pequeña, figura 3.24. En el primer ciclo prácticamente fue cero. Una vez que se alcanza el cortante de agrietamiento (8.5 t-cm) la energía disipada acumulada crece rápidamente.

Se puede suponer de manera aproximada, que la energía disipada acumulada tiene dos componentes: la energía disipada debido a las deformaciones por flexión y la debida a las deformaciones por cortante. Estas se deben a la inelasticidad de la mampostería, a la fricción entre los bloques, y a la plastificación del refuerzo de las columnas.

El modelo alcanzó una disipación de energía total acumulada de 130 t-cm en una distorsión máxima igual a 0.012.

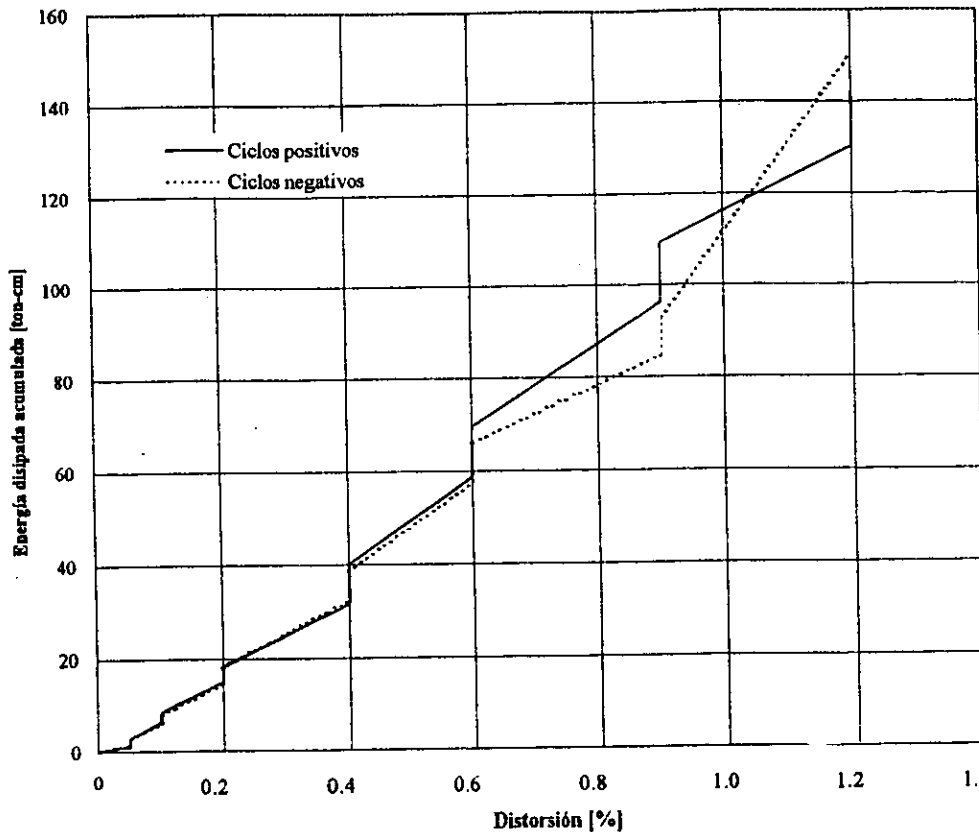


Figura 3.24 Disipación de energía del espécimen MO

La respuesta del espécimen se puede evaluar en términos de la energía disipada. Mientras mayor sea la energía disipada, mayor será el amortiguamiento inelástico que el sistema ofrezca, lo que puede producir menores respuestas ante sollicitaciones dinámicas (Flores, 1999). Por tanto, los conectores entre el muro y recubrimiento de concreto deberán proporcionar una rigidez tal que el mecanismo de falla sea dúctil; aportar la conexión necesaria para alcanzar una resistencia determinada, y exhibir una alta disipación de energía.

3.13 AMORTIGUAMIENTO VISCOZO EQUIVALENTE

El análisis de estructuras con rigidez elástica-lineal se hace considerando un amortiguamiento de tipo viscoso. Este amortiguamiento es el responsable de disminuir la magnitud de los desplazamientos laterales de una estructura y su comportamiento depende de la velocidad del modelo. Cuando las estructuras se encuentran en el rango inelástico el amortiguamiento se vuelve función de la energía disipada. Este amortiguamiento se denomina histerético. La magnitud del amortiguamiento histerético depende del nivel de plasticidad alcanzado por la estructura.

Una simplificación del análisis de sistemas inelásticos se hace a través del concepto de amortiguamiento viscoso equivalente. De esta forma, una estructura inelástica (amortiguamiento histerético) se cambia por una elástica lineal con amortiguamiento viscoso, y la deformación máxima alcanzada será la misma que en la inelástica. Este amortiguamiento viscoso equivalente se calculó como:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{área } ABCA}{\text{área } OBB'O} \quad (3.8)$$

En la figura 4.25 se observan los términos de la ecuación anterior. El área encerrada en el lazo ABCA corresponde a la energía disipada del ciclo.

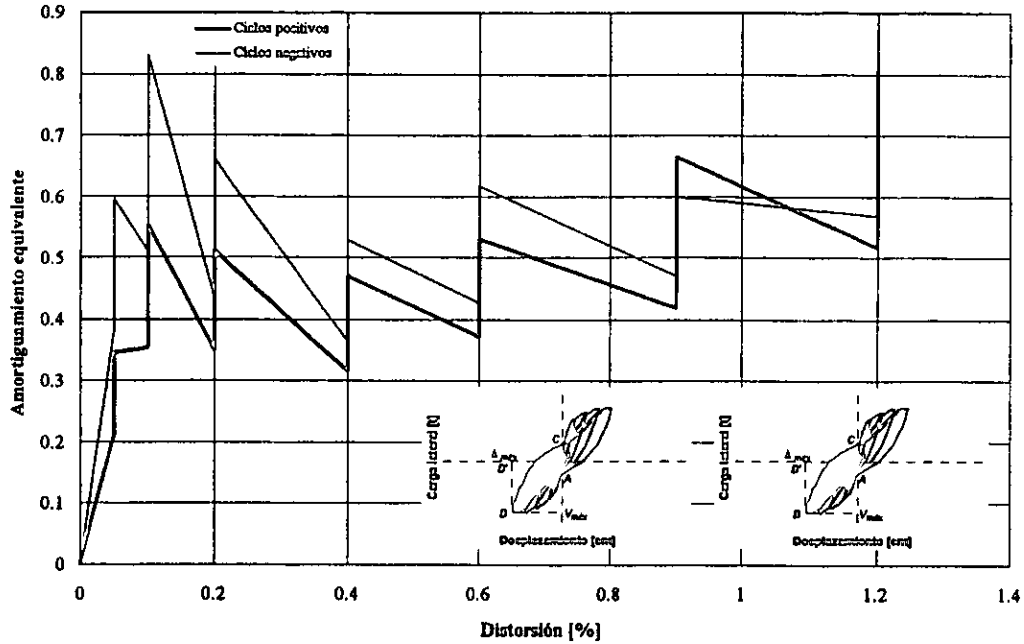


Figura 4.25 Amortiguamiento viscoso equivalente del modelo TO

El amortiguamiento viscoso equivalente fue muy similar para ciclos positivos y negativos. Al inicio se obtienen valores grandes debido al acomodo de las piezas. El valor promedio del amortiguamiento viscoso equivalente fue de 0.49 en el intervalo inelástico.

3.14 COMPONENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Al igual que la distorsión, la energía disipada total se descompone en energía disipada por deformaciones por corte y la disipada por deformaciones por flexión, es decir:

$$E_D = E_C + E_F \tag{3.9}$$

donde:

- E_D = energía disipada total,
- E_C = energía disipada por corte, y
- E_F = energía disipada por flexión.

El cálculo de la energía disipada por deformaciones por corte se hizo a partir del diagrama carga lateral-deformación angular. La energía disipada por deformaciones por flexión se calculo como $E_F = E_D - E_C$. Se calcularon los cocientes E_C/E_D y E_F/E_D para observar la contribución de las deformaciones por corte y flexión a la disipación de energía. Conforme un cociente tienda a cero el otro tendera a la unidad, y en esta proporción será su contribución a la disipación.

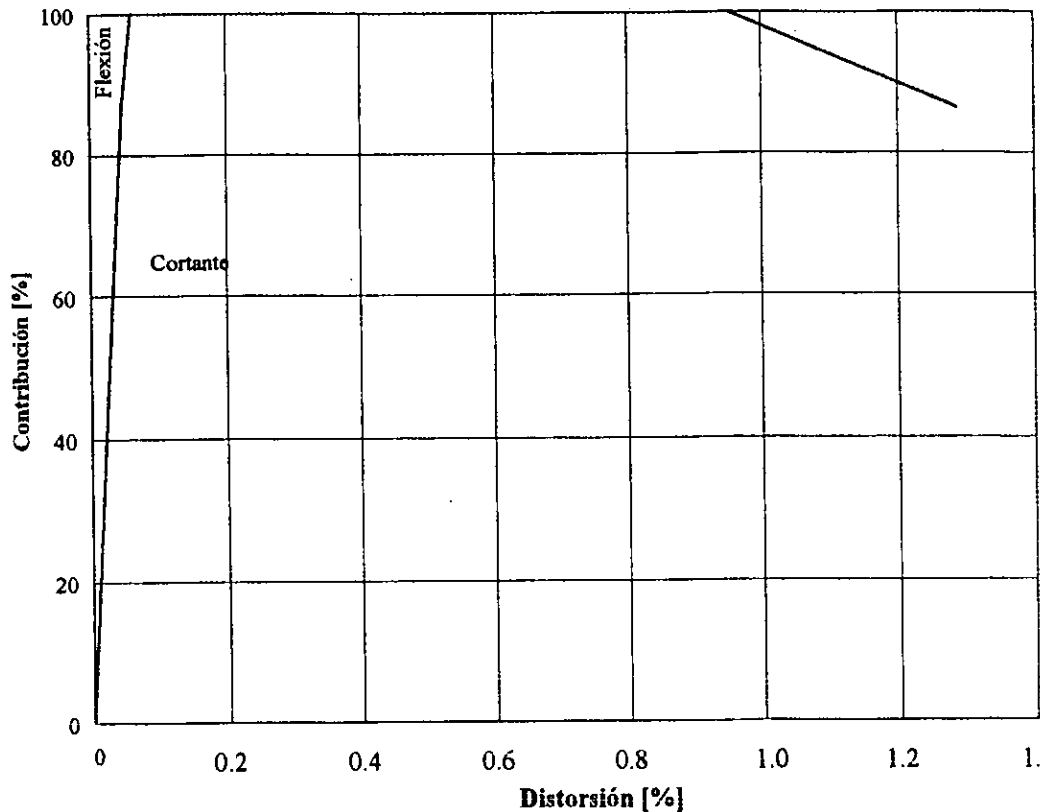


Figura 3.26 Contribución a la energía disipada total del modelo TO

Sólo durante el primer ciclo la mayor parte de la energía disipada fue por flexión (figura 3.26), aún cuando no existen grandes esfuerzos del refuerzo longitudinal, en este momento el valor de la energía disipada total acumulada era muy pequeño (1.5 t-cm). Después del primer ciclo la disipación de energía por cortante empieza a hacerse presente, incrementándose hasta un 100 por ciento. La contribución a la disipación de energía por corte fue del ciento por ciento hasta 0.009 de distorsión. En este punto nuevamente se hace presente la disipación de energía por flexión, y alcanza un valor de 13.8 por ciento en el último pico.

3.15 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

La ductilidad de una estructura es la característica de permitir deformaciones más allá del intervalo elástico manteniendo su capacidad de carga. La ductilidad es la relación de la deformación última entre la deformación a la primera cedencia.

$$m_R = R_U/R_y \quad (3.10)$$

donde:

m_R = ductilidad equivalente,
 R_U = distorsión máxima, y
 R_y = distorsión de fluencia idealizada.

El criterio utilizado fue el de Park (Ojeda, 1999), con base en una rigidez secante que corresponde a $\frac{1}{4}$ de la falla, como se ilustra en la figura 3.27. Esta carga se definió para el 15 por ciento de degradación de la resistencia.

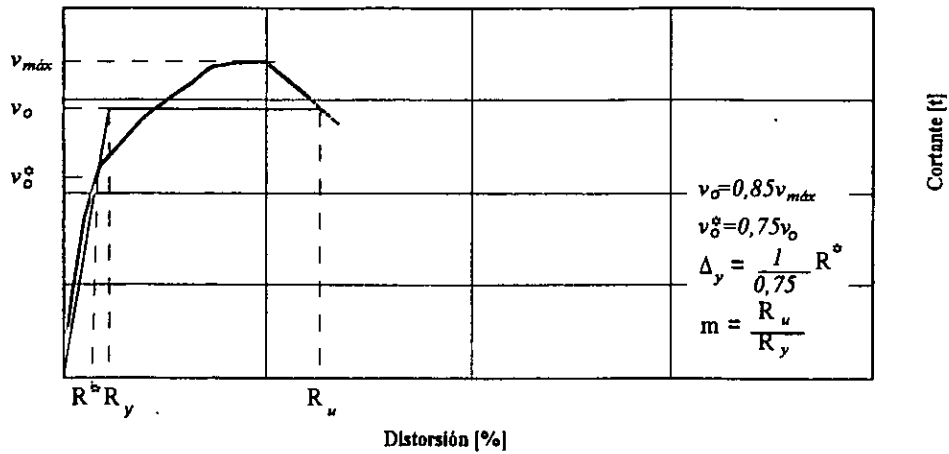


Figura 3.27 Criterio para determinar la ductilidad equivalente

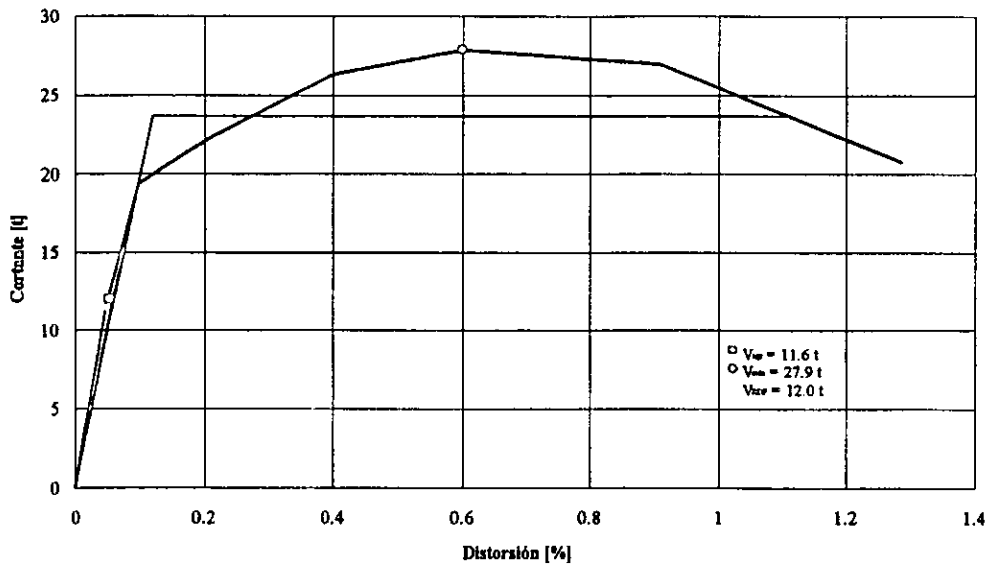


Figura 3.28 Determinación de la ductilidad equivalente del modelo TO

Tabla 3.2 Valores para determinar la ductilidad equivalente

$V_{m\acute{a}x}[t]$	$V_o[t]$	$V_o^*[t]$	$R_y[\%]$	$\Delta_y[\%]$	$R_u[\%]$	$R_y[\%]$	m	q
27.9	23.7	17.8	0.09	0.12	1.10	0.12	9.2	4.2

Con los valores obtenidos (figura 3.28) se calculó un factor de reducción de fuerzas sísmicas q (tabla 3.2) con la siguiente relación (Newmark y Hall, 1982):

$$q = \sqrt{2m - 1} \tag{3.11}$$

La expresión es adecuada para estructuras rígidas con periodo corto.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO DEL MODELO DE COMPARACIÓN (TD)

4.1 PATRON DE AGRIETAMIENTO

En la figura 4.1 se observa el estado final del muro de la cara norte. En las figuras 4.2 y 4.3 se muestra la evolución del agrietamiento.

El modelo TD fue reforzado con un recubrimiento de concreto de 9 cm de espesor y con malla electrosoldada de 6x6 - 4/4. Se colocaron conectores para sujetar el recubrimiento de concreto y malla, al muro de mampostería y marco. Los conectores se encuentran distribuidos en tres bolillos en el muro. Los conectores se hicieron con barras del no. 4 (12.7 mm de diámetro) doblados a 90 ° y se anclaron mediante resina epóxica en perforaciones previas. La profundidad de los conectores fue de 8 y 6 cm, en el marco de concreto y mampostería, respectivamente.

El recubrimiento de concreto se localizó en el lado norte, y el muro de mampostería en el lado sur.

Al espécimen se le aplicaron 12 ciclos de carga. Las primeras grietas aparecieron en el ciclo +2, para una carga de 34.2 t (336 kN) y una distorsión de 0.05 por ciento (desplazamiento horizontal de 1.5 mm). Las grietas aparecieron en la esquina inferior este en el frente norte. Se observó una pequeña separación en la interfaz del marco y el recubrimiento de concreto, en la parte inferior Este.

En el ciclo +4 aparece un agrietamiento inclinado (45° aproximadamente) cercano a la diagonal principal, en el frente norte. Para este momento la carga era de 49.1 t (481 kN) y la distorsión de 0.1 por ciento (desplazamiento de 3.1 mm). En la cara sur, la grieta inclinada aparece en la esquina inferior este. Aparecen grietas en la parte superior central del recubrimiento. En el ciclo -4 las grietas aparecen en la otra diagonal.

El agrietamiento a lo largo de la diagonal principal de la cara norte aparece en el ciclo +8, para una carga de 77.4 t (759 kN) y 0.5 por ciento de distorsión (desplazamiento de 15.7 mm). Ocurre el agrietamiento en la cara sur, además hay grietas en todo el marco. En el ciclo -8 se presenta el agrietamiento en la otra dirección. Surge un agrietamiento notorio bajo la diagonal principal (frente norte). Las grietas en los lados este y oeste ocurren hasta $\frac{3}{4}$ de altura de la columna.

Para el ciclo +13 la carga era de 35.7 t (350 kN) y distorsión de 1.1 por ciento (desplazamiento de 30.1 mm). El lado izquierdo se levantó 13 mm. La separación entre el marco y el recubrimiento era de 9 mm en el lado derecho. El aplastamiento de la mampostería ocurrió en casi toda la parte superior (dos hiladas aproximadamente).

El cortante de agrietamiento ocurrió para una carga de 49.05t (481 kN) y distorsión de 1.0 por ciento (desplazamiento de 3 mm).

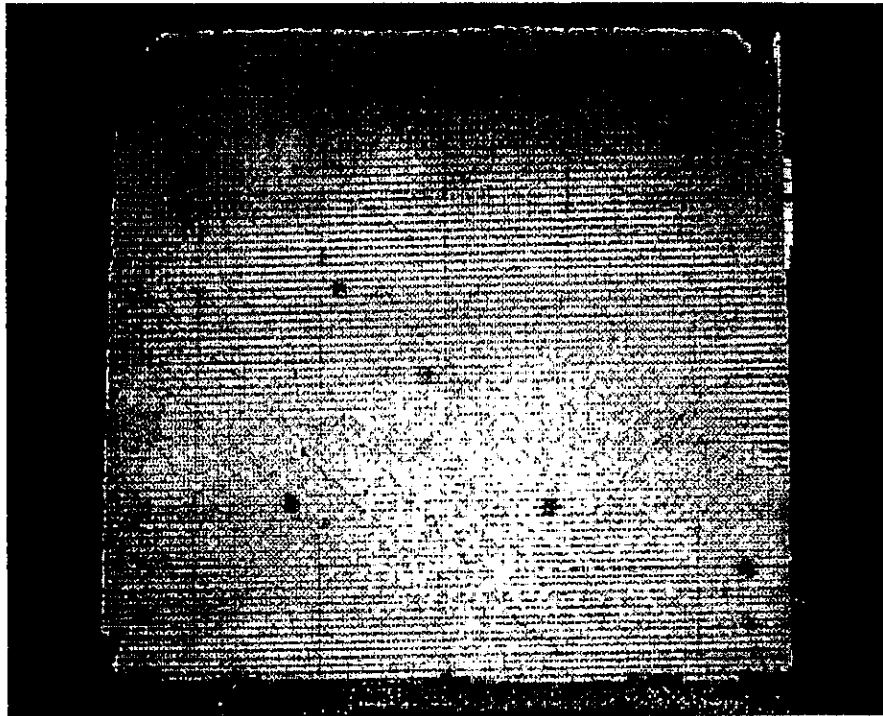


Figura 4.1 Estado final del modelo TD (cara norte)

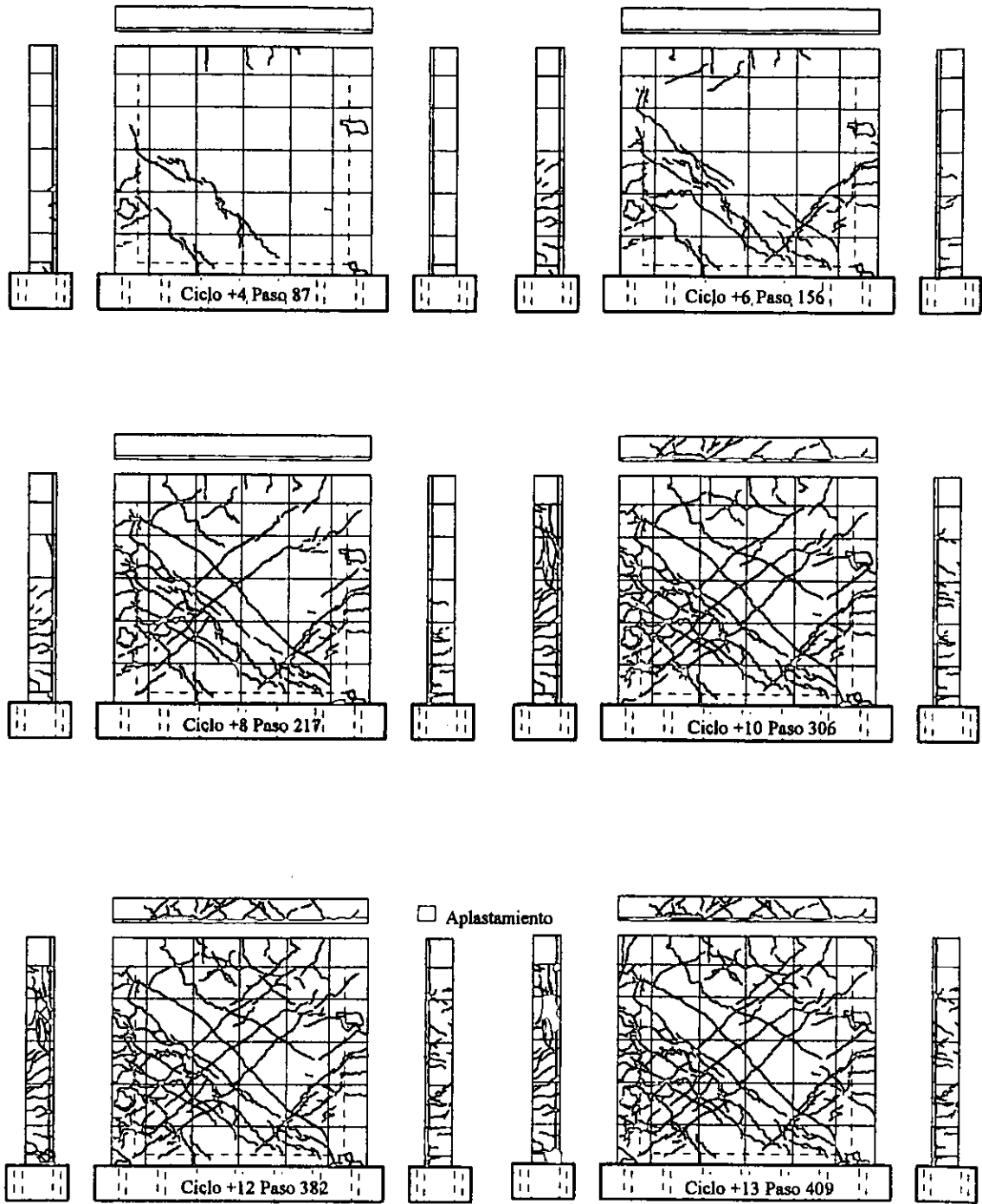


Figura 4.2 Evolución del agrietamiento del modelo TD (cara norte)

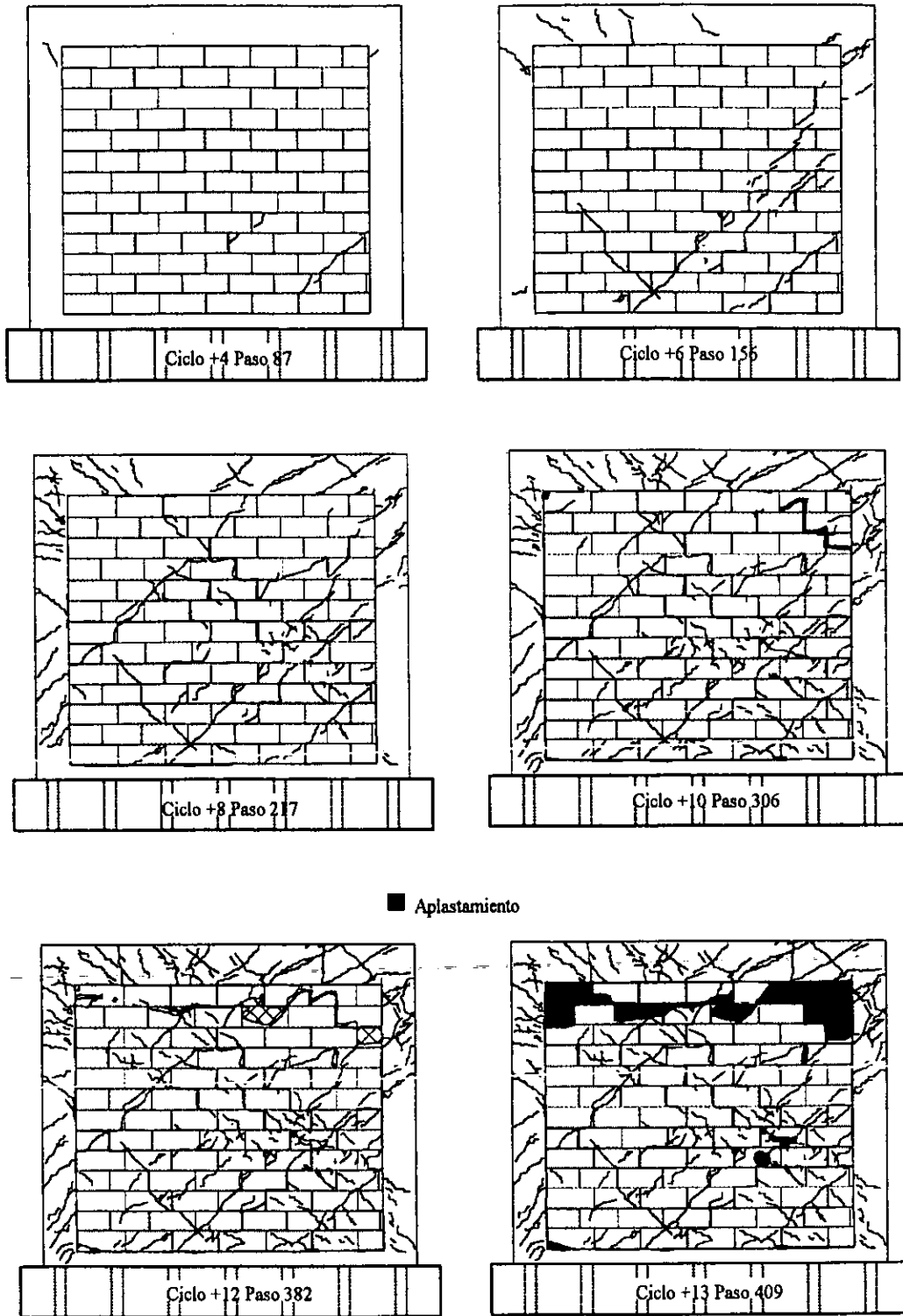


Figura 4.3 Evolución del agrietamiento del modelo TD (cara sur)

4.2 CURVA DE HISTERESIS

La forma de los lazos histeréticos se desarrolló en forma simétrica. La curva se presenta en la figura 4.4. El comportamiento del muro fue elástico con algo de histeresis hasta una carga aproximada de 49.05 t (481kN) y 0.001 de distorsión. Deja de ser elástico después de que se alcanza el cortante de agrietamiento. Con el incremento de la distorsión, el agrietamiento progresó hacia el centro y zona superior del muro. Se presentaron grietas de tensión sobre sus diagonales, conformando una patrón de agrietamiento principal en forma de X.

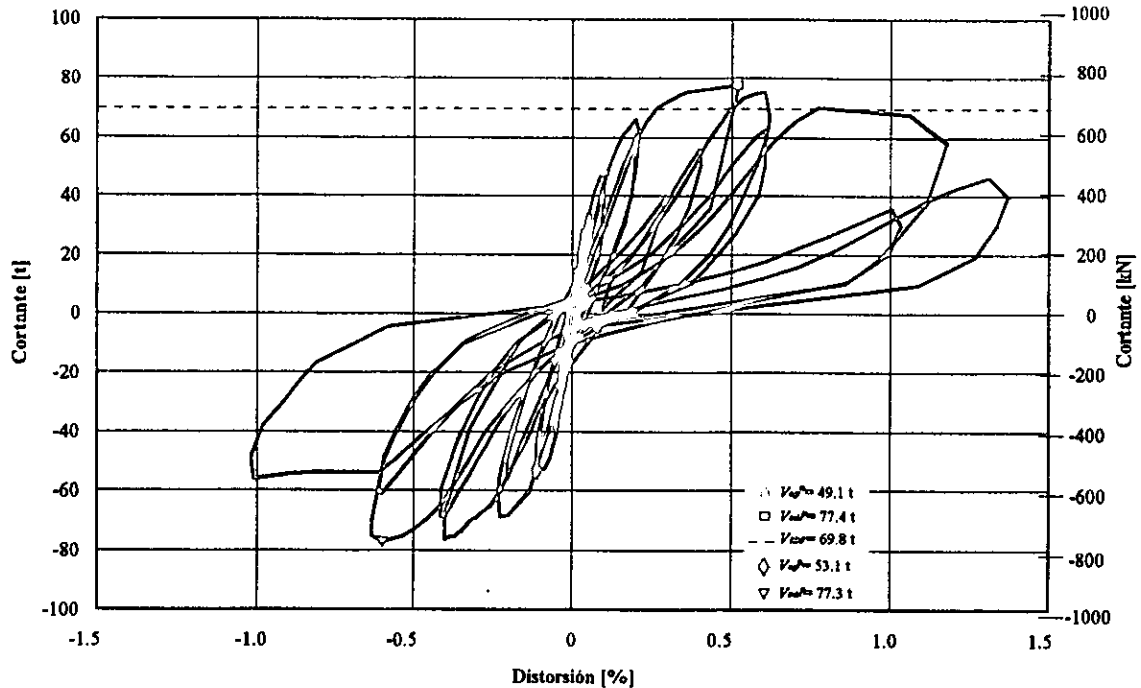


Figura 4.4 Curva histerética del modelo TD

La histéresis se presenta desde el primer ciclo, en el inicio es muy pequeña y a medida que se incrementa la distorsión, la histéresis también crece.

El cortante máximo se registro en los picos +8 y -10 con una carga lateral de 77.4 (759) y -77.3 t (758 KN), para ciclos positivos y negativos, respectivamente. Una vez alcanzada la resistencia máxima, la rigidez y resistencia del muro decrecen rápidamente, ya que el aplastamiento de las piezas aumentaba en forma considerable.

4.3 ENVOLVENTE DE RESPUESTA

La envolvente se muestra en la figura 4.5. Se muestran los valores de los picos positivos, los valores negativos se comportaron de manera similar. El intervalo elástico se desarrolló hasta una carga de 49.05 t (481 kN) y distorsión de 0.1 por ciento. Desde este último punto y hasta una carga de 77.4 t (759 KN) y una distorsión de 0.5 por ciento se presentó la parte inelástica, en ella se pudo observó el incremento de grietas. A partir de aquí la rigidez y resistencia del muro disminuyen rápidamente como consecuencia del aplastamiento y agrietamiento del recubrimiento, separación con el muro y marco originales de los bloques de concreto.

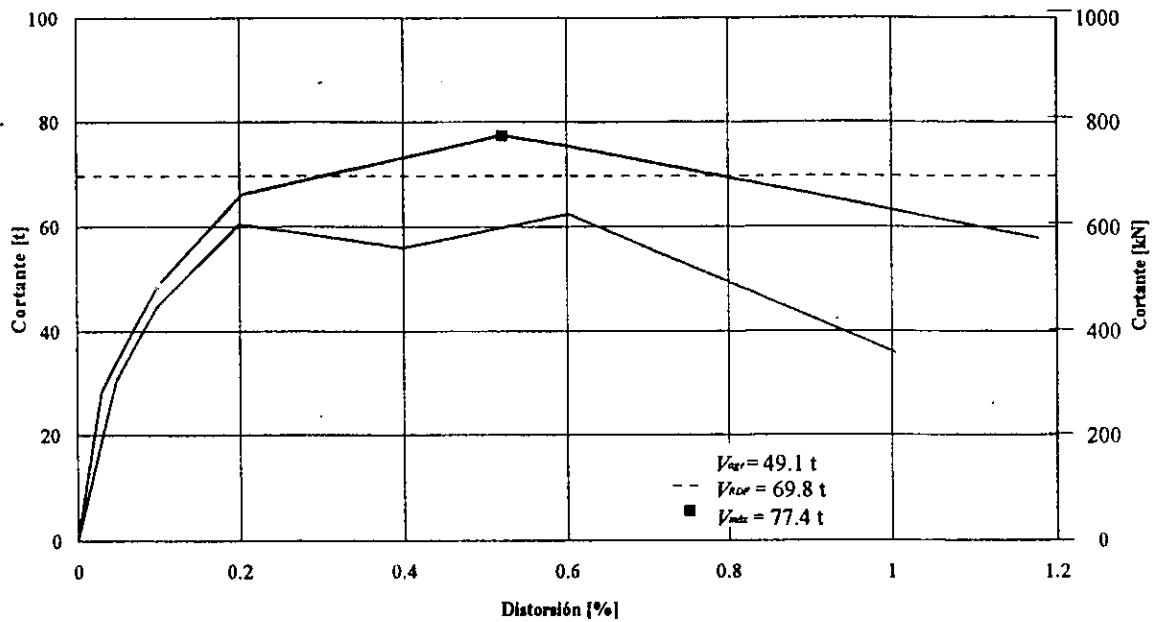


Figura 4.5 Envolvente de respuesta del modelo TD

En la curva de la envolvente se presentan otros puntos de interés como el cortante de agrietamiento teórico, la primer grieta inclinada, el cortante de agrietamiento real, cortante máximo y el cortante calculado aplicando el criterio del Reglamento del Distrito Federal (DDF, 1996), como se muestra en la sección 5.6.

El cortante de agrietamiento ocurre con una distorsión de 0.2 por ciento, y para la carga máxima la distorsión fue de 0.5 por ciento.

4.4 RIGIDEZ

En la tabla 4.1 se presentan los valores teóricos y los valores experimentales de la rigidez teórica del espécimen, calculada con la ec. 3.6.

Tabla 4.1 Rigideces

Espécimen	Rigidez elástica (t/cm)	Rigidez experimental (t/cm)	Rigidez experimental / Rigidez elástica
TD	298.5	315.0	1.06

La rigidez de ciclo se observa en la figura 4.6. La degradación se realiza en forma acelerada en los primeros ciclos. Para una distorsión de 0.1 por ciento la rigidez decayó en 42 por ciento. En una distorsión de 0.2 por ciento disminuyó 61 por ciento. Después de este punto la rigidez se estabiliza. En 0.6 por ciento de distorsión la degradación alcanzada es de 85.88 por ciento.

La rigidez equivalente (figura 4.7) siguió un comportamiento similar a la de ciclo. Sin embargo, el valor alcanzado en el inicio fue 1.5 veces mayor. Ambas curvas adoptaron una forma parabólica. Una disminución de 55 por ciento de la rigidez se tenía para 0.1 por ciento de distorsión. En 0.2 por ciento de distorsión la rigidez había disminuido 67 por ciento y 91.11 por ciento para una distorsión de 0.6 por ciento.

En la parte final de la prueba, a pesar de que el aplanado de concreto solo tenía algunas pequeñas grietas, la rigidez del muro en conjunto fue muy pequeña. Esto debido a que la mampostería ya se había aplastado.

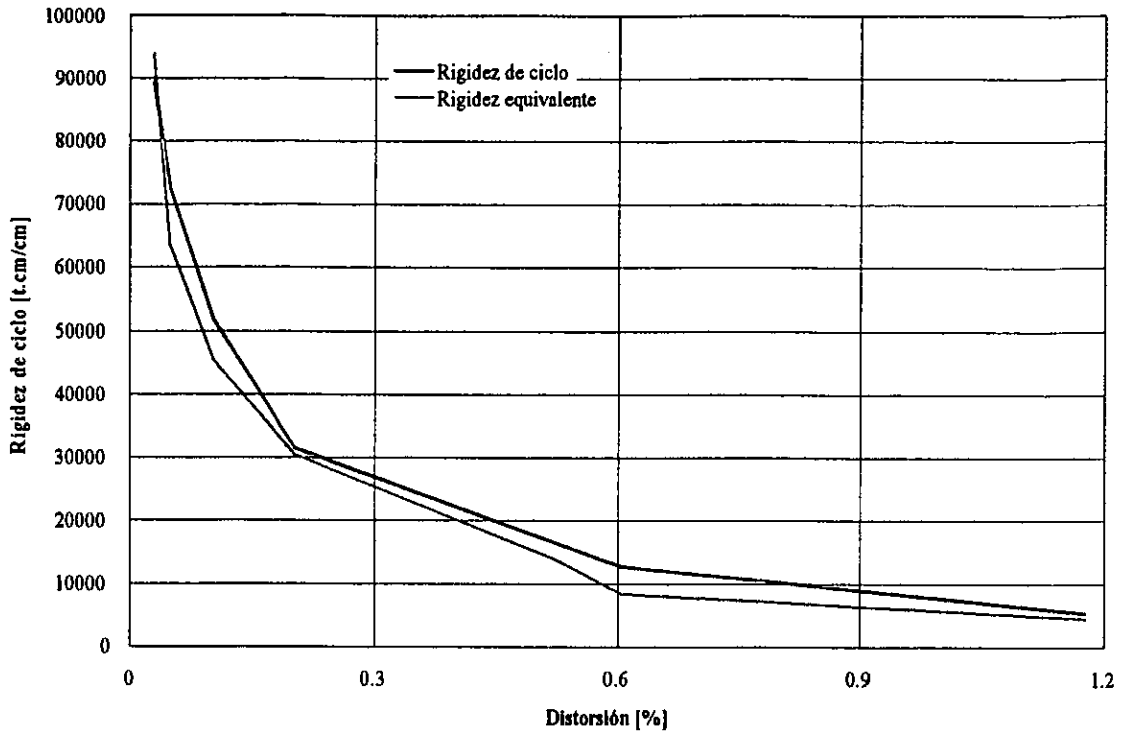


Figura 4.6 Degradación de la rigidez de ciclo y equivalente del modelo TD

4.5 DEFORMACIÓN ANGULAR DEL MURO

Con los instrumentos, transductores de desplazamiento H1 y H2 (sección 2.3.1), se registró la deformación lateral total. Esta deformación se considera integrada por la contribución de la deformación por cortante más la deformación debida a flexión del conjunto.

La deformación al inicio de la prueba fue muy pequeña, una vez que se alcanzó una distorsión de 0.05 por ciento crece rápidamente, figura 4.7. La deformación angular máxima ocurre en ciclo +12 y es de 0.71 por ciento.

El trazo de la curva de deformaciones angulares es muy similar a la curva histerética. Esto se debe a que las deformaciones por corte rigieron el comportamiento del muro durante toda la prueba.

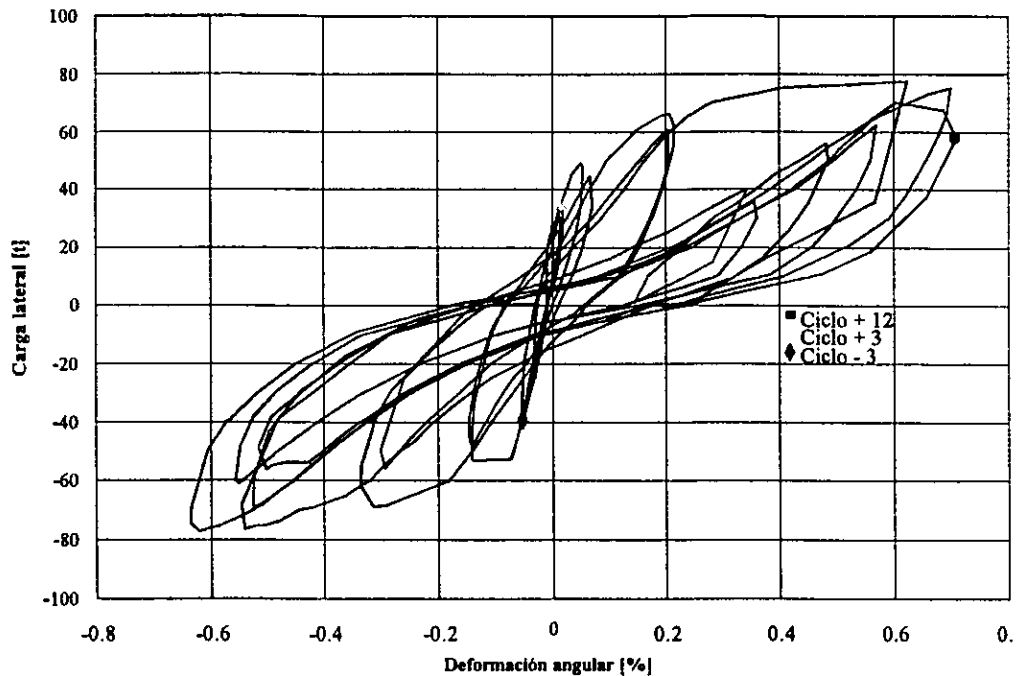


Figura 4.7 Deformación angular del panel de mampostería del espécimen TD

4.6 DEFORMACIÓN ANGULAR DEL MARCO

La deformación del marco resulta menor que la de la mampostería. Durante los primeros ciclos las deformaciones fueron pequeñas (ciclo +3), figura 4.8. A medida que se incrementó la distorsión las deformaciones también aumentaron. En el ciclo +1 la deformación en el marco tenía un valor de 0.58 por ciento. Se observó un trabajo de conjunto, aunque no fue totalmente monolítico.

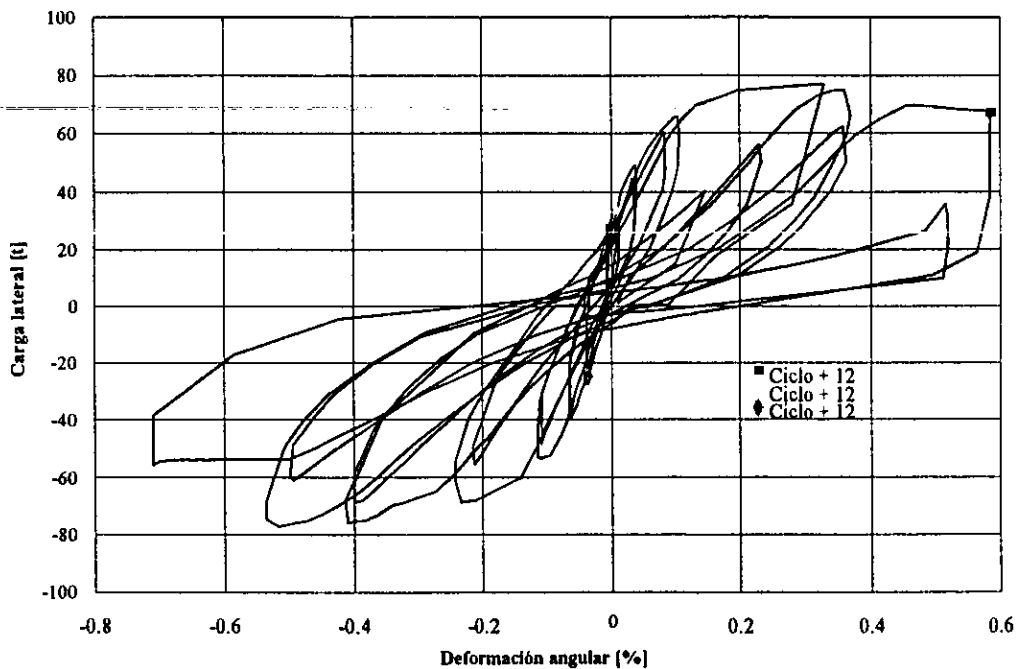


Figura 4.8 Deformación angular del marco del espécimen TD

4.7 ROTACIONES EN LAS COLUMNAS

En la figura 4.9 se observan algunos detalles de la instrumentación utilizada para medir giros. Las rotaciones se muestran en la figura 4.10, y son mayores en la región 2 comparadas con la región 1. En tabla 4.2 se presentan los valores de las rotaciones máximas.

Tabla 4.2 Rotaciones en las columnas

Columna/Región	1	2
Este	0.2%	-1.2%
Oeste	-0.3%	1.4%

Las rotaciones medidas son relativamente pequeñas hasta antes de los tres últimos ciclos en donde se aplasto la mampostería, ocasionando la separación entre el recubrimiento y el marco.

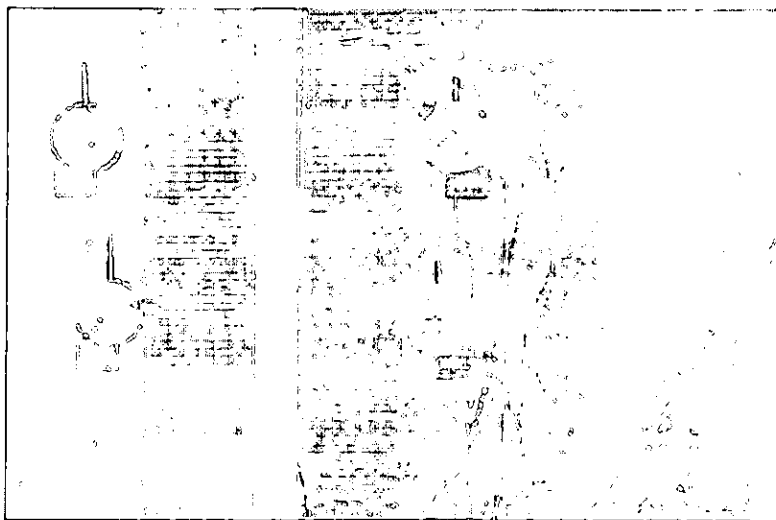


Figura 4.9 Detalles de la instrumentación colocada en el modelo TD para medir rotaciones

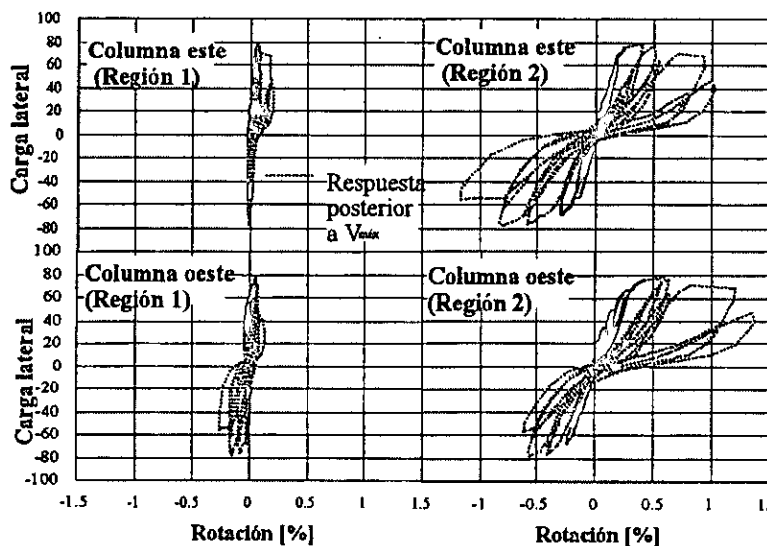


Figura 4.10 Rotaciones en las columnas del modelo TD

4.8 ROTACIONES EN EL MODELO

En las figuras 4.11 y 4.12 se observan las rotaciones del modelo, se alcanzaron mayores valores en la región 2 que en la región 1, 0.15 por ciento y -0.024 por ciento, respectivamente. El área cubierta por los lazos es mayor cuando el espécimen alcanza el cortante máximo. La rotación crece a medida que la distorsión aumenta.

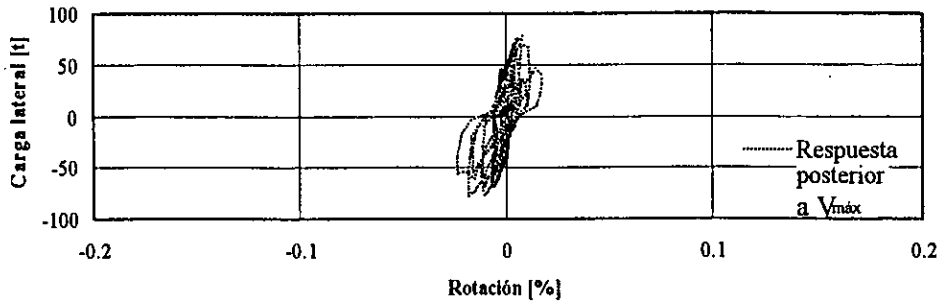


Figura 4.11 Rotaciones del espécimen TD (Región 1)

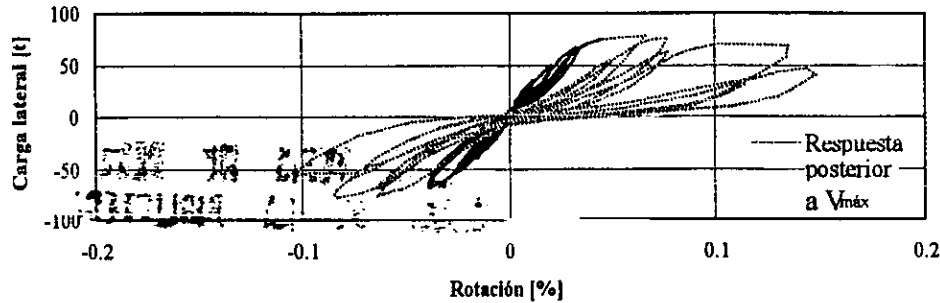


Figura 4.12 Rotaciones del espécimen TD (Región 2)

4.8.1 Curvatura

La figura 4.13 muestra la curvatura del modelo para ciclos positivos y negativos. Las curvaturas mayores se encuentran en la base del muro. Conforme se aumenta la distorsión, la curvatura también se incrementa. La diferencia entre la tendencia lineal esperada y la medida se debe a la colocación de la instrumentación, específicamente a las diferentes alturas de las regiones.

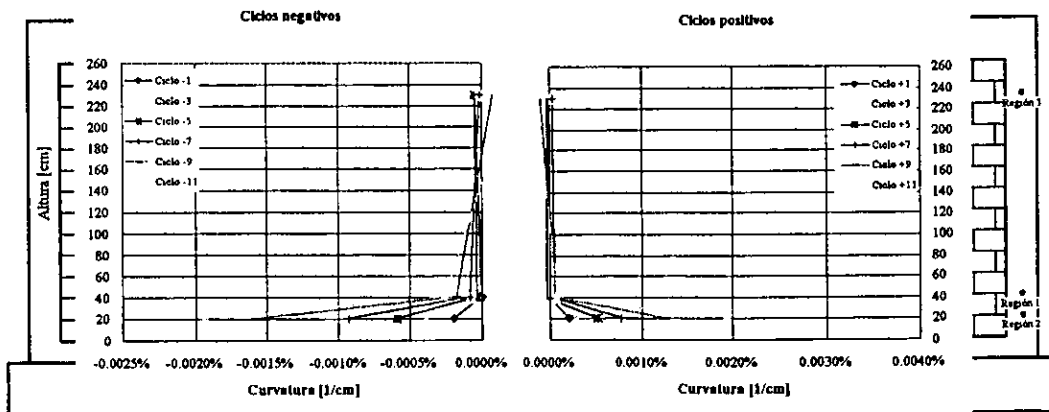


Figura 4.13 Curvatura del modelo TD

Es interesante observar el cambio de signo en la curvatura en la parte superior. Esto se debe a una configuración del tipo "doble curvatura" resultado de la interacción del marco con el muro de concreto en la parte superior del modelo. Tal vez, esta interacción es la que ocasiona el aplastamiento de la mampostería. Es probable que esta interacción sea responsable del daño en las hiladas superiores del muro diafragma.

4.9 SEPARACIÓN DEL MURO RESPECTO DEL MARCO

En este espécimen se colocaron ocho transductores de desplazamiento, en las cuatro esquinas, uno horizontal y otro vertical. La separación inicia en la esquina inferior Oeste (ciclo +6). En este momento se alcanzaba el cortante de agrietamiento. En ciclo +8 la esquina inferior Este se separó. La unión marco-recubrimiento estaba totalmente separada para el ciclo +10.

Poco después de llegar a la carga lateral máxima la separación creció considerablemente (1.6 mm). Las separaciones fueron mayores cerca de los picos de carga. La máxima registrada fue de 12.7 mm en el último ciclo de carga. La figura 4.14 muestra las gráficas de cada transductor de separación colocado en el muro.

La magnitud de las deformaciones crece a medida que avanza la prueba (mayores distorsiones) (figura 4.15), pero no se observa una correspondencia directa con las separaciones teóricas entre el muro diafragma y marco. Es decir, en los lugares donde debió existir compresión o tensión no la hubo. Sin embargo, las diagonales ubicadas en el muro de mampostería, registraron un comportamiento adecuado, en ciclos positivos una se comprimió y la otra se tensionó, y viceversa en ciclos negativos. En la parte superior del muro se registraron deformaciones de compresión, que son congruentes con el aplastamiento de las dos hiladas superiores de la mampostería.

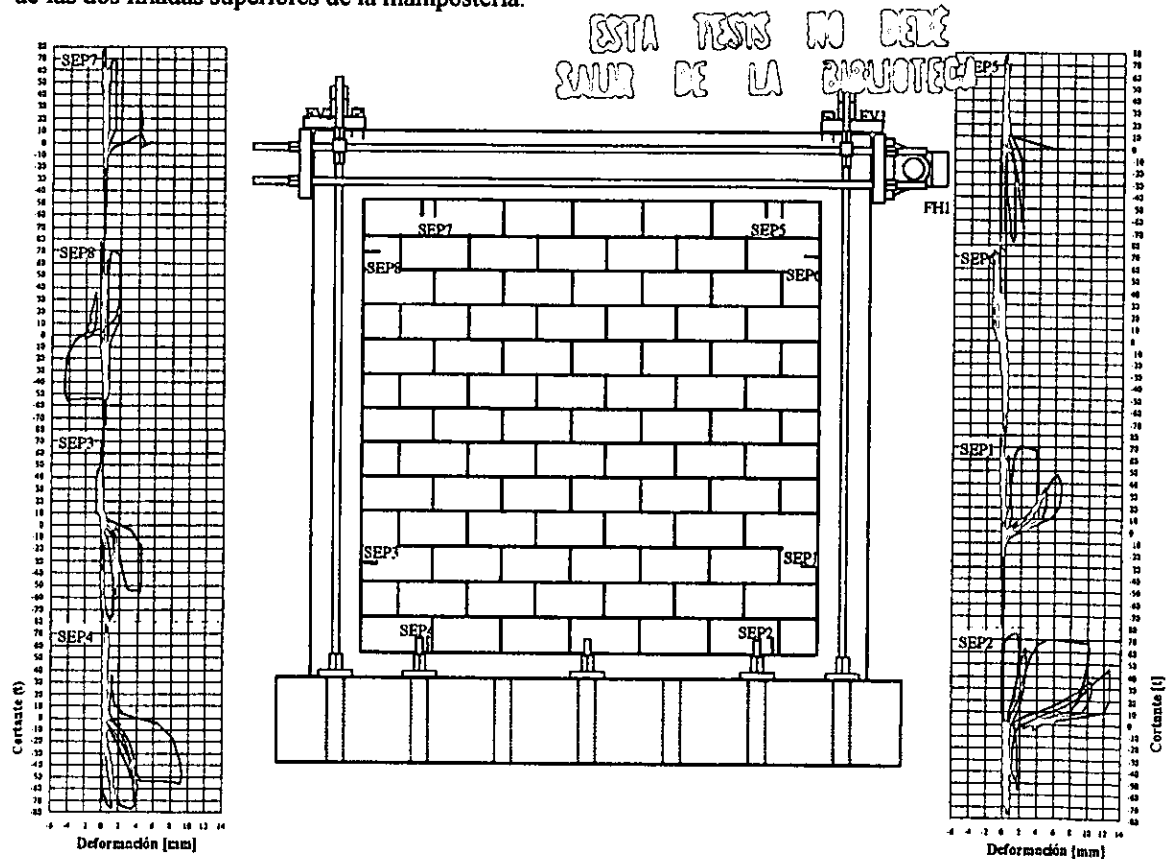


Figura 4.14 Registro de las separaciones del modelo TD

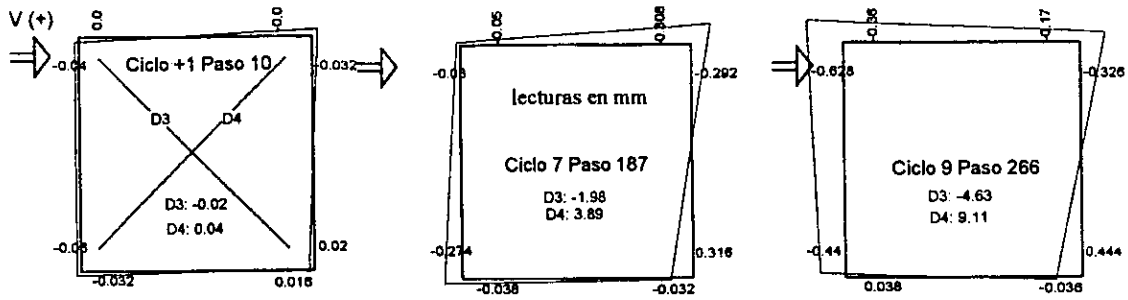


Figura 4.15 Separación entre marco y muro del modelo TD

4.10 DEFORMÍMETROS

4.10.1 Armado de columnas y trabe

En la figura 4.16 se muestran los registros de los deformímetros de las columnas.

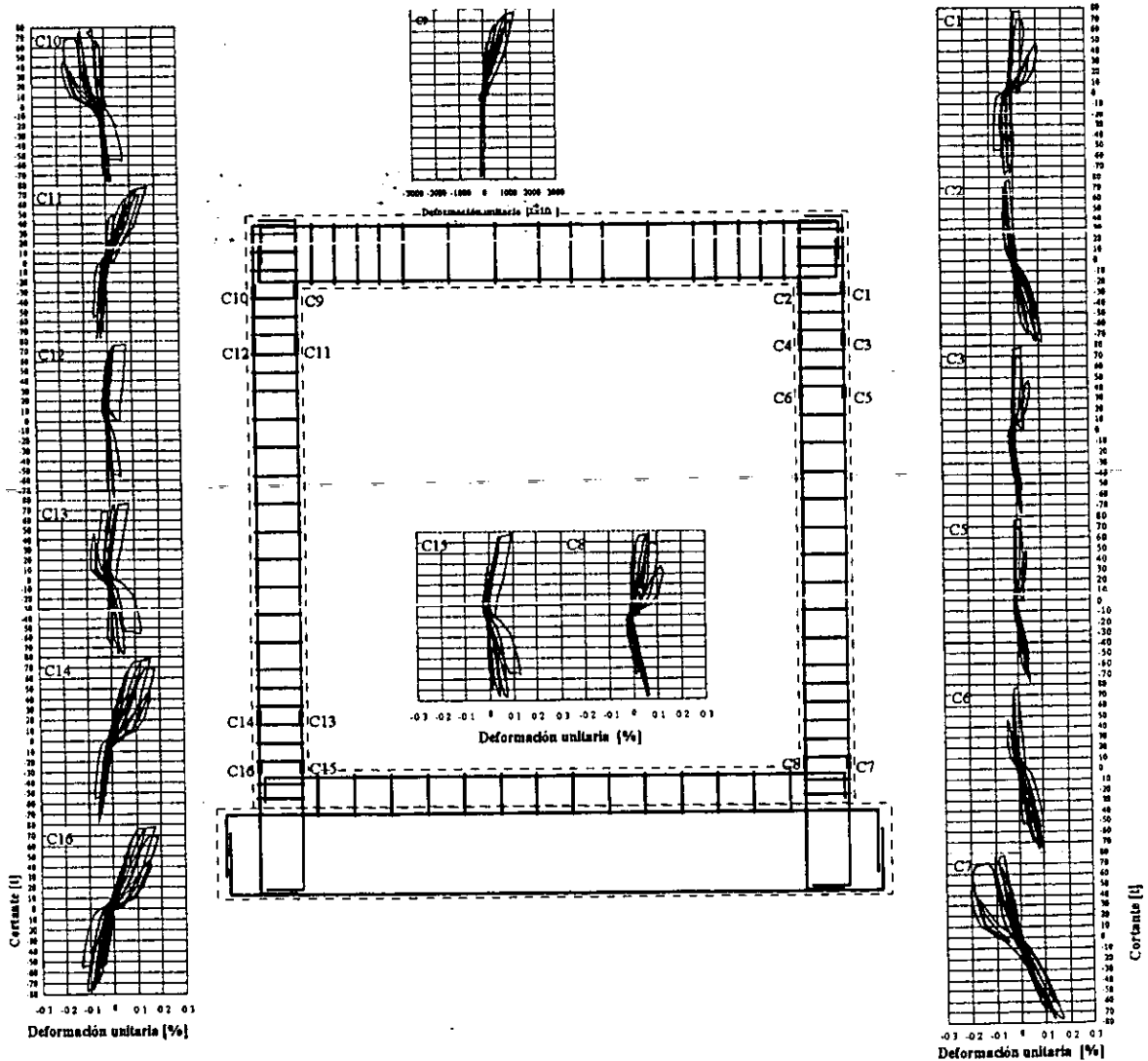


Figura 4.16 Deformímetros ubicados en el acero longitudinal de las columnas

Las deformaciones registradas en el refuerzo longitudinal fueron cercanas a $0.5 \epsilon_y$. Una deformación mayor a la de fluencia se registro en el deformímetro C7 ubicado en la parte inferior de la columna oeste, el máximo valor que registro fue $1.07 \epsilon_y$. Sin embargo, tampoco se observó fluencia. En este momento la mampostería se aplastó, por lo que la carga tuvo que ser soportada por el acero de las columnas y el recubrimiento. La distorsión creció rápidamente de 0.77 a 1.18 por ciento, en tanto que la carga decaía de 70.1 t (687 kN) a 57.9 t (568 kN).

Los estribos (figura 4.17) alcanzaron deformaciones de $0.7 \epsilon_y$. Sin embargo, dos de ellos superaron la deformación de fluencia teórica, E2 y E3, ubicados en la parte superior e inferior de la columna este, respectivamente. El primero lo hizo en el ciclo -10, la carga era de -77.3 t (758 kN) y la distorsión de -0.6 por ciento; en este pico se alcanzó el cortante máximo negativo. Continuaba el aplastamiento de la mampostería en mayor grado. La separación del recubrimiento con respecto del muro penetraba a la columna, surgiendo nuevas grietas, por tanto, el requerimiento del estribo. En el E3 supera la deformación de fluencia teórica después de alcanzar el pico en el ciclo +12, donde la carga era de 67.5 t (662 kN) y la distorsión de 1.06 por ciento. En este punto se incrementa el aplastamiento de las piezas superiores. El concreto de la columna Oeste se aplasta en una porción de la parte inferior y la deformación del estribo es mayor. Sin embargo, los estribos no fluyen realmente.

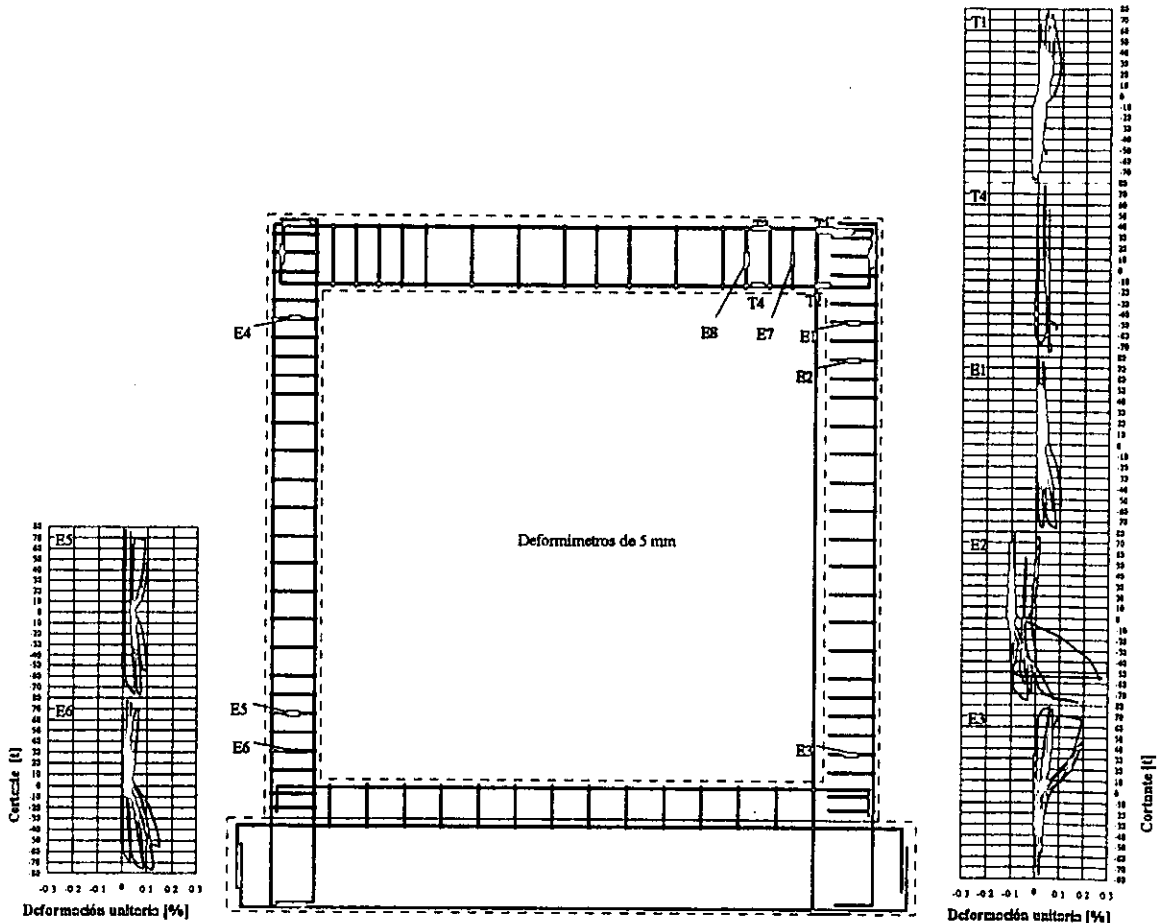


Figura 4.17 Deformímetros ubicados en el acero transversal de trabe y columnas

Los instrumentos permiten apreciar un cierto trabajo de conjunto de todo el espécimen. Sin embargo, se pueden observar rotaciones en la parte superior de las columnas (flexión en doble curvatura). La pareja de deformímetros de una misma sección presentan 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. El comportamiento se observa en la figura 4.18.

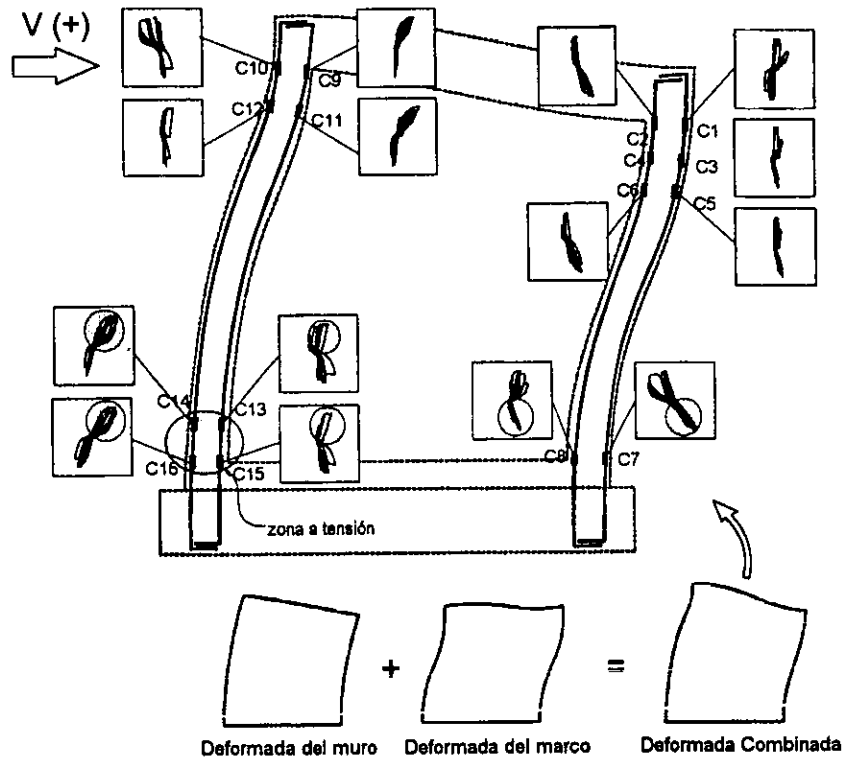


Figura 4.18 Deformación esquemática en las columnas del espécimen TD deducida de los deformímetros

4.1.2 Conectores

La finalidad de instrumentar los conectores fue para identificar deformaciones por flexión ante fuerzas laterales así como apreciar fuerzas de extracción normal al plano del muro.

Del total de deformímetros colocados en los conectores, el 60 por ciento registró información, el resto resultó dañado durante el proceso constructivo del espécimen. Los conectores que registraron deformaciones superiores a la de fluencia teórica fueron el A2, A3 y A13, ubicados en la parte superior del muro. Sólo el conector A13 fluyó realmente, pero no se fracturó, figura 4.19. Estos conectores permanecieron en el rango elástico hasta el paso 154, así en el paso 156 se había alcanzado el cortante de agrietamiento, y fue entonces cuando las deformaciones de los conectores aumentaron.

Del ciclo +12 al +13 los deformímetros del conector 3 se dañan (ya no registraron información), en ese momento la mampostería se aplasta y los pedazos de bloque empiezan a caer, desprendiéndose las dos hiladas superiores.

Las deformaciones de los conectores crecen cuando surgen agrietamientos importantes, y en general una vez que se alcanzó el cortante máximo. Cuando se alcanzó 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 deformación de los conectores.

Como se puede observar en la figura 4.19 los conectores colocados en el muro diafragma no trabajaron ya que prácticamente no se deformaron. Esto se debe a la gran adherencia de la mampostería con el concreto.

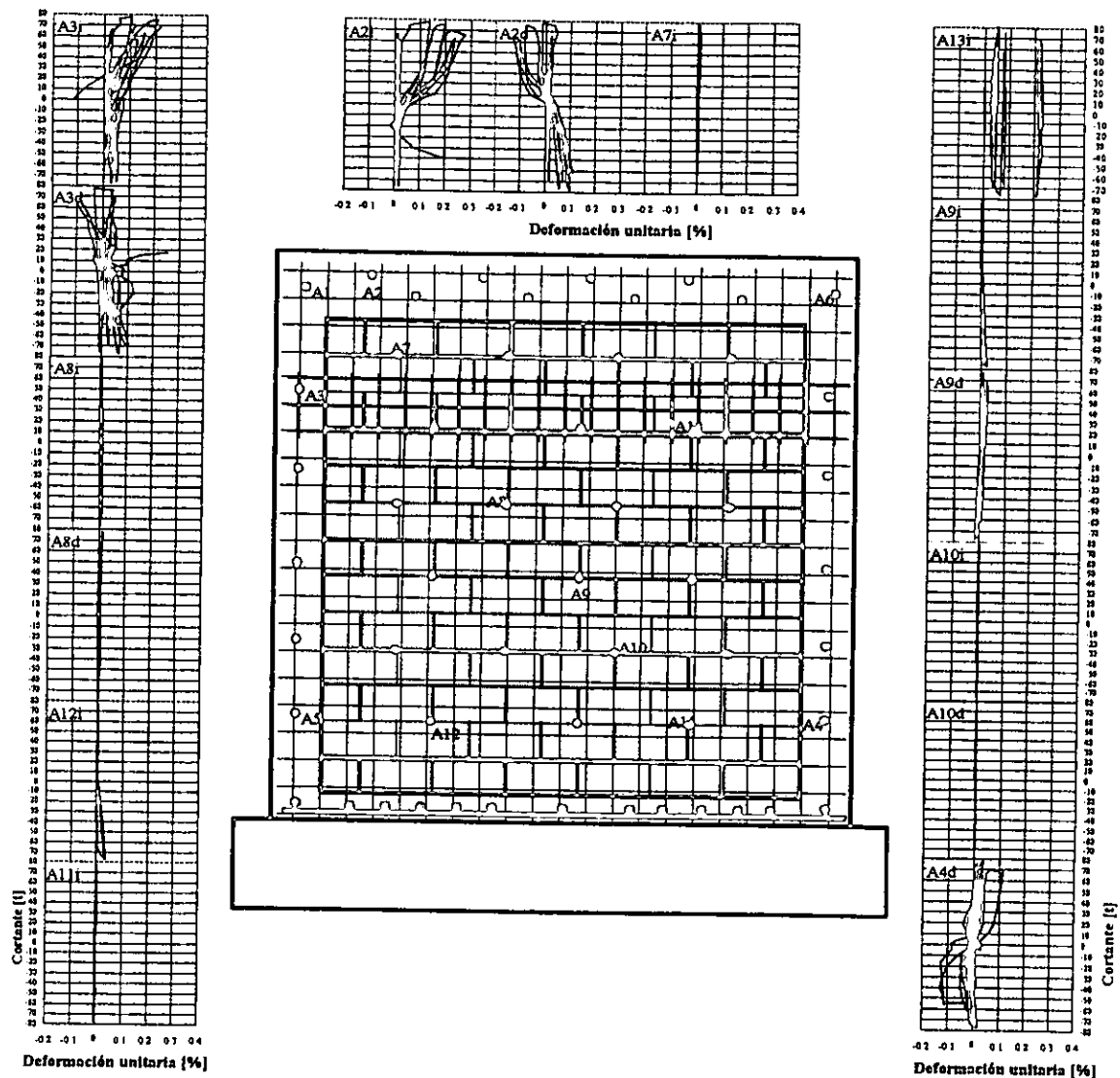


Figura 4.19 Deformímetros ubicados en los conectores

4.1.3 Bloques

Se colocaron siete rosetas como se describe en la sección 2.3.1. Las rosetas se formaron de tres deformímetros: el vertical, R11, el primer uno indicó el número de roseta y el segundo que fue el deformímetro vertical; el horizontal, R12, el dos indicó el deformímetro horizontal, y a 45°, R13, el tres indicó el deformímetro a 45°. Los deformímetros verticales y horizontales siguieron un mismo comportamiento, en ciclos positivos se registraban compresiones mientras que en los negativos tensiones (figura 4.20). Esto pasó hasta antes del cortante de agrietamiento, después de este punto se mantuvieron en un intervalo (tensión o compresión), donde los valores de las compresiones o tensiones aumentaban en el ciclo positivo y disminuían en el negativo. El deformímetro a 45° medía compresiones en ciclos positivos y tensiones en los negativos.

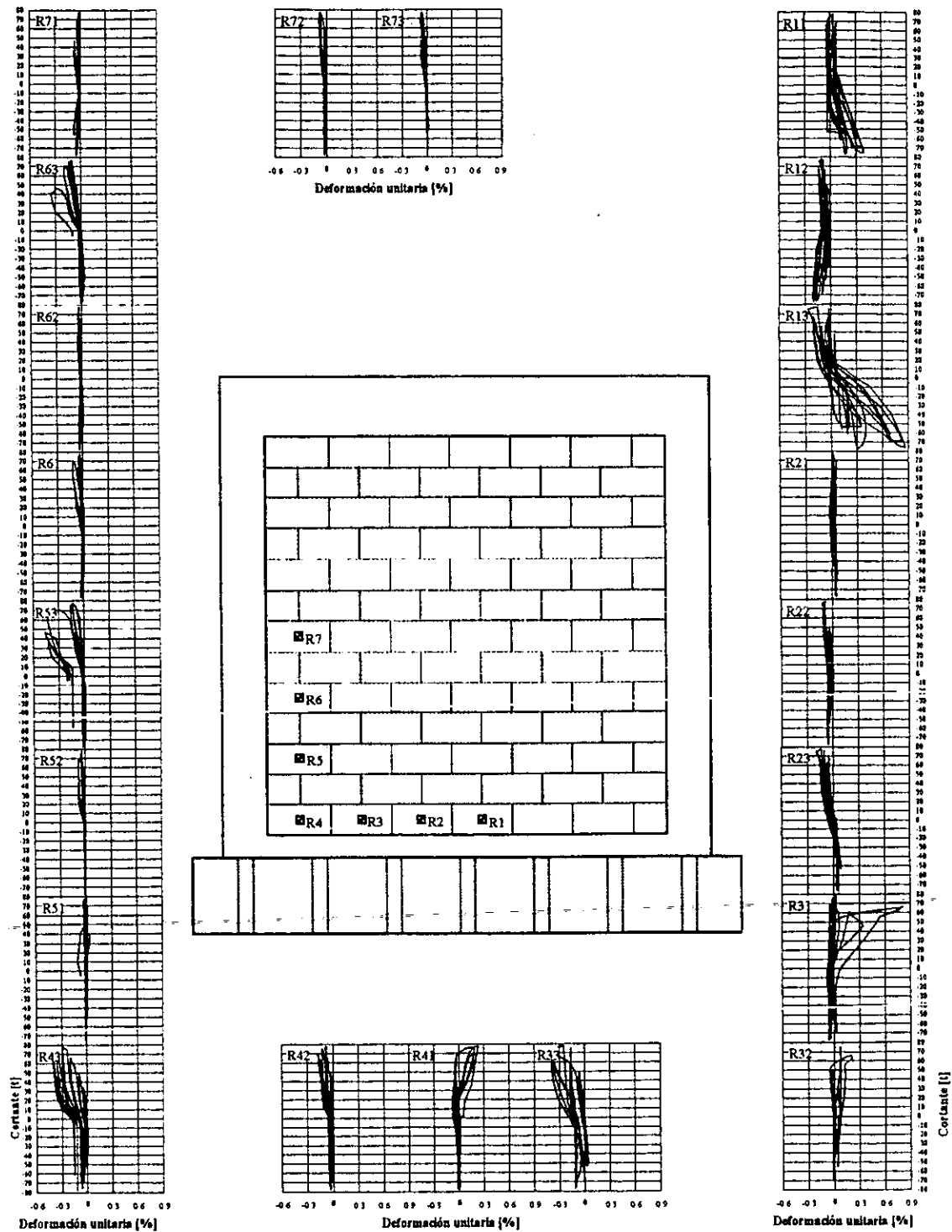


Figura 4.20 Información registrada por las rosetas colocadas en bloques seleccionados

Las rosetas que registraron deformaciones más grandes fueron las 1, 3 y 4. Los bloques donde se colocaron éstas resultaron dañados con algunos agrietamientos. El bloque de la roseta número dos también tuvo grietas, sin embargo, no pasaron cerca de la roseta. Los bloques de las rosetas 5, 6 y 7 no tuvieron grietas, y solo se presentaron grietas en la junta del mortero.

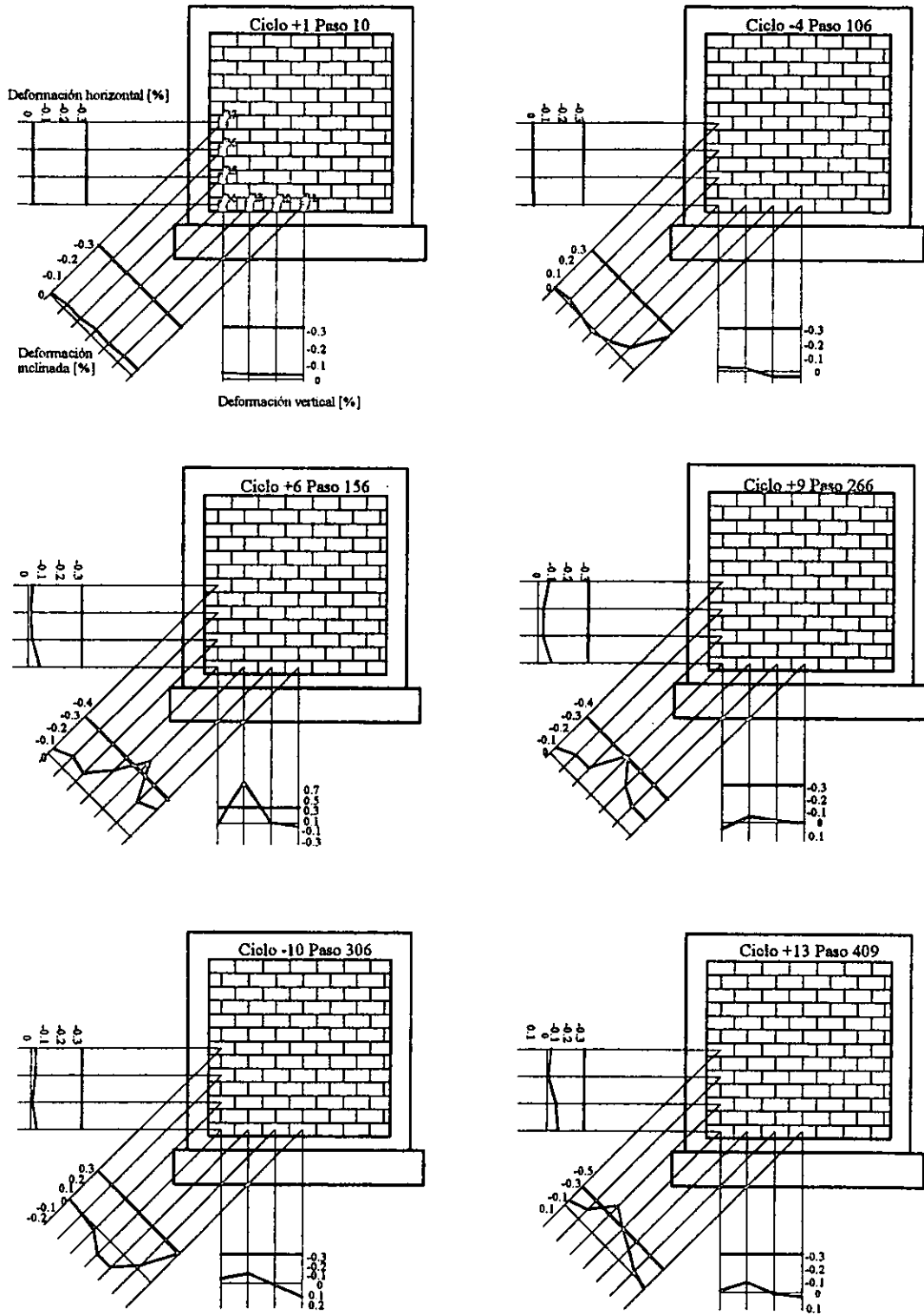


Figura 4.21 Deformaciones registradas por las rosetas en los picos de carga

En el paso 173 se presentó una grieta en el bloque 1, y el deformímetro a 45° registro un valor de 0.65 de deformación; en el paso 242 surge un nuevo agrietamiento y el valor aumenta hasta 0.8, que es el pico en el ciclo negativo y el máximo valor registrado por esta deformímetro. Estos valores tan altos se

atribuyen al pegamento utilizado para colocar las rosetas, ya que de cierta forma impide la separación del bloque, pero la grieta está allí y por ello el valor.

El deformímetro 31 aumentó las deformaciones en el paso 156 a un valor de 0.76, punto donde surgió un agrietamiento en el bloque. En el punto de cortante máximo los valores de la roseta 4 aumentaron, principalmente el vertical y el de 45° a 0.25 en promedio. En la etapa final en el ciclo +11 paso 248 alcanzan valores de 0.40, resultado de nuevos agrietamientos.

El recubrimiento de concreto modificó la dirección y magnitud de las deformaciones (figura 4.21) en comparación con el registro obtenido en TO, y se atribuye a que hasta ese punto (resistencia) el espécimen había trabajado en conjunto.

4.1.4 Malla

La malla tiene un esfuerzo de fluencia $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$, por tanto, la deformación de fluencia teórica fue de 0.25 por ciento. En la figura 4.23 se observa que los valores registrados por los deformímetros de la malla fueron positivos, es decir, de tensión. Esto es, los alambres trabajaron cuando se originaron las grietas. En el ciclo contrario la compresión fue tomada directamente por el concreto.

El 38 por ciento de los deformímetros registran deformaciones de la malla a partir de que se alcanza el cortante máximo, el 17 por ciento lo hace después de una distorsión de 0.2 por ciento, 19 por ciento cuando surgen nuevos agrietamientos.

De los 32 deformímetros colocados en la malla, 28 por ciento de ellos supera la deformación de fluencia teórica. Sin embargo, ningún alambre de la malla se rompió durante el ensaye. Estos deformímetros se localizaban en la parte central del muro, figura 4.22. Esto se debió a que es el lugar donde cruzaron las direcciones principales de los agrietamientos inclinados.

En el paso 87 ciclo +4, surge una grieta en la esquina inferior este, los deformímetros MV11 y MH11 colocados cerca de donde pasa la grieta aumentan sus valores, 0.05 y 0.1 por ciento, respectivamente.

La carga lateral máxima se alcanza en el ciclo +6 paso 156, y se originan agrietamientos en la parte posterior sur. Los deformímetros MH2, MH7, MV4 y MH15 registran valores de 0.1 por ciento, en promedio. En el ciclo -6 paso 173 surgió una grieta en la esquina inferior oeste, se registró un valor de 0.06 por ciento para el MH13. Una grieta surge en la diagonal principal en el paso 217 ciclo +8, los deformímetros que no habían registrado grandes deformaciones, lo hacen a partir de este momento.

El deformímetro MV7 alcanza una deformación de $1.28 \epsilon_y$, en el ciclo -8 paso 242, punto de cortante máximo negativo. Otro que alcanza una deformación mayor a la de fluencia en este paso es el MH18 igual a $1.3 \epsilon_y$. El MH11 la registra en el ciclo +6 paso 156 (distorsión de 0.2 por ciento) y tuvo un valor de $1.41 \epsilon_y$. Los deformímetros MV7', MV16, MH16, MV11, MV112, MH12 y MH13 superan la deformación de fluencia teórica en ciclo +8 paso 217 (carga lateral máxima) en $1.4 \epsilon_y$, en promedio, excepto el MH16 que lo hace en $2.14 \epsilon_y$. El MH16 es el deformímetro colocado en la intersección de las diagonales.

Los deformímetros que no registraron grandes deformaciones se encontraban en zonas no dañadas (concreto no agrietado).

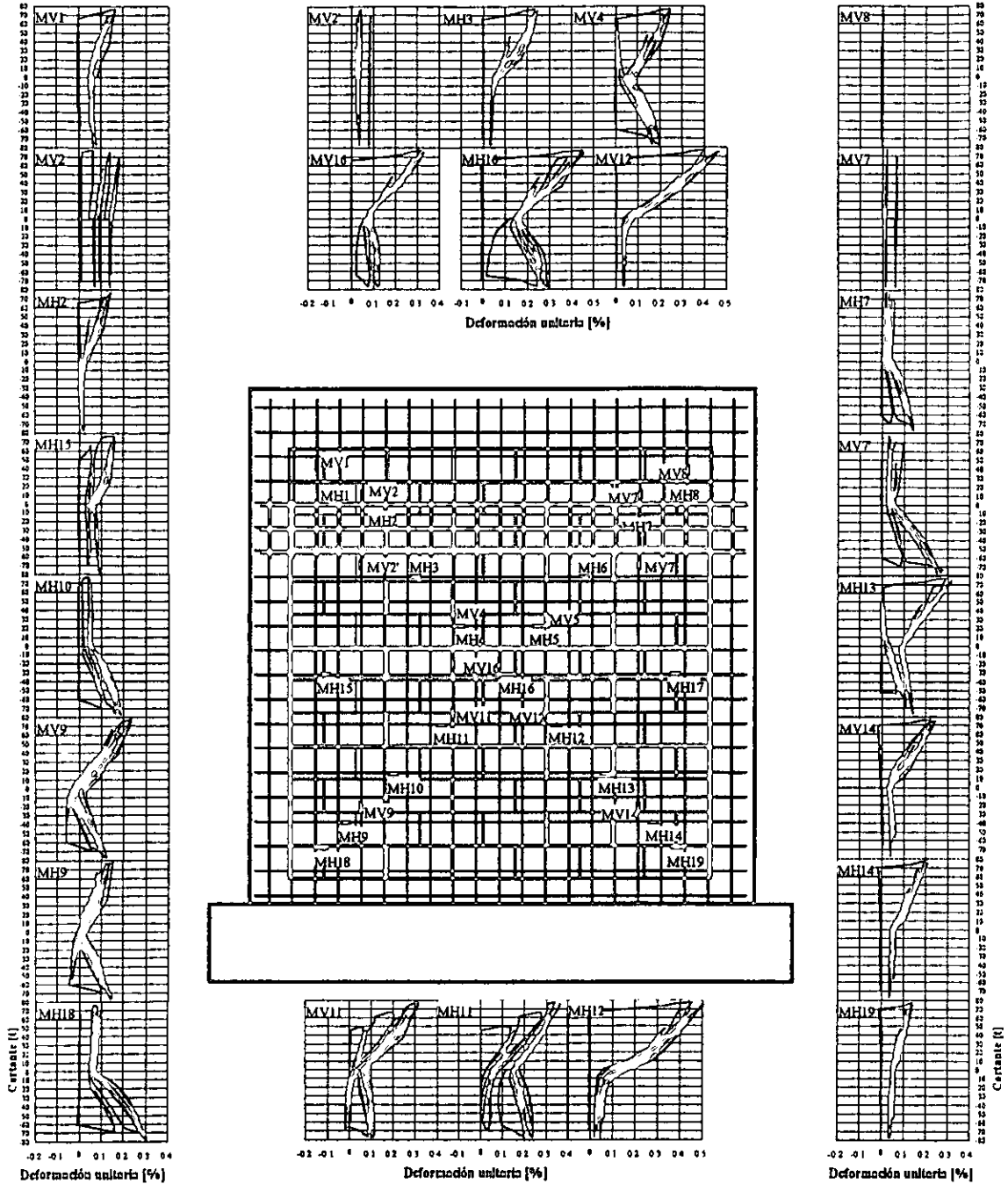


Figura 4.22 Deformímetros ubicados en la malla

4.11 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

En este caso las deformaciones por flexión y cortante se deben a la inelasticidad de la mampostería, del recubrimiento de concreto, a la fricción entre los bloques, y los esfuerzos del refuerzo longitudinal de las columnas y alambres horizontales de la malla electrosoldada.

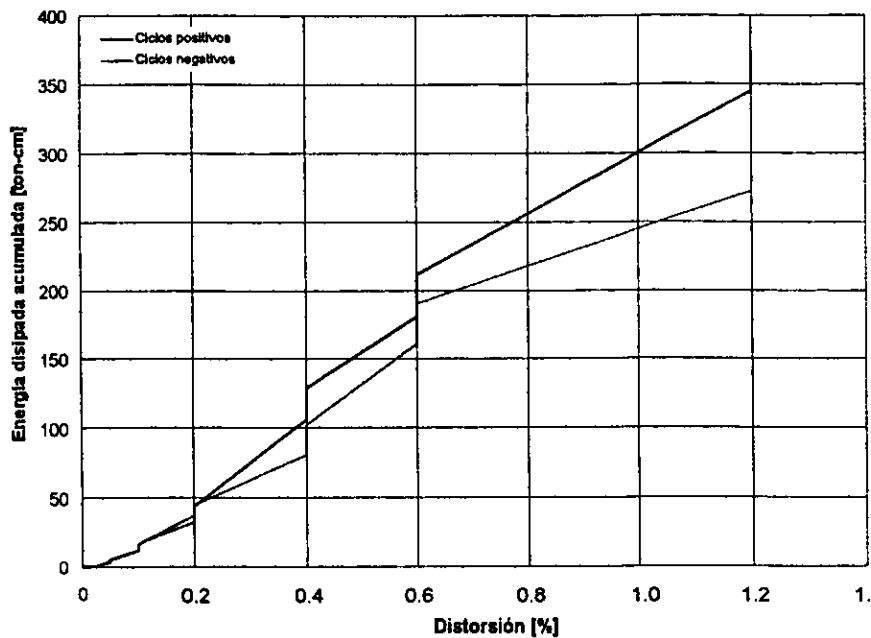


Figura 4.23 Energía disipada total acumulada del modelo TD

Al igual que en modelo de control la disipación de energía en los primeros ciclos es pequeña. A partir de 0.2 por ciento de distorsión la disipación de energía aumenta considerablemente (32 t-cm), figura 4.23. El valor máximo que se obtuvo fue de 344 t-cm de disipación de energía, para una distorsión de 0.012.

4.12 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE

En la figura 4.24 se muestra la gráfica del amortiguamiento viscoso equivalente. Para este modelo se obtuvo un valor medio de 0.50 en el intervalo inelástico.

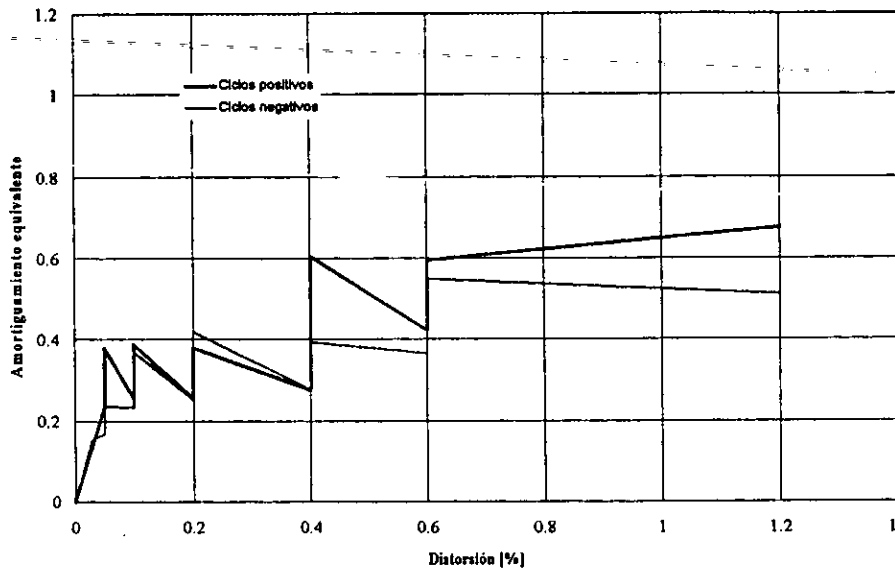


Figura 4.24 Amortiguamiento viscoso equivalente del modelo TD

El amortiguamiento viscoso refleja la energía disipada por el espécimen. Por ello el incremento de los valores conforme crece la distorsión.

4.13 COMPONENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Al inicio del ensaye la contribución por flexión es muy grande, para una distorsión de 0.3 por ciento contribuye con el 83 por ciento, y 71 por ciento para 0.5 por ciento de distorsión. En el momento que se alcanzó el cortante de agrietamiento la contribución a la energía disipada por corte fue la mayor (100 por ciento). A partir de este punto se mantiene hasta llegar a una distorsión de 0.85 por ciento. La flexión se presenta nuevamente en el último pico y alcanza un valor del 22 por ciento. Como se puede observar en la figura 4.25 las dos componentes de disipación de energía están presentes en el desarrollo de la prueba.

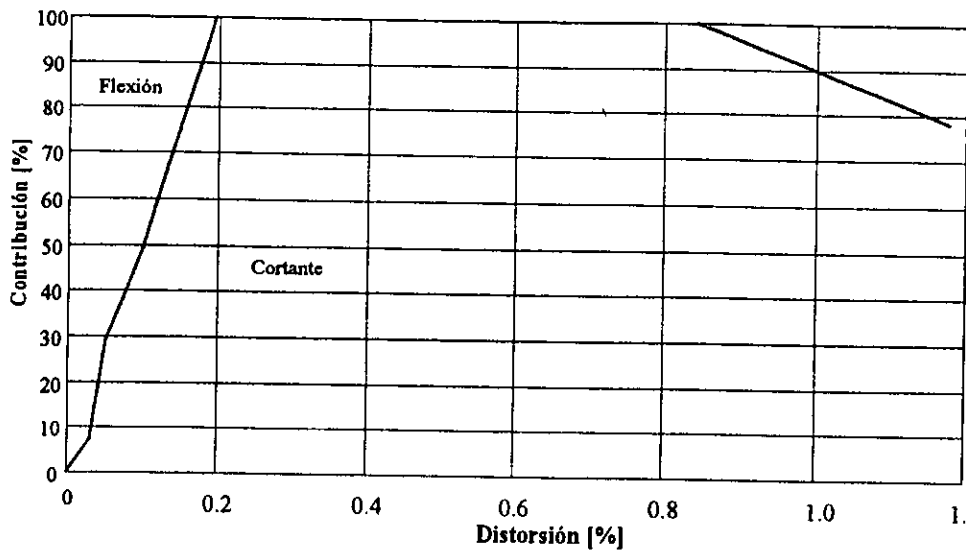


Figura 4.25 Contribución a la energía disipada total del modelo TD

4.14 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

La figura 4.26 muestra la curva con la que se calculó la capacidad de deformación, los valores se presentan en la tabla 4.3. El valor fue menor que el calculado para el espécimen de control, lo que muestra una mayor rigidez del muro debido al refuerzo.

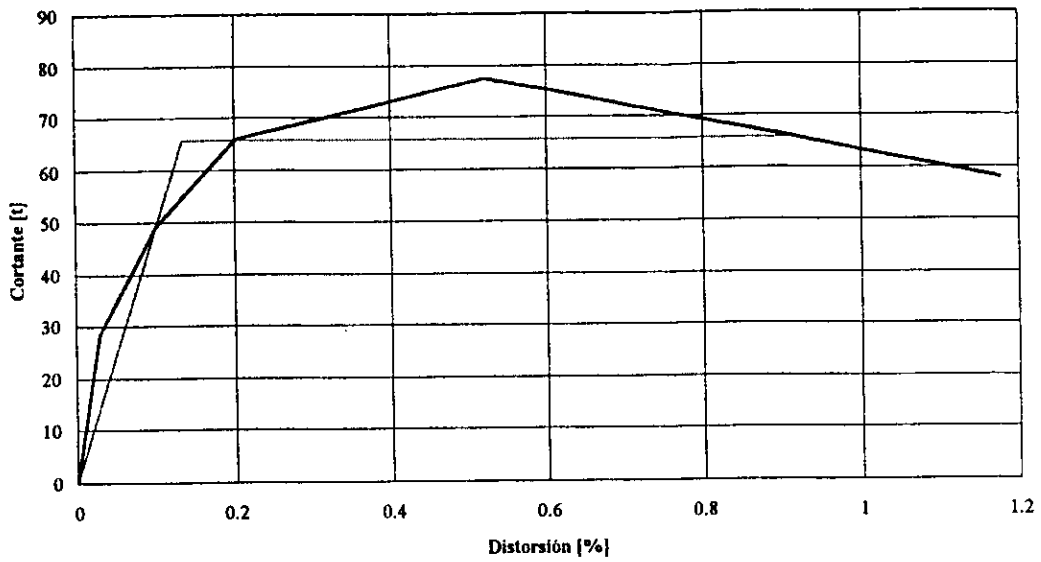


Figura 4.26 Determinación de la ductilidad equivalente del modelo TD

Tabla 4.3 Valores para determinar la ductilidad equivalente

$V_{m\acute{a}x}[t]$	$V_o[t]$	$V_o^*[t]$	$R[\%]$	$\Delta_v[\%]$	$R_u[\%]$	$R_v[\%]$	m	q
77.4	65.8	49.3	0.102	0.136	0.915	0.136	6.7	3.5

En este modelo la distorsión para el cortante de agrietamiento fue de 0.1 por ciento, mientras que la distorsión elástica definida con el criterio tuvo un valor de 0.14 por ciento.

CAPÍTULO 5

COMPARACIÓN Y RESULTADOS TEÓRICOS

En este capítulo se hace un recuento de los resultados obtenidos en cada uno de los especímenes, mostrando las diferencias existentes del espécimen de control con el reforzado. También se hace una comparación de los resultados obtenidos en forma experimental contra los que se obtuvieron teóricamente.

5.1 ENVOLVENTES

En la figura 5.1 se presentan las envolventes de los especímenes. En el modelo TO la primera grieta inclinada surgió para una distorsión de 0.05 por ciento, mientras que en el modelo TD la grieta surgió cuando la distorsión era de 0.1 por ciento. Los cortantes máximos de los modelos TO y TD se alcanzaron para distorsiones de 0.6 y 0.5 por ciento, respectivamente.

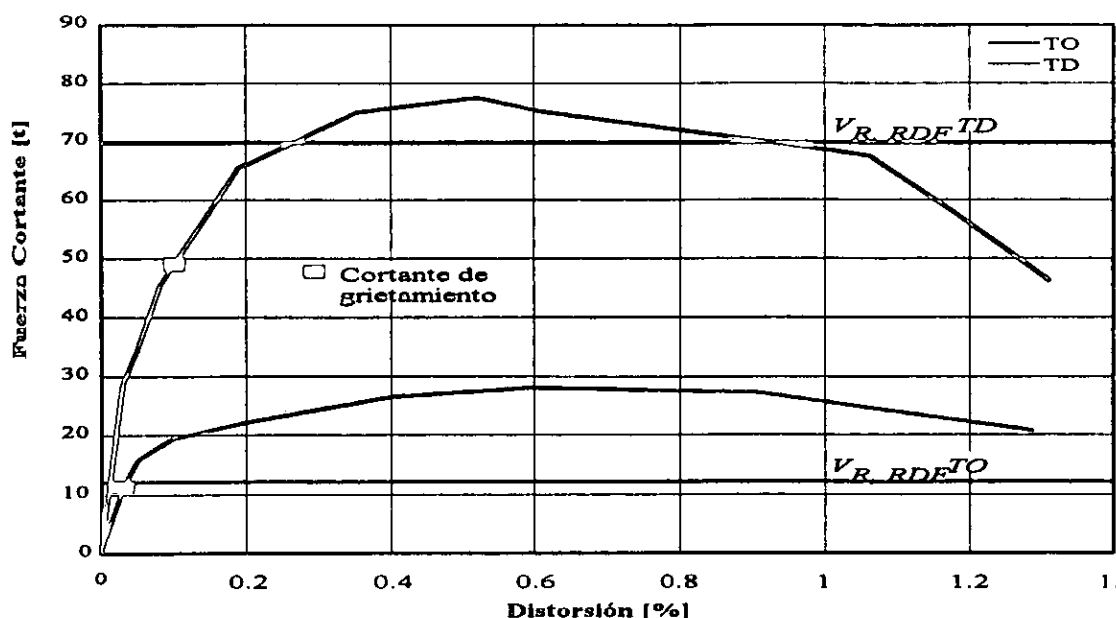


Figura 5.1 Envolventes de respuesta de los especímenes ensayados

Como se puede observar el refuerzo (recubrimiento de concreto) incrementó cuatro veces la rigidez lateral inicial. Es evidente la contribución del recubrimiento, la malla y los conectores a la resistencia cuando se compara el modelo TD con el TO.

La fuerza cortante alcanzada fue mayor que la predicha. Sin embargo, el modo de falla del espécimen reforzado no correspondió al mecanismo deseado. Lo que se esperaba era que la malla fluyera e incluso se fracturara una vez que el recubrimiento de concreto se agrietara.

5.2 RIGIDECES

Una posible consecuencia del refuerzo de una estructura es incrementar la rigidez lateral. En este caso el recubrimiento de concreto efectivamente incrementó dicha rigidez. En la tabla 5.1 se muestran las rigideces para cada uno de los modelos. También se compara la degradación de las rigideces de ciclo (figura 5.2) y equivalente (figura 5.3). Esta degradación se da de manera súbita en los primeros ciclos. En ambos muros, para una distorsión de 0.2 por ciento, la rigidez había decaído en más del 50 por ciento. La rigidez elástica se calculó con la ec. 3.6

Tabla 5.1 Comparación de las rigideces experimentales y teóricas

Espécimen	Rigidez elástica (t/cm)	Rigidez experimental (t/cm)	Rigidez experimental / Rigidez elástica
TO	44.8	78.9	1.76
TD	298.5	315.0	1.06

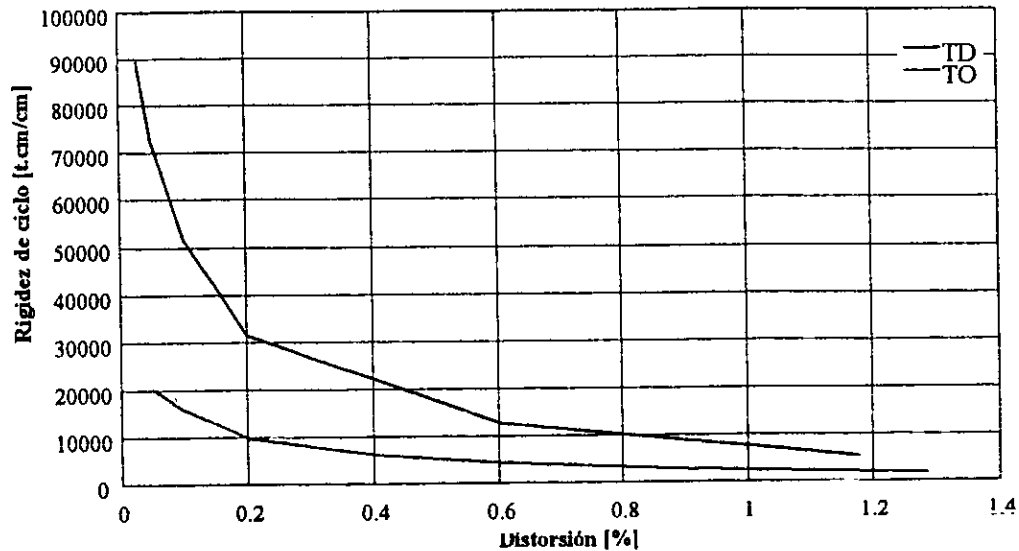


Figura 5.2 Degradación de las rigideces de ciclo

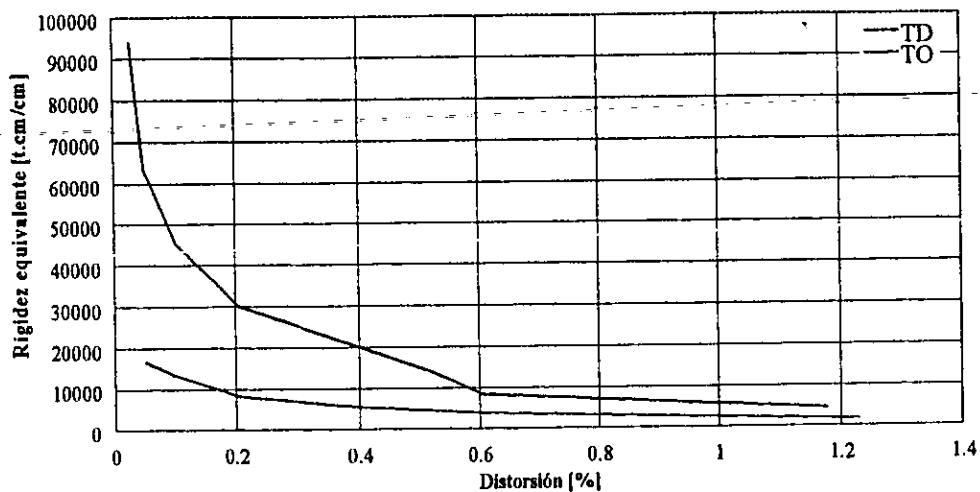


Figura 5.3 Degradación de las rigideces equivalentes

5.3 DEFORMACIÓN ANGULAR

Una vez que se alcanza el cortante de agrietamiento, la deformación angular crece rápidamente. Las deformaciones angulares máximas se dan en los últimos ciclos (figura 5.4). Las deformaciones

máximas fueron mayores para el modelo TO (con un valor de 1.4 aproximadamente), mientras que para el TD se obtuvo un valor del orden de 0.7 por ciento.

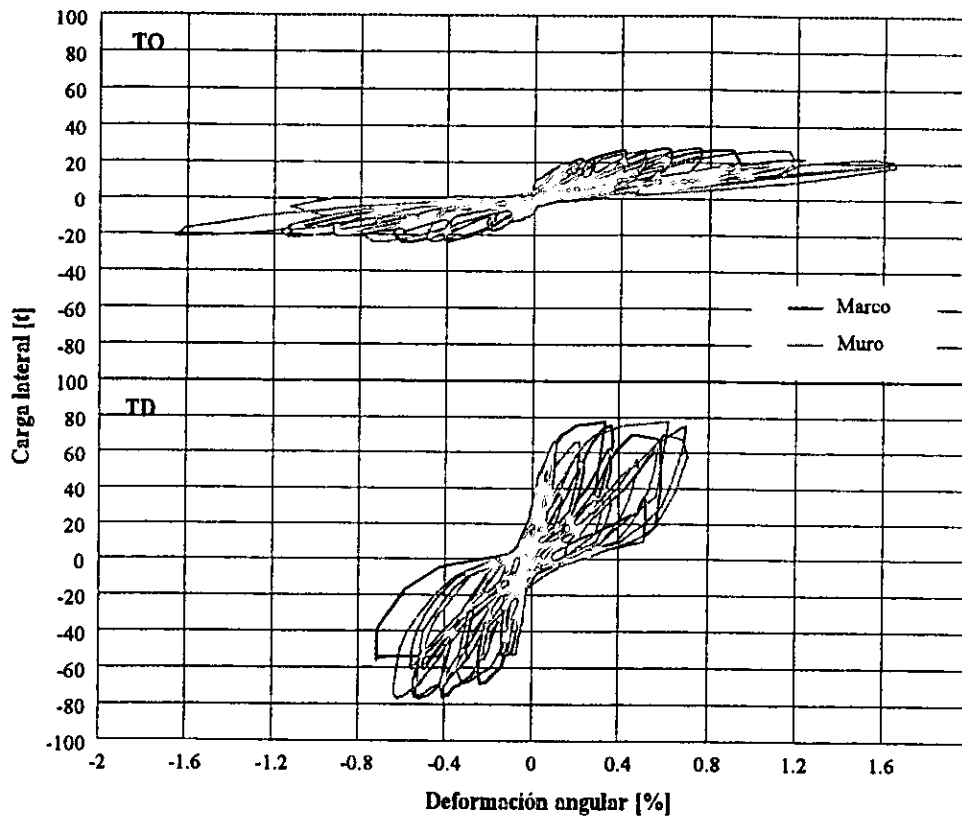


Figura 5.4 Deformación angular de los especímenes

5.3.1 Marco

Se obtuvieron deformaciones angulares máximas de 1.2 y 0.7 por ciento, en los especímenes TO y TD, respectivamente. El recubrimiento de concreto hizo que las deformaciones disminuyeran, tanto en el marco como en el muro de mampostería. Las deformaciones se alcanzaron en el último ciclo de la prueba.

5.3.2 Muro

Los valores de las deformaciones angulares en la mampostería son similares a las del marco en el espécimen TD, lo que refleja un trabajo de conjunto (muro, marco y recubrimiento). Sin embargo, no existe un comportamiento totalmente monolítico, aún que en menor proporción se observa un trabajo de marco, es decir, las columnas se deforman por flexión en sus extremos. El modelo TO mostró deformaciones mayores en el muro comparadas con las del marco. El muro del modelo TO en ciclo +13 se deformó 1.7 por ciento, mientras el TD llega a una deformación de 0.7 por ciento en ciclo +14. La deformación del espécimen TD es menor debido a la rigidez que proporciona el recubrimiento de concreto.

5.4 ROTACIONES

Las rotaciones locales en columnas fueron similares en el espécimen de control y en el modelo reforzado. La rotación general del modelo presenta valores muy semejantes para ambos especímenes.

5.4.1 Columnas

A continuación se presenta en la tabla 5.2 el resumen de las rotaciones máximas alcanzadas en cada una de las columnas y en cada región. La mayor rigidez del modelo TD no impide la rotación de las columnas, que se refleja al comparar los valores con el espécimen de control, resultando muy semejantes. En la figura 5.4 se muestran las gráficas de las rotaciones en los extremos inferiores de las columnas. Las rotaciones se calcularon con la expresión 3.4.

Tabla 5.2 Rotaciones en las columnas de los modelos

Columna/Región	1		2	
	TO	TD	TO	TD
Este	0.29%	0.20%	-1.09%	-1.17%
Oeste	-0.29%	-0.26%	0.95%	1.38%

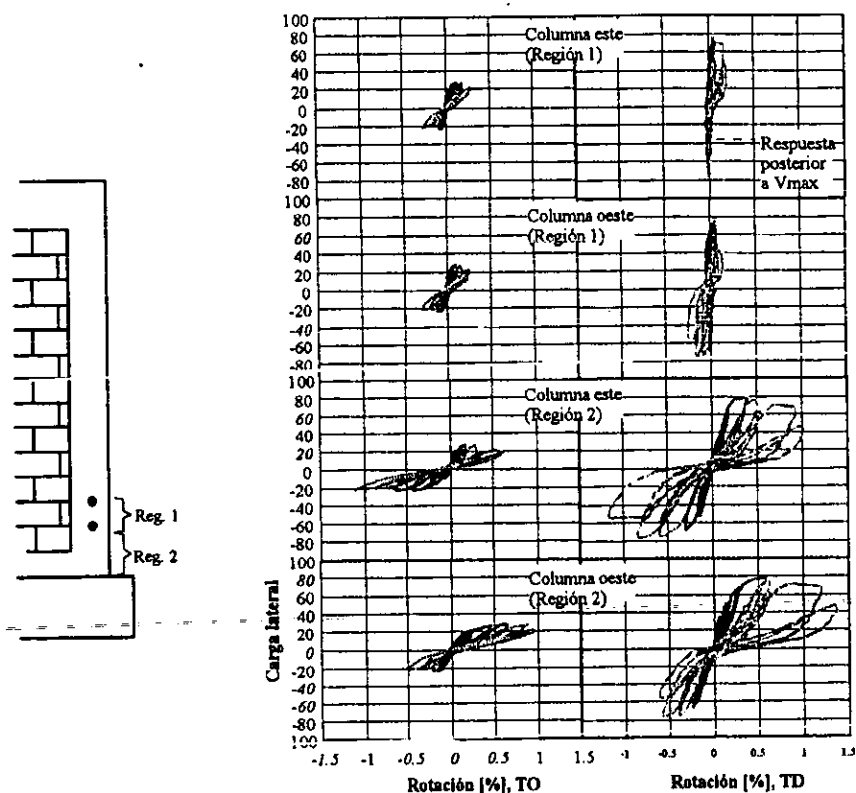


Figura 5.4 Rotaciones en las columnas

5.4.2 Modelo

Las rotaciones locales son mayores que las de los modelos (figura 5.5), éstas últimas representan el 10 por ciento de las locales. Las rotaciones se obtuvieron a partir de la ec. 3.4.

Tabla 5.3 Rotaciones en los modelos

Modelo/Región	1	2
TO	-0.03%	-0.097%
TD	-0.024%	0.15%

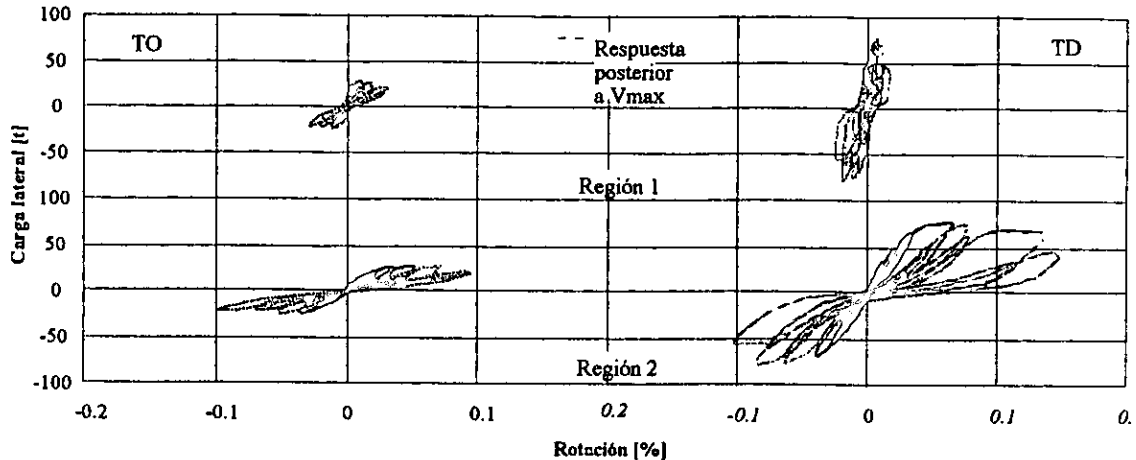


Figura 5.5 Rotaciones en los modelos

5.5 DEFORMÍMETROS

Se compararon los deformímetros que se colocaron en el armado de las columnas, traveses y estribos. Los que se ubicaron en la malla y anclas no se pueden comparar porque el modelo TO fue el espécimen de control, por tanto no contó con refuerzo. El análisis de los instrumentos mostró que en ningún caso se alcanzó la deformación de fluencia, si se toman en cuenta las deformaciones de fluencia obtenidas experimentalmente, que fueron 0.25 para acero longitudinal y 0.3 por ciento para el transversal.

En el modelo TO, el refuerzo longitudinal registró deformaciones alrededor de $0.6 \epsilon_y$, mientras que en el TD fueron $0.5 \epsilon_y$ en promedio. Las máximas deformaciones registradas fueron de 0.8 y 1.1 ϵ_y para TO y TD, respectivamente.

Las deformaciones registradas en los estribos fueron de $0.7 \epsilon_y$ en promedio para ambos modelos. En el espécimen TO el estribo E_3 superó la deformación de fluencia teórica, en el TD lo hacen los estribos E_2 y E_3 . Pero no se alcanzó el valor experimental de 0.3 por ciento.

En el espécimen TO los resultados concuerdan con una deformación en donde las columnas se flexionan en doble curvatura. Mientras que para el TD, se apreció cierto trabajo en conjunto (marco-muro y recubrimiento). Esto se observó en las columnas a tensión, las columnas que deberían de estar a compresión mostraron curvatura en la parte inferior de la misma.

5.6 CORTANTE MÁXIMO

El cortante máximo (resistencia) es la fuerza horizontal máxima que se le aplicó a los especímenes. En este punto se puede observar una diferencia bastante amplia entre ambos modelos. El espécimen de control (sin refuerzo) alcanzó una carga máxima de 27.9 t (273 KN); para esta carga la distorsión era de 0.6 por ciento. El TD alcanzó un cortante máximo de 77.4 t (759 KN), en una distorsión de 0.5 por ciento. El refuerzo aumentó la resistencia en casi 280 por ciento.

5.6.1 Estimación de la resistencia a carga lateral

RESISTENCIA A CARGAS LATERALES V_R

En el modelo TO, la resistencia de la estructura se consideró igual a la resistencia de la mampostería, mientras que para el TD la resistencia es igual a la suma de la contribución de la

mampostería, del recubrimiento de concreto y de la malla electrosoldada. En este caso se supuso que la malla alcanzaría la deformación de fluencia.

Por tanto:

$$V_R = V_{R1} + V_{R2} + V_{R3} \quad (5.1)$$

- Contribución de la mampostería V_{R1}

Se usaron las expresiones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (DDF, 1995).

$$V_{R1} = F_R(0.85v^* A_T) \quad (5.2)$$

donde:

$v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ para bloque de concreto tipo A (pesado)

A_T = área transversal del muro de mampostería

F_R = factor de reducción = 1

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

- Contribución del aplanado de concreto V_{R2}

Aplicando las normas correspondientes (DDF, 1996).

$$V_{R2} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} t L \quad (5.3)$$

donde:

F_R = factor de reducción = 1

f_c^* = resistencia nominal en compresión del concreto = $0.8f_c'$

t = espesor del aplanado de concreto

L = longitud del aplanado de concreto

$$V_{R2} = 0.85 \times 1 \times \sqrt{200} \times 9 \times 330 = 35701 \text{ Kg} = 35.7 \text{ t} (350 \text{ KN})$$

- Contribución de la malla electrosoldada V_{R3}

$$V_{R3} = F_R p_h f_y d t \quad (5.4)$$

donde:

p_h = cuantía de refuerzo horizontal

F_R = factor de reducción = 1

f_y = esfuerzo nominal de fluencia de los alambres de la malla = 5000 kg/cm^2 (490 MPa)

d = peralte efectivo del muro = $0.8L$

t = espesor del recubrimiento de concreto

$$p_h = \frac{A_{vh}}{s_h t} \quad (5.5)$$

donde:

A_{vh} = área de un alambre horizontal de la malla

s_h = separación entre alambres horizontales

$$p_h = \frac{0.25}{15 \times 9} = 0.00185$$

$$V_{R3} = 1 \times 0.00185 \times 5000 \times 264 \times 9 = 22000 \text{ kg} = 22 \text{ t (216 KN)}$$

La denominación de la malla es nomenclatura AHMSA y su significado es el siguiente:

- 1ª cifra, indica la distancia entre dos alambres longitudinales consecutivos, en pulgadas.
- 2ª cifra, indica la distancia entre dos alambres transversales consecutivos, en pulgadas.
- 3ª cifra, indica el calibre S.W.G. del alambre longitudinal
- 4ª cifra, indica el calibre S.W.G. del alambre transversal

La malla utilizada fue la 6x6 / 4-4 ($\phi_{\text{alambre}} = 5.72 \text{ mm}$, $\text{área} = 0.25 \text{ cm}^2$).

La resistencia obtenida en el espécimen TO (12 t) es comparable con el cortante de agrietamiento, es decir, las expresiones utilizadas no consideran la sobrerresistencia del sistema. Si se desprecia la contribución de la malla, en el modelo TD, la resistencia calculada ($12 + 35.7 = 47.7 \text{ t}$) es comparable con el agrietamiento inclinado (49.05 t).

El diseño de los conectores se hizo tomando en cuenta la gran adherencia entre la mampostería y el concreto. La expresión utilizada fue:

$$V_n = 0.55A_s f_y \quad (5.6)$$

En el modelo se colocaron 20 conectores del no. 4 (1.27 cm de diámetro) en el marco de concreto, con una resistencia nominal $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Por tanto, la resistencia proporcionada sería de 106.7 t, que era 1.5 veces la resistencia cortante de diseño. El criterio implica que las barras trabajen a tensión, por lo que es necesario un adecuado anclaje.

5.1.2 Deformación máxima

Las deformaciones alcanzadas por los dos especímenes fueron muy similares. El modelo TO tuvo una deformación máxima de 3.86 cm (1.3 por ciento de distorsión) para una carga de 20.75 t (203 kN). El TD alcanzó una deformación máxima de 3.53 cm (1.2 por ciento de distorsión) con una carga de 57.9 t (568 kN).

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

6.1 RESUMEN DEL COMPORTAMIENTO DEL TO

El modelo TO se comportó como un muro diafragma confinado por un marco, que bajo cargas laterales relativamente pequeñas, el tablero se separa del marco en esquinas opuestas, contrarias a las esquinas donde se aplica la fuerza. Las fuerzas relevantes son las cortantes; los momentos flexionantes no tienen gran importancia, dado que las fuerzas de interacción se desarrollan en la proximidad de los nudos. La carga lateral provocó el desarrollo de un campo de fuerzas de compresión en el tablero, y en la otra diagonal existen esfuerzos de tensión que ocasionan el agrietamiento de la mampostería.

Sin embargo, la información obtenida con los transductores no coincide exactamente con la teoría, ya que ocurrieron separaciones en esquinas que debían comprimirse, y compresiones donde tenían que existir separaciones. Esto es debido probablemente a que la mampostería no es un material elástico y homogéneo como supone la teoría. Estas mediciones se realizaron entre el muro de mampostería y marco. Por otro lado, las diagonales que se encontraban dentro del muro de mampostería tuvieron un comportamiento como el esperado, la diagonal donde se aplica la fuerza se comprime y en la otra existe tensión, originándose las grietas. Esto implica que los transductores pueden registrar mediciones diferentes debido a que estaban colocados en las orillas del muro de mampostería.

6.2 RESUMEN DEL COMPORTAMIENTO DEL TD

En el modelo TD se apreció cierto trabajo en conjunto (marco-muro y recubrimiento). Esto se manifestó por las columnas que trabajaron a tensión; las columnas que deberían de estar a compresión mostraron curvatura en la parte inferior de la misma. Las deformaciones angulares fueron más pequeñas que las del modelo de control, lo que hace suponer que sí hubo un trabajo de conjunto aunque no en su totalidad (doble curvatura de columnas inferiores).

La malla trabajó a tensión. Después del agrietamiento la sollicitación mayor de esfuerzos se dio cuando surgió alguna grieta importante en el recubrimiento de concreto, cuando se alcanzó el cortante de agrietamiento y cuando se desarrolló el cortante máximo. En la malla se encontraban deformímetros que en algunos ciclos registraron tensiones y el valor de las deformaciones eran grandes, para el pico contrario el valor era mucho menor. Esto se debe a que el deformímetro se encontraba en la diagonal del puntal de compresión y quedaba alejado del puntal de compresión para el otro pico. Los deformímetros ubicados en el centro del muro registraron valores grandes de deformaciones en ambos picos.

6.3 CONCLUSIONES DEL MODELO TO Y TD

1. Los modelos se comportaron elásticamente hasta la aparición de la primer grieta inclinada.
2. El cortante de agrietamiento ocurrió a 0.05 y 0.1 por ciento de distorsión, en los modelos TO y TD, respectivamente. La carga máxima se alcanzó en una distorsión de 0.6 por ciento en el espécimen TO, y 0.0052 en el TD.
3. La distorsión última (desplazamiento máximo entre la altura del muro) del modelo fue de 1.3 y 1.4 por ciento, muro TO y TD, respectivamente.
4. La resistencia de los especímenes fue de 27.9 t (273 kN) para el TO y 77.4 t (759 kN) para el TD. El recubrimiento de concreto aumentó la resistencia del modelo TD en un 280 por ciento.
5. Las piezas de mampostería empezaron a aplastarse a distorsiones de 0.4 y 0.6 por ciento, en los modelos TO y TD, respectivamente. En el modelo TO las piezas se aplastaron en la parte central

del muro, donde se cruzaban las grietas de una y otra dirección. En el TD el aplastamiento de las piezas ocurrió en las dos hiladas superiores aproximadamente. Esto es debido al refuerzo (malla) colocado en el muro y al tipo de deformación originada por el recubrimiento.

6. La degradación de la rigidez de ciclo se da de manera más rápida en el modelo TD. Para una distorsión de 0.001 la rigidez había decaído en 22 y 42 por ciento, en los modelos TO y TD, respectivamente. Cuando la distorsión era de 0.2 por ciento la rigidez había decaído en 51 y 62 por ciento, en los especímenes TO y TD, respectivamente. Una degradación mayor se observó en las distorsiones cercanas a donde se alcanzó el cortante máximo; en el modelo TO decayó un 69 por ciento para 0.4 por ciento de distorsión, y 91 por ciento para 0.6 por ciento de distorsión para el modelo TD.
7. La deformación angular fue más grande para el espécimen TO con un valor de 0.017, mientras que para el TD se obtuvo un valor de 0.007.
8. La ductilidad de los modelos TO y TO fue de 9.2 y 6.7. Estos datos arrojaron valores del factor de comportamiento sísmico de 4.2 para el modelo TO, y 3.5 para el TD. El cálculo se hizo con la fórmula de Newmark y Hall para la distorsión máxima.
9. Ambos modelos fallaron una vez que se aplastó la mampostería. Para el espécimen TD el recubrimiento de concreto sólo tenía pequeñas grietas, sin embargo, también se presentó una separación del recubrimiento contra el muro. Pero el aplastamiento de las piezas ocasionó que con cargas pequeñas se alcanzaran distorsiones muy grandes.
10. Sólo un conector de TD presentó fluencia, lo que indica que no desarrollaron grandes esfuerzos. Sin embargo, los que se encontraban en el marco trabajaron a tensión, lo que provocó la separación del recubrimiento y el marco, y la consecuente pérdida de rigidez y resistencia.
11. El recubrimiento de concreto ocasionó el giro del modelo en el plano horizontal; el mayor desplazamiento se registró del lado de la mampostería. Sin embargo, en la práctica el piso y el techo restringen este giro inducido. El desplazamiento fuera del plano creado por la excentricidad del muro, no pareció afectar la respuesta del espécimen.
12. De los alambres de la malla que registraron fluencia (teórica) ninguno falló. La malla hizo que los agrietamientos se distribuyeran uniformemente en todo el recubrimiento de concreto. El 28 por ciento de los deformímetros alcanzaron deformaciones teóricas de fluencia.
13. En el modelo TO las rosetas que registraron deformaciones más grandes fueron la 4 y 5. De su colocación se deduce que el puntal de compresión pasa cerca de la diagonal principal del muro. Las rosetas 4 y 5 cubrían un ancho de 90 cm, mientras que el ancho equivalente teórico fue igual a 116 cm. Para el espécimen TD las rosetas que registraron mayores deformaciones son la 3, 4 y 5. Sin embargo, no es un patrón constante, en algún ciclo era una y en otro ciclo era otra roseta.
14. El cálculo de las direcciones de los esfuerzos principales no concuerdan con el comportamiento teórico (puntal de compresión a 45°), esto puede ser causa de dos aspectos: a) la mampostería no es un material elástico, y b) las rosetas registran esfuerzos puntuales.
15. El puntal de compresión en el recubrimiento de concreto excéntrico, se extendió diagonalmente desde la esquina más alta hasta la parte baja de la columna. El puntal de compresión se extendió en el muro, provocando concentraciones altas de esfuerzo cortante en el modelo, lo que ocasiona que en el modelo TD se aplasten las dos hiladas superiores del muro. En el espécimen TO, como no existe refuerzo, la concentración de esfuerzos se da en la parte central del muro.
16. De acuerdo con el registro de los transductores de separación colocados entre el panel de mampostería y el marco, la deformación del panel no fue como lo indica la teoría. Sin embargo,

los registros de las diagonales ubicadas en la mampostería mostraron un comportamiento como el esperado. En ciclos positivos una diagonal se comprime y la otra se alarga, y viceversa en ciclos negativos.

17. El tipo de falla ocurrido en el espécimen TD no fue el esperado. En el diseño se consideró una falla por cortante del recubrimiento de concreto, y como consecuencia la plastificación y fractura de la malla.

6.4 RECOMENDACIONES

1. Se debe cuidar el correcto anclaje de los conectores, para evitar la extracción, y la consecuente pérdida de rigidez y resistencia de la estructura. Se recomienda que los conectores sean capaces de resistir cuando menos 1.5 veces la fuerza cortante de diseño. Los conectores ubicados en la viga deberán resistir el 100 por ciento de la fuerza cortante, mientras que, el otro 50 por ciento debe ser resistido por los conectores colocados en las columnas.
2. Si la adherencia entre el recubrimiento de concreto y el muro de mampostería no es afectada por las condiciones de la estructura, se pueden evitar los conectores en el muro. En condiciones normales la adherencia es tan grande que se puede prescindir de los conectores en el muro de mampostería. Sólo es necesario colocar algunos para sujetar la malla antes del colado del recubrimiento.
3. En la colocación de los conectores se recomienda lo siguiente:
 - ✓ El diámetro de las perforaciones debe ser mayor al de las barras (3 a 5 mm).
 - ✓ Utilizar escobillón y soplador para limpiar perfectamente la perforación.
 - ✓ Colocar la resina epóxica mediante una boquilla que la coloque hasta el fondo de la perforación.
 - ✓ Girar las barras al introducirlas, hasta llegar a la profundidad especificada.
 - ✓ La profundidad de los conectores deberá garantizar que desarrollen su resistencia a la tensión.

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.
- Alcocer S. M. (1999), "Muros Estructurales", Curso sobre Diseño y construcción Sismorresistente de Estructuras, Centro Nacional de Prevención de Desastres, pp. 201-216.
- Alcocer S. M., Muria D. (1994), "Comportamiento dinámico de sistemas de muros de mampostería confinada", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Alcocer S. M., Sánchez T. A., Meli R. (1993), "Comportamiento de la estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles del CENAPRED", Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Arnal L., Betancourt M. (1996), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", TRILLAS.
- 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, July-August, pp. 383-393.
- Bazán E., Meli R. (1998), "Manual de diseño sísmico de edificios", LIMUSA, México D.F., 317 pp.
- Birkeland P.W. y Birkeland H.W. (1966), "connections 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, sección c: estructuras, tomo I: recomendaciones, tema 1: criterios de diseño, capítulo 3: diseño por sismo. Instituto de Investigaciones Eléctricas, pp. 1.3.26-1.3.29.
- Departamento del Distrito Federal (1995), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, marzo, 15 pp.
- Departamento del Distrito Federal (1996), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, marzo, 66 pp.
- Escoto M. (1988), "Reto sísmico", Teléfonos de México S. A., pp. 189-211.
- 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.
- Flores L., Alcocer S. M. (1998), "Evaluación experimental del desempeño de muros de bloque hueco de concreto reforzado con malla electrosoldada y recubrimiento de concreto", XI Congreso Nacional de Ingeniería estructural, Monterrey, Nuevo león, noviembre de 1998.
- Gaynor P. J. (1988), "The effect of openings on the cyclic behavior of reinforced concrete infilled shear walls", The university of Texas at Austin, 245 pp.
- Gere, Timoshenko (1984), "Mecánica de materiales", Grupo editorial Iberoamérica, 825 pp.
- Gómez J. T. (1988), "Reto sísmico", Teléfonos de México S. A., pp. 31-48.
- Hanson R. D., "Reforzamiento de elementos de concreto en edificios", American Concrete Institute.

- Iglesias J., "Repairing and strengthening of reinforced concrete buildings damaged in the 1985 México city earthquake", UAM. Departamento de materiales.
- Jiménez L. R. (1989), "Strengthening of reinforced concrete frame using an eccentric wall", Tesis de maestría, The university of Texas at Austin , 67 pp.
- Jiménez-Pacheco J., Kreger M. E. (1993), " Behavior of steel-to-concrete connections for use in repair and rehabilitation of reinforced concrete structures", Department of Civil Engineering/Bureau of Engineering Research, The university of Texas at Austin, 102 pp.
- Lazalde G. (2000), Tesis de Licenciatura en proceso, UNAM.
- Masaki M. (1996), "Daños causados por el sismo de 1985", Reporte del Instituto de Arquitectos de Japón, pp. 262-265.
- Meli R. (1992), "Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de Mampostería, DDF", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Meli R., Salgado G. (1969), "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral", Instituto de Ingeniería, 141 pp.
- Ojeda M. (1999), "Muros de tabique extruido ante cargas laterales: su comportamiento y aplicación práctica", Tesis de licenciatura, IPN, 52 pp.
- Park R., Paulay T. (1979), "Estructuras de concreto reforzado", LIMUSA , México, pp. 13-50.
- Paulay T., Priestley M. J. N. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, Inc., pp. 362-499.
- Pineda J. A. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", Tesis de licenciatura, UNAM, 75 pp.
- Ramírez A. (1996), "Estadísticas de edificios rehabilitados en la ciudad de México después de los sismos de 1985", Tesis de licenciatura, pp. 61-86.
- Suárez G., y Jiménez Z. (1987), "Cuadernos del Instituto de Geofísica" , Instituto de Geofísica, UNAM México, D.F.
- 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.
- Teléfonos de México, Internet , "Historia de la Telefonía en México 1878-1991", <http://www.telmex.com.mx>.
- Valluvan R., Kreger M. E., y Jirsa J. O (1999), "Shear-Friction Provisions, Evaluation of ACI 318-95", ACI structural journal , July-August 1999, pp. 473-481.

AGRADECIMIENTOS

La culminación de una tesis refleja el esfuerzo realizado durante la formación profesional de la persona. Quiero agradecer a todas las personas que intervinieron en el proceso, mi familia, amigos, profesores y a los colaboradores del estudio del cual surgió la tesis.

El principal agradecimiento se lo doy a mis padres, por apoyar mis decisiones, enfrentar mis problemas junto conmigo, convertir en realidad lo que tengo, y por hacerme saber que el paso por este mundo es gratificante.

Un especial reconocimiento a las familias que me proporcionaron estancia durante el periodo que duro la carrera y la tesis, sin ellos las cosas hubieran sido más difíciles o simplemente no estarían realizadas.

Agradezco todo el apoyo de Leo: la paciencia en la parte experimental, la información proporcionada y la parte del trabajo que aparece en esta tesis.

Agradezco al Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro por su colaboración y orientación en la dirección de esta tesis.