

01161

8



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS POSGRADO

UNAM a la Dirección General de Bibliotecas
contenido de...
NOMBRE: Leonardo E. Flores Corona
FECHA: 18 agosto 2003
FIRMA: [Firma]

EVALUACION EXPERIMENTAL DE MARCOS
CON MURO DIAFRAGMA DE BLOQUE,
REFORZADOS CON RECUBRIMIENTO
DE CONCRETO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA:

Leonardo Emmanuel Flores Corona



México, D. F. agosto de 2003

ca

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE MARCOS
CON MURO DIAFRAGMA DE BLOQUE,
REFORZADOS CON RECUBRIMIENTO
DE CONCRETO**

T E S I S

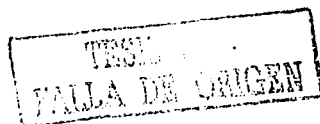
**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

PRESENTA:

Leonardo Emmanuel Flores Corona

México, D.F., agosto de 2003

b



A mis papás

Abel Flores †
Luz María Corona

C

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



PROGRAMA DE POSGRADO EN INGENIERÍA

RECIBI COPIA DE: () TRABAJO ESCRITO

(XXXX) TESIS

DESARROLLADO POR EL ALUMNO: LEONARDO EMMANUEL FLORES CORONA
PARA PRESENTAR EXAMEN:

() DE ESPECIALIZACION

(XX) DE GRADO

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

SECCION: (ESTRUCTURAS)

JURADO

FIRMA FECHA

PRESIDENTE: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

RSUM 05/03/03

VOCAL: DR. SERGIO ALCOCER MARTINEZ DE CASTRO

SECRETARIO: M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

18/03/03

SUPLENTE: DR. MARIO ORDAZ SCHROEDER

13/03/03

SUPLENTE: DR. OSCAR LOPEZ BATIZ

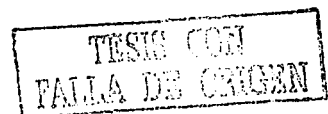
05/02/03

APROBACION DEL TRABAJO DE TESIS POR EL DEPARTAMENTO _____

PROMEDIO EN CREDITOS _____

BJS*sb.c.

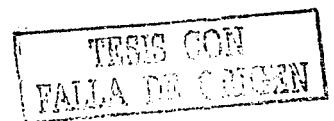
de.



**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE MARCOS CON MURO DIAFRAGMA DE
BLOQUE, REFORZADOS CON RECUBRIMIENTO DE CONCRETO**

Leonardo E. Flores Corona

Director de Tesis: Dr. Sergio M. Alcocer M. de C.

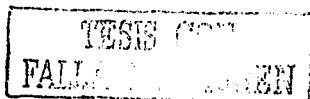


CONTENIDO

| | |
|---|------------|
| CONTENIDO | III |
| CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN | 1 |
| CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES | 5 |
| 2.1 RESISTENCIA DE ANCLAJES A CORTANTE..... | 5 |
| 2.1.1 Introducción..... | 5 |
| 2.1.2 Birkeland..... | 6 |
| 2.1.3 Mast..... | 8 |
| 2.1.4 Hofbeck y otros..... | 9 |
| 2.1.5 Bass y otros..... | 10 |
| 2.1.6 Valluvan y otros..... | 11 |
| 2.1.7 Anclaje Contra Placas de Acero..... | 12 |
| 2.1.8 Choi y otros..... | 13 |
| 2.2 BLOQUE HUECO DE CONCRETO..... | 15 |
| 2.3 COMPORTAMIENTO DE MUROS DIAFRAGMA..... | 18 |
| 2.3.1 Introducción..... | 18 |
| 2.3.2 Comportamiento General..... | 18 |
| 2.3.3 Análisis de Marcos con Muros..... | 19 |
| 2.4 MUROS DE CONCRETO REFORZADO..... | 21 |
| 2.5 ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS..... | 22 |
| 2.5.1 Espécimen Ensayado en el ELSA..... | 22 |
| 2.5.2 Trabajo de Mosalam..... | 23 |
| 2.5.3 Trabajo de Jiménez..... | 24 |
| 2.6 CARACTERÍSTICAS DE PROYECTOS TIPO DE CENTRALES TELEFÓNICAS..... | 27 |
| 2.7 ENSAYES MURETES DE 80 CM CON MALLA Y RECUBRIMIENTO..... | 30 |
| 2.7.1 Programa de ensayos..... | 31 |
| 2.7.2 Marco de carga..... | 35 |
| 2.7.3 Comportamiento de los especímenes..... | 36 |
| 2.7.4 Resultados..... | 39 |
| 2.7.4.1 Falla por aplastamiento en la pieza de mampostería..... | 40 |
| 2.7.4.2 Falla por flexión o cortante en el conector..... | 40 |
| 2.7.4.3 Resistencia de los conectores Hilti..... | 41 |
| 2.7.5 Conclusiones y recomendaciones..... | 42 |
| CAPÍTULO 3 PROGRAMA DE ENSAYES DE LOS MODELOS MARCO-MURO | 45 |
| 3.1 INTRODUCCIÓN..... | 45 |
| 3.2 GEOMETRÍA DE LOS ESPECÍMENES..... | 46 |
| 3.2.1 Consideraciones..... | 46 |
| 3.2.2 Dimensiones Generales..... | 46 |
| 3.2.3 Armado de los Especímenes..... | 47 |



| | | |
|---|--|-----------|
| 3.2.4 | Materiales | 50 |
| 3.3 | RESISTENCIA TEÓRICA..... | 50 |
| 3.3.1 | Flexión | 50 |
| 3.3.2 | Cortante | 51 |
| 3.3.2.1 | Contribución de la mampostería | 51 |
| 3.3.2.2 | Contribución del recubrimiento de concreto..... | 52 |
| 3.4 | CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES | 52 |
| 3.5 | INSTRUMENTACIÓN..... | 56 |
| 3.5.1 | Instrumentación Externa..... | 56 |
| 3.5.2 | Instrumentación Interna..... | 58 |
| 3.6 | DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGAS..... | 59 |
| 3.7 | HISTORIA DE CARGA..... | 61 |
| CAPÍTULO 4 COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS MARCO-MURO..... | | 63 |
| 4.1 | INTRODUCCIÓN..... | 63 |
| 4.2 | DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES Y PATRÓN DE AGRIETAMIENTOS..... | 63 |
| 4.2.1 | Especímen TO..... | 63 |
| 4.2.2 | Especímen TP..... | 65 |
| 4.2.3 | Especímen TD..... | 67 |
| 4.2.4 | Especímen TH..... | 68 |
| 4.3 | CURVAS DE HISTÉRESIS Y ENVOLVENTES DE COMPORTAMIENTO..... | 70 |
| 4.4 | DEFORMACIÓN ANGULAR..... | 73 |
| 4.5 | RESULTADOS EN ROSETAS Y SEPARACIÓN MARCO-PANEL..... | 74 |
| 4.6 | ROTACIONES Y CURVATURAS..... | 77 |
| 4.6.1 | Extremos de Columnas..... | 78 |
| 4.6.2 | Curvatura Global de los Especímenes..... | 78 |
| 4.7 | DEFORMÍMETROS EN EL ACERO..... | 79 |
| 4.7.1 | Acero de Refuerzo de los Marcos..... | 81 |
| 4.7.2 | Malla Electrosoldada..... | 83 |
| 4.7.3 | Conectores..... | 84 |
| 4.8 | RESUMEN DEL COMPORTAMIENTO GLOBAL..... | 85 |
| 4.8.1 | Modo de Falla..... | 85 |
| 4.8.2 | Degradación de Rigidez..... | 86 |
| 4.8.3 | Resistencia..... | 88 |
| 4.8.4 | Energía Disipada..... | 90 |
| 4.8.5 | Capacidad de Deformación..... | 91 |
| CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | | 93 |
| 5.1 | CONCLUSIONES..... | 93 |
| 5.1.1 | Ensayes de Anclajes..... | 93 |
| 5.1.2 | Uso de bloques huecos de concreto..... | 94 |
| 5.1.3 | Ensayes de los Modelos Marco-Muro..... | 94 |
| 5.2 | RECOMENDACIONES..... | 95 |
| 5.3 | ESTUDIOS FUTUROS..... | 97 |



| | |
|--|------------|
| APÉNDICE A RESULTADOS DE ENSAYES DE MATERIALES | 99 |
| A.1 PIEZAS DE MAMPOSTERÍA..... | 99 |
| A.2 AGREGADOS..... | 100 |
| A.3 ENSAYE DE COMPRESIÓN DIAGONAL EN MURETES | 101 |
| A.4 ENSAYE DE PILAS | 102 |
| A.5 CUBOS DE MORTERO..... | 104 |
| A.6 CILINDROS DE CONCRETO..... | 104 |
| A.7 ENSAYE DE TENSIÓN EN BARRAS DE ACERO..... | 106 |
| A.8 PRUEBAS EN LA RESINA EPÓXICA..... | 107 |
| APÉNDICE B RESULTADOS DE DEFORMÍMETROS ELÉCTRICOS | 109 |
| REFERENCIAS | 117 |
| AGRADECIMIENTOS | 121 |



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Uno de los temas que manifiesta gran interés entre los profesionales de la ingeniería estructural es el relativo a los resultados en la investigación sobre rehabilitación o reforzamiento de estructuras existentes. Si bien el desarrollo de la ingeniería estructural e ingeniería sísmica permite lograr mejores diseños de estructuras nuevas, es evidente que la mayoría de las estructuras que se usan y se seguirán usando por mucho tiempo fueron diseñadas y construidas de acuerdo con requisitos reglamentarios anteriores y menos estrictos. Debido a esto es que se deberán revisar y en su caso reforzar las estructuras existentes, pero en especial aquéllas cuya falla provocaría un gran número de muertes, pérdidas económicas o culturales, o que representen líneas vitales para el funcionamiento de una población en caso de un desastre.

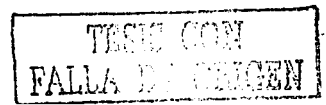
Es en este último punto donde entran los sistemas de comunicación como es el caso del sistema de telefonía. Siendo el servicio telefónico un elemento fundamental durante una crisis, los edificios que albergan equipo telefónico no sólo deben sobrevivir a un evento extraordinario, sino deben seguir en operación. Esto es válido también para sismos de menor intensidad que ocurren con una mayor frecuencia. En cumplimiento de lo anterior, Alquiladora de Casas y Compañía de Teléfonos y Bienes Raíces. SA de CV emprendió un amplio programa después de los sismos de 1985 para revisar todas sus estructuras, sin importar que no hubieran sufrido daños y, en su caso, proceder al diseño de un esquema de rehabilitación o de reforzamiento para asegurar el objetivo de desempeño ante el sismo de diseño antes expuesto.

Los edificios de las centrales telefónicas en México poseen ciertas características especiales, debido a la tecnología que existía hace unas décadas, que implicaban equipos telefónicos muy pesados y de grandes dimensiones. Es por ello que las estructuras cuentan con alturas de entrepiso mayores que las de edificios comunes, además de poseer claros amplios entre columnas. El tipo de estructuración de la mayoría de estos edificios es con marcos de concreto o de acero, con muros diafragma de mampostería de bloque hueco de concreto que rellenan, normalmente, toda la crujía.

En cuanto a la mampostería usada como relleno de los marcos, comúnmente se ha usado bloque de concreto a base de cemento Pórtland. Se distinguen tres tipos de bloque que se diferencian por su peso debido al tipo de agregados usados, estos son: tipo pesado, intermedio y ligero. Adicionalmente al peso, dichos materiales presentan diferencias en la resistencia a compresión y en permeabilidad. También se puede hacer distinción entre la fabricación hecha en planta y la hecha directamente en obras de gran tamaño.

Entre los esquemas de rehabilitación que existen para aumentar la rigidez y resistencia de estas estructuras se pueden mencionar: el encamisado de columnas y vigas con concreto o con acero, la adición de diagonales de acero, la construcción de recubrimientos o muros de concreto, o el uso combinado de las anteriores. En este informe el término "recubrimiento" se refiere a un muro de concreto reforzado colado contra, y a un costado, de un marco de concreto con muro de relleno de mampostería.

De las técnicas mencionadas, la construcción de recubrimientos de concreto ha sido una de las más usadas en las centrales telefónicas. Cuando se realiza en estructuras a base de marcos de concreto con muros diafragma se pueden elegir entre construir el aplanado dentro de los marcos



como otro muro diafragma, o colocar los aplanados por el exterior de la fachada lo que permite una continuidad vertical entre los diversos niveles, así como horizontal sobre varias crujeas del refuerzo y el recubrimiento. Una de las ventajas de esta técnica es que se puede realizar la construcción externamente a las instalaciones, y usar los muros de bloque como uno de los lados de la cimbra. El recubrimiento puede realizarse mediante concreto lanzado; sin embargo, en muchas ocasiones hay que trabajar en el interior de las instalaciones al mismo tiempo en que el delicado equipo telefónico tiene que continuar funcionando. Debido a esto generalmente se opta por colar el concreto del muro nuevo directamente sobre el muro diafragma. Este proceso requiere de colocar una cimbra.

El comportamiento de muros de concreto sujetos a acciones simultáneas verticales y horizontales cíclicas ha sido ampliamente estudiado en la literatura, así como la efectividad de los anclajes entre concreto viejo y concreto nuevo. Sin embargo, no se dispone de información suficiente del comportamiento de los diversos tipos de anclaje sobre muros de mampostería de bloque hueco. Aún más, no existe un consenso en la determinación de la resistencia y rigidez del sistema marco-muro diafragma-recubrimiento de concreto. Esto se puede observar en las diversas soluciones que aportan los distintos despachos de diseño para los proyectos de reforzamiento.

Debido a todo lo anterior, Alquiladora de Casas y Compañía de Bienes Raíces solicitó al CENAPRED la evaluación de algunas soluciones empleadas para el refuerzo de sus centrales telefónicas, así como del efecto de aquéllas en el comportamiento de modelos marco-muro ensayados ante fuerzas horizontales cíclicas.

Los objetivos del proyecto fueron:

1. Estudiar la efectividad de varias de las soluciones de anclaje entre recubrimiento y muro de mampostería comúnmente usadas, así como proponer alternativas a éstas.
2. Verificar experimentalmente el comportamiento de los marcos con muro, con y sin recubrimiento en cuanto a su rigidez, resistencia y ductilidad.
3. Identificar los modos de falla y las opciones para el mejoramiento del comportamiento de estas soluciones.

Para cumplir con lo anterior se dividió el proyecto en dos partes. En la primera, se hicieron pruebas de anclaje sobre muretes de mampostería de pequeñas dimensiones. En la segunda se ensayaron ante fuerzas horizontales cuatro modelos marco-muro, en donde el primero fue el modelo de comparación y a los otros tres se les colocó un recubrimiento de concreto reforzado con malla electrosoldada. Este elemento se ancló a la estructura original mediante los tipos de anclaje estudiados en la primera etapa.

En el capítulo 2 de este informe se presenta la información que se considera antecedente de este estudio. Se hace una breve revisión del comportamiento de anclajes entre concreto existente y nuevo. Se incluye como antecedente el comportamiento teórico de los marcos con muros diafragma de mampostería, el cual será fundamental para comprender los resultados de los ensayos. Se revisan también investigaciones experimentales recientes relativas al tema de nuestro estudio. Se describen brevemente de los proyectos de rehabilitación tipo de las centrales telefónicas y los criterios de diseño usados en estos proyectos.

En el capítulo 3 se presenta el programa de ensayos de anclaje en muretes sometidos a cortante. Se detallan las variables de estudio, el tipo de prueba, y se dan los resultados obtenidos y las conclusiones de esta etapa como sustento al diseño seleccionado de los modelos de la segunda parte del estudio.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En el capítulo 4 se presenta el programa de ensayos de los modelos marco-muro, el diseño, dimensiones y variables entre los modelos. Se explica el proceso constructivo, así como las características del ensayo, instrumentación y marco de carga.

En el capítulo 5 se discuten los resultados obtenidos de la segunda etapa. Se describe el comportamiento observado durante la prueba de cada modelo y se analiza la información que proporcionó cada grupo de instrumentos. Se compara el comportamiento entre los modelos y con las predicciones teóricas.

Finalmente se presentan, en el capítulo 6, las conclusiones y recomendaciones, así como la propuesta de futuros estudios. En los apéndices se incluyen los resultados de pruebas de materiales y de los deformímetros eléctricos en barras y alambres de acero.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

2.1 RESISTENCIA DE ANCLAJES A CORTANTE

2.1.1 Introducción

El principal objetivo en el presente programa experimental era estudiar el comportamiento de los anclajes entre el recubrimiento de concreto que se usa como refuerzo y el marco de concreto y muro de mampostería de la estructura original. Este tema no se puede soslayar, puesto que representa una de las partes más importantes en la rehabilitación estructural. Desde un punto de vista estructural exclusivamente, se puede considerar que se conoce o se puede predecir suficientemente bien el comportamiento de la estructura original, y de igual forma, diseñar, construir y entender el comportamiento de los nuevos elementos del esquema de rehabilitación. Pero es la conexión entre la estructura original y los nuevos elementos la que representa mayor incertidumbre en este tipo de proyectos.

En efecto, el diseño aislado de elementos comunes como muros de concreto o marcos y contravientos de acero es bien conocido y se presenta en la literatura y en los reglamentos, pero es una adecuada conexión, que asegure una efectiva transmisión de fuerzas entre estos elementos y la estructura existente, la responsable del éxito de la rehabilitación.

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

Los tipos de conectores o anclajes se pueden clasificar en varias formas; una de ellas es atendiendo a cuándo se colocan; así los hay colocados antes del colado y colocados en concreto endurecido (como en el caso que nos interesa). Por lo general, los segundos se colocan en una perforación previa y pueden ser anclajes de expansión o adheridos mediante morteros o resinas epóxicas. En la figura 2.1 se muestran algunos tipos de anclajes (Klingner, 1999).

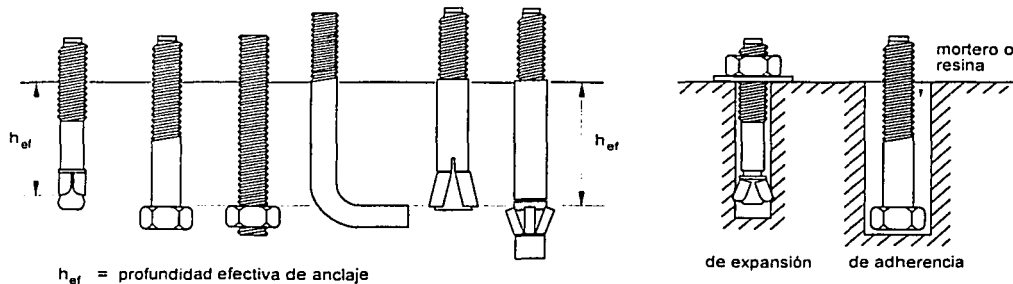


Figura 2.1 Diversos tipos de anclajes

En cuanto al tipo de falla en los anclajes se distinguen varios. En anclas sometidas a fuerzas de extracción se habla de la falla de tensión del ancla (fractura de la misma fuera del concreto), la falla del concreto (se extrae un cono de concreto alrededor del ancla), o la falla por adherencia (se desliza la barra dentro de la perforación); estos mecanismos de falla se muestran esquemáticamente en la figura 2.2. La primera es la más deseable pues proporciona la ductilidad del mismo metal. Las otras dos son más frágiles y están determinadas principalmente por la profundidad del anclaje y por las características de la resina en el último caso.

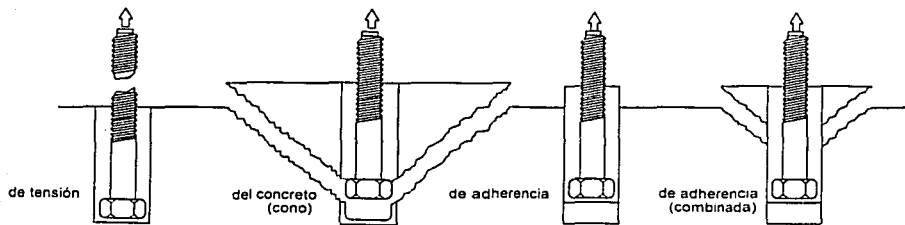


Figura 2.2 Fallas de anclajes ante fuerzas de tensión

El tipo de falla ante fuerzas cortantes normales al eje del ancla se ha explicado como un efecto de fricción entre el concreto o placa de acero nuevos y el elemento existente, donde la fuerza normal al plano de falla la proporciona el ancla por tensión cuando se quieren separar las partes, y el ángulo de fricción es el que se produce entre las dos superficies. Este es el criterio conocido como resistencia a cortante por fricción, y ha sido adoptado por varios reglamentos de diseño. En segundo término se deja la resistencia del ancla a cortante puro, resistencia por efecto de dovela, así como por la resistencia de un posible cono de concreto lateral si se encuentra en la cercanía de bordes.

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

2.1.2 Birkeland

Philip y Halvard Birkeland (1966) publicaron un artículo sobre conexiones en elementos prefabricados de concreto, citando los trabajos y resultados experimentales de Hanson, Anderson y Mast. A ninguno de los especímenes ensayados se le aplicó esfuerzo normal a la superficie de deslizamiento. Los especímenes usados en dichos estudios, así como los resultados, se representan esquemáticamente en la figura 2.3.

Según se explica en el artículo, el concepto de la resistencia de cortante por fricción parece haberse originado por el Dr. Hubert Rüş y fue llevado a la empresa del autor por el Dr. Ernest Basler en 1958.

TESIS CON
FALLA DE ANCLAJE

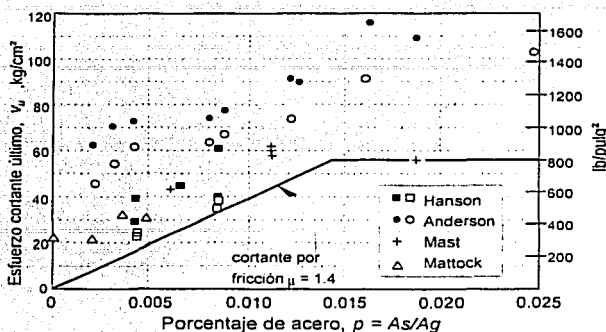
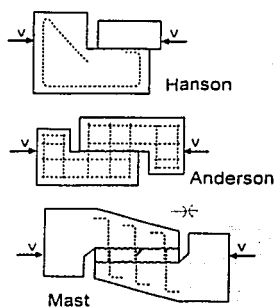


Figura 2.3 Especímenes en ensayos de corte directo

La hipótesis del mecanismo resistente es la siguiente (figura 2.4): dado un plano de falla rugoso (1), cuando actúa una fuerza cortante paralela al plano de falla se provoca que el bloque superior se desplace en la dirección de dicha fuerza (2); pero como las dos superficies tendrán pequeñas irregularidades esto provocará que los bloques se separen en dirección normal a las superficies (desplazamiento vertical δ en 2). Si se coloca acero de refuerzo normal a la superficie de deslizamiento y se ancla adecuadamente en cada bloque, se deformarán las barras a tensión y se generarán esfuerzos de tensión al tratar de separarse los bloques (3), lo que producirá un esfuerzo de compresión normal a las superficies de un bloque sobre otro. Esta fuerza normal es la que producirá la resistencia de fricción de la conexión.

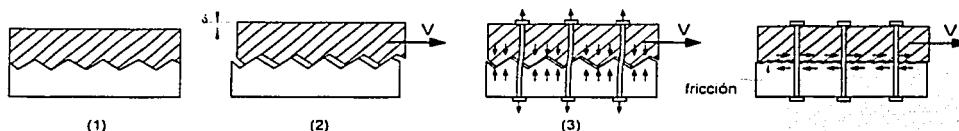


Figura 2.4 Mecanismo resistente del cortante por fricción

La expresión que se usa desde entonces es simplemente

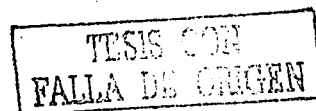
$$V_u = \mu A_s f_y = A_v f_y \tan \phi \tag{2.1}$$

o en términos de esfuerzo

$$v_u = V_u / A_g = p f_y \tan \phi \tag{2.2}$$

donde

- $\mu = \tan \phi$ es el coeficiente de fricción (ϕ es el ángulo de fricción interna);
- A_s área transversal del ancla;
- A_g área de la superficie de contacto;
- f_y esfuerzo de fluencia del material; y



p cuantía de acero que atraviesa el plano de falla, $p = A_s / A_g$, (recomendado menor que 0.015)

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

Los valores para el coeficiente de fricción sugeridos son $\mu = 1.7$ en concreto monolítico, $\mu = 1.4$ en superficies intencionalmente rugosas, y $\mu = 0.8$ a 1.0 en juntas comunes y en uniones de concreto con acero. Se advierte que se debe tomar la precaución de anclar el refuerzo a ambos lados del plano de falla de tal forma que puedan desarrollar su esfuerzo de fluencia. Entre los datos que se usaron se tuvo un espécimen probado por Mast apenas día y medio después del colado. Solamente por este resultado decidieron limitar el esfuerzo v_u a 56.2 kg/cm² (800 lb/pulg²). Las expresiones anteriores se consideran válidas para acero con $f_y \leq 4200$ kg/cm² (60 000 lb/pulg²) y concreto $f_c' \geq 280$ kg/cm² (4000 lb/pulg²).

2.1.3 Mast

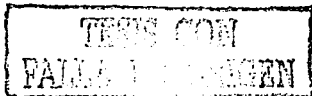
Este autor ha sido uno de los principales investigadores que han trabajado en el tema del cortante. En un artículo posterior al de los Birkeland expone el uso de la teoría de cortante por fricción en múltiples situaciones como la conexión de la losa o firme de compresión a una viga prefabricada, el problema de las ménsulas, los puntos de soporte en vigas simplemente apoyadas y en refuerzo en traslapes de barras (Mast, 1968). Explica el mecanismo de cortante por fricción tal como se presentó en el inciso anterior (figura 2.4 y ecuación 2.1).

Propone que los coeficientes de fricción se tomen desde 0.7 para superficies lisas de concreto hasta 1.4 para superficies rugosas y que el anclaje de las barras deberá ser el adecuado para desarrollar la fluencia. La información experimental disponible indicaba que para barras del no. 5 (1.59 cm de diámetro) la resistencia se alcanzaba para un deslizamiento de 0.25 mm (0.01 pulgadas). Ya que no se estudió el efecto para distintas resistencias del concreto se propuso limitar el índice $p f_y$ al 15 por ciento de f_c' .

En caso de presentarse una fuerza externa de tensión normal a la superficie de deslizamiento, ésta deberá ser tomada con barras de refuerzo adicionales a las necesarias por el cortante por fricción. Otra forma de realizar este diseño sería con la siguiente ecuación

$$V_u = (A_s f_y - H) \tan \phi \quad (2.3)$$

donde H es la fuerza de tensión (por ejemplo la fuerza horizontal en ménsulas). En los resultados de ensayos de ménsulas realizados por la PCA (Portland Cement Association), se verifica que el cálculo de la resistencia con este criterio es conservador, ya sea con fuerza de tensión externa o sin ella, y en donde se utilizó el valor de $\mu = \tan \phi = 1.4$ (figura 2.5).



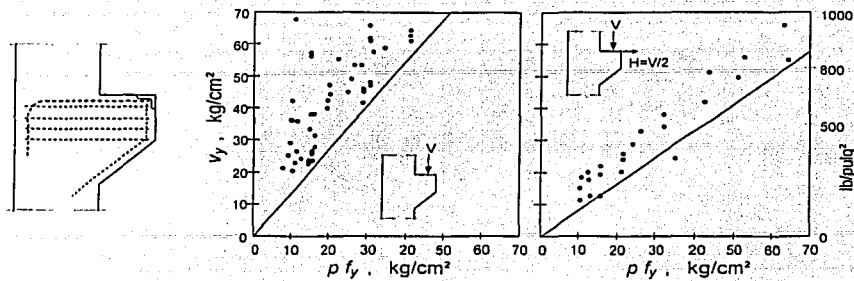


Figura 2.5 Pruebas de la PCA en ménsulas y predicción con la ec. 2.3

2.1.4 Hofbeck y otros

Hofbeck, Ibrahim y Mattock (1969) realizaron ensayos en 38 especímenes sometidos a cortante directo (geometría similar a la usada por Anderson en la figura 2.3). Las variables estudiadas fueron la presencia de agrietamiento previo al ensaye contra ensaye monolítico; la resistencia, tamaño y distribución del refuerzo; la resistencia del concreto; la posible contribución de la acción de dovela y la aplicación de la teoría de cortante por fricción. Los resultados de estos ensayos se estudian en función del producto pf_y (p es cuantía de acero y f_y el esfuerzo de fluencia).

Las resistencias de especímenes pre-agrietados resultaron menores que las de los monolíticos. En estos últimos, la resistencia crece linealmente con el producto pf_y hasta cierto valor ($pf_y = 70 \text{ kg/cm}^2$ ó 1000 lb/pulg^2) tras el cual el incremento es menor. La tendencia de los resultados no es proporcional al área de acero para valores bajos de pf_y . Se verificó que se podía predecir la resistencia a cortante en función del parámetro pf_y sin importar el tamaño de las barras, su distribución, o el esfuerzo de fluencia (se usaron resistencias de f_y entre 3500 y 4600 kg/cm^2). En cuanto a la resistencia del concreto, se encontró que arriba de cierto límite de pf_y el crecimiento en la resistencia parece decrecer.

En la figura 2.6 se muestra la comparación de resultados y la relación que podría existir entre la resistencia del concreto y el esfuerzo cortante resistente. Aunque no existen datos suficientes para confirmar el comportamiento sugerido en dicha figura, se cree que podría ser representativo del efecto de la resistencia del concreto. Es oportuno comentar que la reglamentación del ACI de hecho limita el esfuerzo cortante a un valor de 56.2 kg/cm^2 (800 lb/pulg^2).

El efecto de dovela parece no ser significativo en elementos monolíticos, pero redujo en forma importante la resistencia en los especímenes con grieta previa, además de provocar una mayor deformación. Para evitar la acción de dovela se dejó una separación entre las barras y el concreto mediante una camisa de hule. Finalmente se compararon los resultados con la predicción con la teoría de cortante por fricción. Se concluyó que ésta da valores conservadores para el concreto de peso normal usado en los ensayos, si se toma tan $\phi = 1.4$ y se limita pf_y a $0.15 f_c'$ ó 42 kg/cm^2 (600 lb/pulg^2).

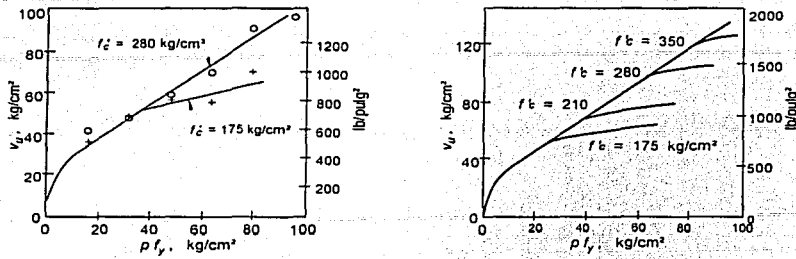


Figura 2.6 Esfuerzo cortante en función de la resistencia del concreto

2.1.5 Bass y otros

Más recientemente, Bass, Carrasquillo y Jirsa realizaron nuevos experimentos para comprender el comportamiento de conexiones a cortante (Bass, 1989). En este artículo se hace mención a trabajo de White y Gergely en donde se hicieron pruebas cíclicas para estudiar únicamente la acción de dovela. El resultado de dichas pruebas fue un comportamiento similar al de transferencia de cortante por la interfaz, excepto que la deformación residual después de descargar es menor cuando actúa la dovela. Se encontró que en ciclos posteriores al primero, el aplastamiento en el concreto que rodea las barras aumenta la deformabilidad de la conexión.

En el programa experimental de Bass se construyeron 33 especímenes en donde las variables fueron la posición del colado del nuevo elemento; la cantidad de refuerzo, la profundidad de anclaje (h_{ef}); las resistencias de los concretos; la preparación de la superficie de contacto; el detallado del refuerzo y el área de contacto. Las anclas usadas fueron barras del no. 6 (1.91 cm de diámetro) colocadas mediante resina epóxica en perforaciones previas practicadas en el elemento base. La posición del colado fue tal que se representaran las condiciones de los extremos de un muro diafragma colado dentro de un marco de concreto. Así se simuló la interfaz inferior (contra la trabe), la lateral (contra una columna) y la superior en donde se dejó separado el colado 5 cm y se rellenó con mortero con poca agua (figura 2.7).

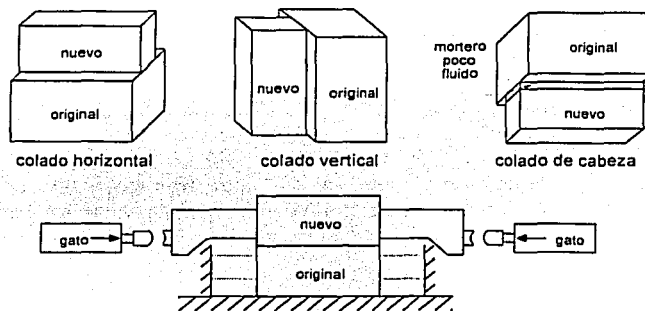


Figura 2.7 Especímenes probados por Bass

Los resultados se compararon con la expresión del ACI-318-83 para cortante por fricción, que es la misma ecuación 2.1, y donde se tomaban valores de μ iguales a 1.4 para concreto monolítico; 1.0 para superficies intencionalmente rugosas y 0.6 para superficies sin tratamiento.

Las pruebas se realizaron en forma cíclica mediante dos gatos hidráulicos, uno en cada lado del espécimen. En general la resistencia se alcanzó para desplazamientos entre 0.25 y 1.3 mm (0.01 a 0.05 pulgadas), mientras que en ciclos posteriores se ve reducida la resistencia (para 5 mm puede decaer en un 50 por ciento).

Entre las conclusiones obtenidas se encontró que a mayor profundidad del anclaje, se obtenía una mayor resistencia a cortante, así como una mayor capacidad para altos niveles de deformación. En este caso se usaron profundidades de anclajes de 7.6, 15.2 y 30.5 cm (3, 6 y 12 pulgadas). Al comparar con la predicción por cortante por fricción del ACI se obtuvo que aún las barras con 7.6 cm de anclaje cumplían la norma, por lo que la resistencia de los anclajes a mayor profundidad resultó muy conservadora.

La rugosidad de la superficie, por ejemplo la preparada con chorro de arena, produjo resistencias iguales o ligeramente superiores a otras preparaciones que producen poca rugosidad (3 mm), mientras que la preparación con irregularidades de 6 mm o más, así como llaves de cortante de 2.5 cm de profundidad, aumentaron la capacidad a cortante. Por otro lado, la posición del colado horizontal o vertical no influyó en la resistencia, pero los especímenes colados de cabeza, con relleno de mortero en la interfaz, dieron menores resistencias al cortante inicial, aunque ofrecieron resistencias residuales a altas deformaciones comparables con las de otras posiciones de colado. Se concluyó que las predicciones hechas con el criterio de cortante por fricción del ACI resultaron conservadoras.

2.1.6 Valluvan y otros

El más reciente estudio publicado por el ACI sobre este tema es el trabajo hecho por Valluvan, Kreger y Jirsa (1999). Dichos autores estudiaron el comportamiento de conexiones entre concreto nuevo y existente con el mismo tipo de ensaye usado por Bass, tanto en geometría como en el sistema de aplicación de carga, aplicando carga cíclica o monótona.

Se ensayaron 16 especímenes donde las variables de estudio fueron también la cantidad de anclajes, la resistencia del concreto y el procedimiento de construcción (posición del colado y uso de mortero en la interfaz), pero 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: la falla por extracción del anclaje cuando la demanda de tensión en éste excedió la capacidad resistente de adherencia; la falla por resistencia de las irregularidades en las superficies observada en un espécimen con carga externa pero sin ningún ancla; y la falla del concreto alrededor de las anclas, en donde un gradual aplastamiento del concreto o mortero controló el comportamiento en algunos especímenes.

Se compara la resistencia con aquella predicha por el criterio de cortante por fricción establecido en el reglamento del ACI y representado por la ecuación 2.1, aunque limitando el esfuerzo a $0.2 f'_c$ y a 56.2 kg/cm^2 (800 lb/pulg^2). Las distintas variables estudiadas dan resultados

congruentes con los estudios antes presentados. En cuanto a la acción de la fuerza externa de compresión, proponen las siguientes modificaciones a la ecuación de diseño:

$$V_n = (A_s f_y + N) \mu, \text{ para } N \leq 56.2 A_g \quad (2.4)$$

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

$$V_n = N \mu, \text{ para } N > 56.2 A_g \quad (2.5)$$

pero V_n nunca mayor que $0.6 f_c' A_g$, ó $148 A_g$ en kg/cm^2 ($2100 A_g$ en lb/pulg^2).

2.1.7 Anclaje Contra Placas de Acero

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

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

Jiménez explica que existen dos posibles mecanismos resistentes: uno por acción de dovela y el otro como cortante por fricción. El mecanismo de dovela se caracteriza por la fluencia y fractura de la barra de acero por flexión en doble curvatura, por cortante o por tensión en la parte inclinada de la barra al deformarse en doble curvatura. En todo caso el cortante se transmite al elemento a través del apoyo del ancla contra el concreto que la rodea (figura 2.8). El aplastamiento de este concreto reduce la rigidez de la conexión, pero no afecta sensiblemente su resistencia.

El mecanismo de cortante por fricción lo explica como sigue: cuando el ancla se apoya contra el concreto, se forma una cuña de concreto que, al tratar de trasladarse en la dirección de la fuerza cortante, tiende a levantarse presionando contra la placa. Esta fuerza es, a su vez, resistida por tensión en el ancla. Además, se genera una fuerza de fricción entre la placa y la cuña lo que da la resistencia de la conexión (figura 2.8).

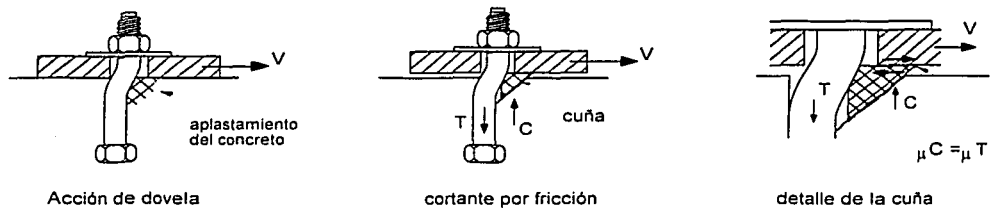


Figura 2.8 Mecanismos resistentes en anclaje de placas de acero contra concreto

TESIS CON
FALLA DE DISEÑO

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

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

Expresó la resistencia en la siguiente forma:

$$V_n = \alpha A_s f_u \quad (2.6)$$

nótese la semejanza con la expresión 2.1, donde el factor α correspondería al coeficiente de fricción. Se cita a otros autores que encontraron valores para α que van de 0.53 a 0.75. Los resultados se compararon con las recomendaciones del ACI 349-85 (para diseño de plantas nucleares) que proponen un coeficiente de fricción de 0.7 cuando hay contacto entre el acero y el concreto, y 0.55 si se usa una capa de mortero entre dichos elementos. Se concluye que dicha predicción da valores conservadores de la resistencia de los anclajes.

Por otro lado, Klingner hace una recopilación de los estudios más importantes del comportamiento de anclajes de acero en concreto (Klingner, 1999). Presenta la misma ecuación 2.6 explicando que, aunque el mecanismo de cortante por fricción no es consistente con algunas pruebas, sí predice adecuadamente la resistencia de los anclajes. Cita el trabajo de Cook en el cual se adopta un valor de $\alpha = 0.6$, que coincide con el valor de $1/\sqrt{3}$ que es la relación teórica entre el esfuerzo de fluencia a cortante y a tensión de acuerdo con el criterio de falla de von Mises.

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

2.1.8 Choi y otros

Choi, Jirsa y Fowler realizaron un estudio de resistencia a cortante de capas de concreto coladas contra concreto endurecido (Choi, 1999a y 1999b). En la primera parte se estudió el comportamiento con y sin anclajes; estos consistieron en clavos colocados mediante pistola de detonación de cartuchos de pólvora de la empresa Hilti. En la segunda parte de su estudio se investigó el comportamiento a cortante a edades tempranas del concreto.

Para ambos estudios se implementó el dispositivo de carga que se muestra en la figura 2.9, para lo cual se coló un bloque de concreto de 14.5 cm de espesor sobre la superficie previamente preparada de unas vigas de concreto y con los anclajes ya instalados (en los casos en que llevaba

anclas). Los anclajes consistieron en clavos de 12 cm de longitud por 1 cm de diámetro, con esfuerzo de fluencia de $f_s = 6100 \text{ kg/cm}^2$ y que fueron introducidos hasta aproximadamente la mitad de su longitud en perforaciones previas de menor diámetro que los conectores. Para la primera parte se ensayaron un total de 76 especímenes; el estudio se dividió en cuatro grupos de ensayos: una primera fase con y sin conectores, así como variando la rugosidad de la superficie de contacto; en la segunda fase se varió el número de conectores (0 a 2) y el área total de contacto; en la tercera se estudió la contribución de las anclas exclusivamente mediante el uso de grasa entre las superficies de concreto; y en la cuarta se instalaron anclajes cerca o directamente sobre grietas existentes en la viga de base. Se completaron los ensayos con pruebas de extracción de las anclas ante tensión directa.

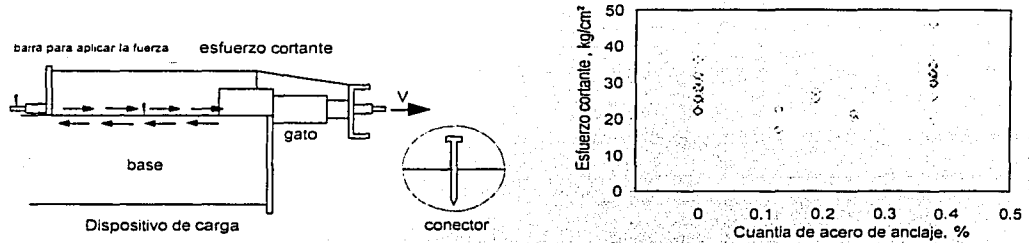


Figura 2.9 Dispositivo de ensaye y resultados

De los 112 ensayos de extracción realizados, 10 fallaron por cono de concreto mientras el resto tuvieron falla de adherencia (ver figura 2.2). La resistencia promedio fue mayor cuanto mayor era la resistencia a compresión del concreto usado para el anclaje. Por ejemplo, para concreto de 306 kg/cm^2 se obtuvo una resistencia promedio de 3.8 t por conector.

En los ensayos de cortante se observó que, para superficies rugosas la resistencia se alcanzó para valores de desplazamiento promedio de 0.3 mm, mientras que en superficies lisas tuvo lugar cuando el desplazamiento estaba arriba de 1 mm. No se observó gran diferencia entre la resistencia de superficies lisas y de aquellas que se trataron con chorro de arena (rugosas). En todos los especímenes sin conectores, una vez que se llegaba al máximo se perdía totalmente la resistencia a cortante, mientras que en aquellos con anclajes se mantenía una resistencia residual debida a la acción de dovola una vez que se perdía la adherencia. El esfuerzo resistente promedio sobre toda la superficie fue de 32 kg/cm^2 cuando se usaron conectores con cuantías de acero igual a 0.38 por ciento, y 27 kg/cm^2 de resistencia sin ningún conector.

En la segunda etapa de ensayos se varió la cuantía de acero de anclaje desde cero hasta 0.38 por ciento, para superficies con rugosidad alta. No se observó gran diferencia entre usar uno y usar dos conectores, y la resistencia con conectores fue apenas 10 por ciento superior a la de pruebas sin anclaje alguno. Se observó también que los especímenes con menor área resistieron mayores esfuerzos que aquellos con área mayor; los autores suponen que los esfuerzos cortantes pueden estar mejor distribuidos en especímenes pequeños. Los resultados de esta fase y la anterior se muestran en la figura 2.9.

En los ensayos con grasa en la superficie de contacto se usaron uno o dos conectores que representaron cuantías iguales a 0.19 y 0.38 por ciento, respectivamente. La resistencia promedio

de pruebas con superficie rugosa y con dos conectores fue de 8.4 t, mientras que con un solo conector resultó de 5.2 t. La diferencia, de 3.2 t, que coincide también con la resistencia encontrada en ensayos con un solo conector y con superficie pulida (3.0 t) es cercana a la resistencia teórica suponiendo cortante puro, calculada para un conector, y que resulta igual a $A_c f_y / \sqrt{3} = 2.8 t$.

En la segunda parte del estudio se hicieron pruebas a cortante con edades del concreto entre 1 y 35 días, y con cuantías de anclaje de 0 y 0.19 por ciento. El esfuerzo cortante máximo promedio en especímenes sin anclaje a más de 7 días fue de 19 kg/cm², mientras que el de aquéllos con un conector resultó de 16 kg/cm².

2.2 BLOQUE HUECO DE CONCRETO

En la tipología típica de los edificios para centrales telefónicas predomina el uso de marcos de concreto reforzado con muros diafragma de mampostería. Generalmente se han venido usando durante décadas piezas huecas de concreto para rellenar dichos marcos. La preferencia a usar bloques de concreto en vez de otros tipos de mampostería como piezas de barro se debe probablemente a la rapidez de construcción y relativa facilidad del uso de esta mampostería ya que con menos piezas se cubren más metros cuadrados de muro y se utiliza menos cantidad de mortero por el menor número de juntas. Se puede mencionar también que, entre la población de nuestro país, es típico que no se recurra a este material para construcción de vivienda (salvo algunos conjuntos habitacionales de interés social) debido a la sensación que se tiene de que esta clase de pieza es usada para estructuras más bien tipo industriales como bodegas y fábricas, predominando para vivienda el uso de tabique de barro o tabicón de macizo concreto (cemento-arena).

Sin embargo, este material es ampliamente usado en todo el mundo para elaborar piezas de mampostería de calidad controlada. Una ventaja es que la fabricación de piezas con agregados y cemento permite variar la resistencia deseada así como otras propiedades, a diferencia del uso de materiales térreos como de arcilla en donde se depende de las características del material natural. Así, en países como Japón y Estados Unidos, se hace uso de mampostería hueca de concreto con normas de calidad estrictas que incluso permiten ser usadas para estructuración de construcciones sismorresistentes. Por lo mismo, en estos países se ha desarrollado investigación experimental de alto nivel sobre el comportamiento de mampostería reforzada de concreto. No obstante, dicha mampostería difiere sustancialmente de la fabricada en México, por lo que es necesario adecuar la práctica a los tipos de piezas que se fabrican en el país. En este sentido, al igual que para los otros tipos de piezas, el estudio de la mampostería en México tiene su fuerte en las investigaciones realizadas en los años 70 en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, que han sido y son base aún para las normas de construcción de este material. En cuanto a la práctica profesional, la pauta la marcan las asociaciones de productores de bloque de concreto y, en el uso, a los diseñadores y las compañías con amplia experiencia en la construcción con este tipo de material.

En México, desde hace varias décadas, se ha clasificado a los bloques de concreto en tres tipos: pesado, intermedio y ligero, también identificados en algunas normas como tipo A, B y C o tipo I, II y III, respectivamente.

La diferencia fundamental radica en el peso volumétrico, que se debe principalmente al tipo de agregado que se usa y la cantidad de cemento; así, el tipo pesado usa concreto normal sin agregados ligeros. Pero no sólo es el peso, sino que, a estos tipos corresponden diferentes resistencias a la compresión, lo cual es de fundamental importancia para fines estructurales.

Adicionalmente, a estos tres tipos les corresponden diferentes capacidades de absorción de agua, lo cual define su funcionalidad para uso en exteriores o interiores, o usos exteriores con o sin recubrimiento.

En un informe de un estudio realizado en 1970, se encuentra una referencia a la clasificación hecha por la Asociación Nacional de Productores de Bloques de Concreto, A.C. de la época, en donde clasificaban a los bloques por su resistencia a compresión sobre área bruta con los siguientes valores mínimos: 50, 28 y 18 kg/cm² para los tipos A, B y C, respectivamente, y en donde dicha clasificación "corresponde a características de resistencia y absorción de agua, donde normalmente los bloques tipo A son de concreto sin agregados ligeros, y los bloques tipo B y C tienen agregados ligeros de pómez" (Madinaveitia y Rodríguez, 1970).

Posteriormente, en un estudio sobre de propiedades de materiales para mampostería, Meli y Hernández presentan los resultados del estudio que incluyó el muestreo de bloques huecos de concreto que "de acuerdo a su peso volumétrico, se dividen en ligero, intermedio y pesado". Dichos resultados son interesantes ya que son representativos de los materiales de la época, fabricados en las cercanías de la ciudad de México, y con los cuales se realizaron estudios experimentales en los años siguientes que, finalmente, redundaron en el desarrollo y calibración de las expresiones de diseño para el reglamento de construcción que todavía usamos actualmente.

El resumen de estos resultados se presenta en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Resultados de ensayos de bloques huecos de concreto (Meli y Hernández, 1971)

| Tipo | No. de fábricas | No. de piezas | A_n / A_b | \bar{f}_p , kg/cm ² | Absorción, % | Peso vol. t/m ³ | Peso vol. promedio t/m ³ |
|------------|-----------------|---------------|-------------|----------------------------------|--------------|----------------------------|-------------------------------------|
| Ligero | 4 | 140 | 0.54 a 0.63 | 37.7 | 30.0 | 1.01 a 1.23 | 1.13 |
| Intermedio | 5 | 160 | 0.56 a 0.61 | 59.6 | 18.8 | 1.32 a 1.70 | 1.52 |
| Pesado | 4 | 220 | 0.54 a 0.63 | 113.5 | 11.0 | 1.79 a 2.15 | 2.04 |

A_n/A_b es la relación entre área neta y área bruta de la pieza

\bar{f}_p es la resistencia promedio a compresión de las piezas, sobre área bruta

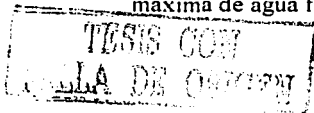
El peso volumétrico corresponde a volumen neto, para piezas secas

En un estudio posterior se retomó esta información; los datos de resistencia para los bloques tipo pesado se resumieron en el histograma de la figura 2.10, en donde la media fue de 115 kg/cm² y el coeficiente de variación de 31% (Meli, 1979).

En otros estudios del Instituto de Ingeniería, realizados entre 1968 y 1979, se usaron bloques que clasificaron como tipo pesado, con resistencias de las piezas de entre 83 y 125 kg/cm². En algunos de estos informes se dan los pesos volumétricos netos medidos, con valores entre 1700 y 2000 kg/m³.

Como referencia más actualizada tenemos la clasificación que se hace en la norma mexicana NMX-C-10-1986, en donde las piezas de mampostería se clasifican en tipo I (bloques huecos y sólidos) y tipo II (ladrillos o tabiques y tabicones). Específicamente para el bloque hueco de concreto, se tienen los siguientes subgrupos: RBH-70, RBH-60 y RBH-40.

La nomenclatura corresponde a la resistencia mínima a compresión, así los tipos RBH-70, RBH-60 y RBH-40 deben resistir 70, 60 y 40 kg/cm², respectivamente, y tener una absorción máxima de agua fría en 24 horas de 5.5, 4.7 y 3.1 dm³/m³, respectivamente.



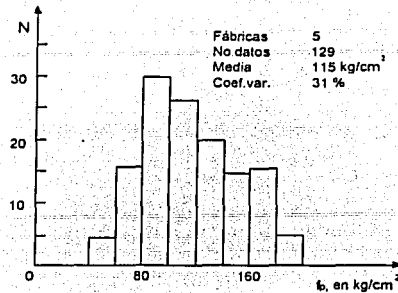


Figura 2.10 Histograma de la resistencia a la compresión de bloques de concreto tipo pesado (Meli, 1979)

Todos los tipos se pueden usar en interiores; para exteriores, según su absorción, los subtipos RBH-70 y RBH-60 se pueden usar sin recubrimiento, mientras que el RBH-40 sólo se usará en exteriores con recubrimiento. En esta norma se especifican los requisitos de dimensiones, donde los bloques del tipo I deben tener: ancho de 10 a 30 cm, alto de 10 a 30 cm, y largo más de 30 cm.

Los anchos típicos de estas piezas son de 10, 12.5, 15 y 20 cm; la altura de 10 ó 20 cm y el largo típico de 40 cm. De hecho, uno de los tamaños más comunes es la pieza de 15×20×40 cm, con la cual se realizaron la mayoría de los estudios en el Instituto de Ingeniería.

Por otro lado, la norma mexicana NMX-C-404-ONNCCE establece varios requisitos para piezas de mampostería de uso estructural. Entre estos pide una resistencia para bloques de 60 kg/cm², así como requisitos geométricos y de absorción de agua.

En cuanto al proceso de fabricación, existen muchas plantas con distinta tecnología. Las más avanzadas fabrican miles de piezas con máquinas semiautomáticas que compactan el material con vibración en el molde y depositan múltiples piezas simultáneas con sobre el piso (por este motivo se le conocen también como piezas vibro-comprimidas). También estos equipos se pueden instalar al pie de obras grandes donde el beneficio de la cercanía compense la inversión. El revenimiento de este concreto se mantiene prácticamente en cero, para dejar las piezas recién formadas sin molde para que fragüen y obtengan su resistencia. En realidad el espesor de las paredes de los bloques no es constante ya que, para facilitar el desmoldeo, se estrecha ligeramente de un lado, así un espesor nominal de 3 cm puede empezar en 2.8 cm y terminar en 3.2 cm.

Pero, a pesar del control de calidad que tienen algunas plantas, se han multiplicado las pequeñas fábricas, incluso como pequeños negocios familiares que cuentan con equipo rudimentario. Lo anterior sumado al hecho de que, para abaratar la fabricación se suele disminuir la cantidad de cemento en la mezcla, ha venido reduciendo la calidad y resistencia de muchas piezas que se encuentran en el mercado. De hecho, varios investigadores han expresado su opinión de que la calidad de las piezas en general (en particular los bloques de concreto) ha disminuido con los años y ya no es equiparable a la de las piezas con las que se hicieron los estudios en los años 70 y con la que se calibraron las normas de construcción que aún se usan (Hernández, 1999). En vista de esto, en las Normas Técnicas para Mampostería (2003) se hace énfasis en que los valores índice de resistencia son sólo válidos si las piezas cumplen con la resistencia para la cual se calibraron (piezas tipo pesado, con $f_p^* \geq 60$ kg/cm²).

2.3 COMPORTAMIENTO DE MUROS DIAFRAGMA

2.3.1 Introducción

En edificios construidos a base de marcos de concreto o de acero, es común el uso de muros de mampostería para aislar áreas de habitación o para dividir los espacios. La selección de usar un sistema estructural a base de marcos está generalmente orientada a proporcionar espacios abiertos para circulación o para instalar ventanería hacia el exterior del edificio; pero también es muy común el uso de muros, por ejemplo, para cerrar los marcos que dan hacia las colindancias vecinas cuando la construcción se encuentra en el límite del predio (caso común en las ciudades de nuestro país). Cuando estos muros rellenan totalmente el espacio de una crujía dentro de los elementos del marco (columnas y traveses) y están en contacto directo con los mismos, aportarán una restricción muy importante contra los desplazamientos laterales y de esta forma modificarán la respuesta ante efectos sísmicos.

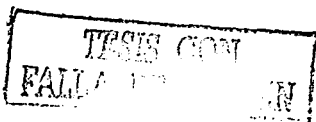
A este tipo de elementos se les conoce como muros diafragma, y se consideran como tales cuando los elementos de confinamiento son lo suficientemente robustos. Lo anterior indica que los castillos y cadenas de refuerzo de la mampostería no deben considerarse como marcos, sino más bien como parte del conjunto que denominaremos muro diafragma de mampostería; sólo si existen columnas y traveses significativamente robustas se hablará de marcos con muros diafragma.

La experiencia proveniente de la evaluación tras eventos sísmicos importantes sugiere que dichos elementos, aunque no hayan tenido un diseño ingenieril o hubieran sido considerados como elementos no estructurales, a menudo proporcionan la mayor parte de la resistencia lateral y han evitado el colapso de estructuras de marcos relativamente flexibles y débiles ante efectos laterales. Sin embargo, la naturaleza de los materiales de estos muros les confiere un comportamiento relativamente frágil una vez que se ha alcanzado su resistencia, lo que puede llevar a irregularidades en resistencia y rigidez de la estructura que conduzca a comportamientos desfavorables como la formación de un entrepiso flexible o torsiones de planta. Más aun, ya que muchas veces estos muros no son incluidos en el análisis estructural, la contribución de rigidez y resistencia que proporcionan pueden invalidar el análisis e incluso el diseño y detallado de los elementos estructurales de los marcos.

Ante esto, han surgido dos escuelas de pensamiento. En la primera se opina que los muros de relleno introducen una fuente importante de incertidumbre sobre la respuesta sísmica, invalidando los esfuerzos del diseñador de controlar el comportamiento de la estructura y resultando, en suma, en más efectos negativos que positivos. En esta visión se opina que, si es necesario de todas formas construir dichos muros, éstos deberán estar desligados de la estructura, aunque evitando otro tipo de fallas como el volteo fuera de su plano. La otra escuela sostiene que, debido a cuestiones económicas y ante lo impredecible de las demandas sísmicas, el diseñador debe hacer uso de cualquier elemento que le proporcione resistencia ante sismos. De acuerdo con esto, se debe maximizar el papel de los muros como una segunda línea de defensa ante acciones sísmicas y reducir sus efectos negativos a través de una adecuada selección de materiales y detalles constructivos así como una estricta supervisión durante la edificación.

2.3.2 Comportamiento General

Varios investigadores han dedicado esfuerzos experimentales y analíticos para comprender el comportamiento de muros diafragma. En forma condensada se explica el comportamiento como



sigue (Bazán, 1998). Inicialmente el muro y el marco trabajan como una sola unidad, como una columna ancha en la que las columnas del marco proporcionan casi toda la rigidez a la flexión mientras que el muro absorbe la mayoría de los esfuerzos cortantes. Sin embargo, a menos que existan conectores de cortante adecuados entre muro y marco, bastan desplazamientos laterales relativamente pequeños para que el muro se separe del marco en esquinas opuestas debido a las diferente deformabilidad de ambos sistemas, y en cuyo caso el marco se apoyará contra el muro según se esquematiza en la figura 2.11.

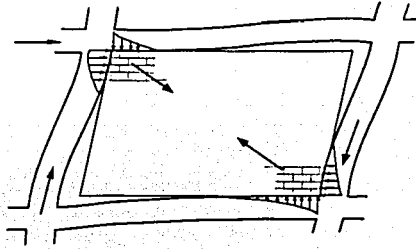


Figura 2.11 Deformación de marco y muro diafragma

En el muro aparecen esfuerzos de compresión apreciables en las esquinas en contacto con el marco; la compresión sobre la diagonal que une dichas esquinas genera esfuerzos de tensión en dirección de la diagonal hacia las esquinas que se separan, produciéndose el agrietamiento. La distribución de esfuerzos en columnas y traveses, debido a la cercanía a los nudos no producen momentos flexionantes de importancia; sin embargo, las concentraciones de fuerzas cortantes sí son de consideración.

2.3.3 Análisis de Marcos con Muros

En esencia, existen tres métodos usados para el análisis de estructuras con muros diafragma: el método del elemento finito, el de la columna ancha y el de la diagonal equivalente. El primero es el más refinado en donde se divide al muro en pequeñas regiones en las cuales se propone una variación de las deformaciones en función de los desplazamientos de sus nudos. Mediante las ecuaciones constitutivas del material se establece la matriz de rigideces de cada elemento y se ensambla la matriz global, con la que se puede resolver para los desplazamientos en los nudos y, finalmente, los esfuerzos en cada elemento finito. Sin embargo, este método es muy complejo y requiere grandes recursos de cómputo así como tiempo para la preparación de los datos y la interpretación de resultados, por lo que no es práctico para el análisis cotidiano de estructuras. Por otro lado, es muy útil para fines de investigación y en aquellas estructuras muy complejas e importantes en donde se puede justificar su uso.

Una alternativa mucho más simple de usar consiste en considerar al conjunto marco-muro como un solo elemento; así se tendrá una columna equivalente cuyas propiedades de deformación correspondan a las del conjunto. En este esquema el conjunto marco-muro se sustituye por un elemento en su eje, y la parte de la trabe que se extiende dentro de la extensión del muro se considera infinitamente rígida. Se ha comprobado la exactitud de este método mediante la comparación con resultados del método de elemento finito con errores menores al 2 por ciento

(Bazán, 1998). Para aplicar este método se deberán considerar las propiedades mecánicas de los materiales así como las geométricas como son los módulos de elasticidad y de rigidez al cortante, el momento de inercia y el área de cortante de la columna ancha. Para este fin se pueden usar la sección transformada del conjunto columnas-panel, cuya consideración puede variar según algunos autores.

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

$$A_t = A_m + 2A_c \quad (2.7)$$

$$I = A_c L^2 / 2 \quad (2.8)$$

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

$$A_0 = (0.37 - 0.12\zeta + 0.023 \lambda) A_t \quad (2.9)$$

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

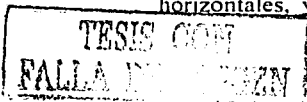
$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (2.10)$$

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

$$\delta = \frac{V h^3}{3 E_c I} + \frac{V h}{G_m A_0} \quad (2.11)$$

El tercer método se basa en la observación del comportamiento de los muros diafragma en donde el marco queda apoyado únicamente en dos esquinas opuestas y en cuyo caso las fuerzas se transmiten mediante un puntal de compresión a lo largo de la diagonal del panel. Así surgió la idea de representar a dicho panel mediante el uso de una diagonal equivalente. Esta diagonal se considera articulada en sus extremos para no proporcionar rigidez a flexión y únicamente participa con su rigidez axial cuando las fuerzas son de compresión y no se considera que trabaje a tensión.

Muchos investigadores han trabajado sobre esta modelación que simplifica en gran medida el cálculo (llevado al extremo se puede suponer al marco con diagonales como una armadura). Normalmente se acepta que el módulo de elasticidad axial de la diagonal sea el de la mampostería, a pesar de que éste generalmente se obtiene para deformaciones de compresión normal a las juntas horizontales, y el eje de la diagonal estará inclinado con respecto a las mismas. Así mismo se



acepta calcular el área de la diagonal mediante el producto del espesor del muro (t) y una anchura equivalente.

Castillo (1997) hace una revisión de la literatura al respecto, citando a autores que presentan expresiones para el cálculo de rigidez y resistencia para estos muros. Por ejemplo, Holmes propone una expresión donde se sugiere un valor de la anchura de la diagonal del orden de $d/3$, donde d es la longitud de la diagonal.

Stafford Smith, basándose en resultados de pruebas en modelos a escala encontró que la anchura w de la diagonal equivalente variaba entre $0.24d$ para relaciones de aspecto $\zeta = 1$ hasta $0.09d$ para $\zeta = 5$. Mainstone presenta expresiones que dan por resultado anchuras entre $0.06d$ y $0.07d$.

En el trabajo de Bazán referido anteriormente, se estudió también la modelación con diagonales equivalentes mediante análisis de elemento finito donde se simuló la separación entre mampostería y marco. El valor de la anchura de la diagonal resultó:

$$w = (0.35 + 0.022 \lambda) h \tag{2.12}$$

Los resultados de los cuales ajustó la anterior expresión, así como la presentada en la ecuación 2.9 se reproducen en la figura 2.12

Estos resultados pretenden predecir las rigideces iniciales de las estructuras, lo cual está de acuerdo con la práctica actual en donde se realiza el análisis elástico de las estructuras, reduciendo las fuerzas sísmicas para tomar en cuenta el comportamiento inelástico real mediante factores de comportamiento sísmico. Pero un análisis refinado requiere de la consideración del comportamiento no lineal de las estructuras. Se ha comprobado por múltiples ensayos experimentales que, después de que los muros de mampostería llegan a su resistencia de agrietamiento, la rigidez de los mismos se reduce en forma muy importante; dicho agrietamiento se presenta para distorsiones de entrepiso menores que 0.002.

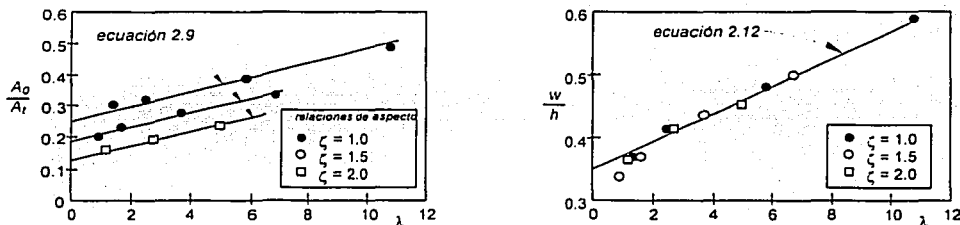


Figura 2.12 Predicción del área de cortante y diagonal equivalente hecha por Bazán

2.4 MUROS DE CONCRETO REFORZADO

Se considera que el comportamiento de muros de concreto para resistir acciones comunes como carga axial, fuerzas cortantes y momentos flexionantes se encuentra bien estudiado en la

literatura sobre diseño de concreto y por lo mismo se incluyen requisitos especiales en los reglamentos de diseño (ACI-318, 1995 y DDF, 1996, por ejemplo). Aquí sólo se mencionan brevemente los puntos fundamentales para su análisis y diseño. Una revisión más amplia del tema, con múltiples referencias, se puede encontrar en la obra de Park y Paulay (1991) y en la de Paulay y Priestley (1992).

En general, se considera a los muros de concreto como elementos semejantes a columnas ante carga axial, y a vigas para fuerzas cortantes. El análisis se realiza bajo las mismas hipótesis de comportamiento de la mecánica de materiales: la sección plana antes de la flexión, permanece plana después de la flexión y gira alrededor del eje neutro. Cuando un muro une a dos columnas y está firmemente ligado a ellas, se puede considerar el conjunto muro-columnas como un solo elemento de sección I, donde las columnas representan a los patines y el muro al alma. Así, se puede modelar un muro como una columna ancha tal y como se explicó en el inciso anterior.

La resistencia a flexión y carga axial se puede calcular mediante la construcción de diagramas de interacción en donde se deberá considerar el refuerzo vertical en el muro además del de las columnas extremas. Cuando no existen elementos en los extremos, como columnas u otros muros transversales, se deberá poner atención en la esbeltez del extremo que podría llegar a sufrir inestabilidad a compresión por la flexión del muro.

En cuanto al cortante se puede considerar al muro como una viga de gran peralte, donde se establece el mecanismo de resistencia a cortante mediante la contribución del concreto y una contribución del acero que cruza y mantiene controladas a las grietas inclinadas. Los diversos reglamentos proporcionan expresiones para calcular esta resistencia. Los muros muy robustos son diseñados de manera que se pueda desarrollar un puntal inclinado en el concreto, de manera que el refuerzo horizontal y vertical que lo crucen trabajen por equilibrio.

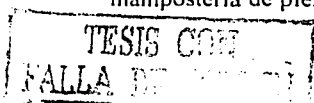
2.5 ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS

En el presente trabajo, el objetivo principal es el estudio del comportamiento de muros de concreto reforzados con malla electrosoldada anclada a marcos existentes que poseen muro diafragma de mampostería.

Existe mucha información sobre ensayos de muros de concreto reforzado, tanto con elementos de borde (columnas) como sin ellos; también se han hecho múltiples ensayos de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería, y la información experimental más relevante en cuanto al comportamiento de anclajes sometidos a cortante ya ha sido expuesta en el presente capítulo. Sin embargo, no existe información sobre ensayos en modelos a escala natural sobre el tipo exacto 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 panel de mampostería y que combinó la construcción del muro con el encamisado de las columnas (Jiménez, 1989).

2.5.1 Espécimen Ensayado en el ELSA

En la publicación editada por Fardis (1996) se incluye el resultado de unos ensayos llevados a cabo en el laboratorio de ensayos a gran escala del Joint Research Centre de la Comisión Europea (ELSA). Dos especímenes fueron construidos a escala 2/3 con marcos de concreto con muro de mampostería de piezas huecas de concreto. Las dimensiones fueron 2.4 m de ancho por 1.8 de alto,



con columnas de 15×15 cm y viga de 15×20 cm. El armado fue de ocho barras de 1 cm de diámetro con estribos de 0.8 cm a cada 4 cm; la trabe se reforzó con tres barras de 0.8 cm en los lechos superior e inferior. Las piezas de mampostería tuvieron dimensiones de $15 \times 20 \times 30$ cm, típicas de la construcción en Portugal.

Se aplicó carga horizontal cíclica y una carga vertical constante de 10.2 t en cada columna. Los dos especímenes tuvieron resistencia y patrones de falla similares. Se presentó el aplastamiento de la mampostería cerca de las cuatro esquinas del panel. Se presentó agrietamiento también en el marco cerca de los nudos, pero no se alcanzó la falla de éstos. El comportamiento en la primera etapa del ensaye fue casi lineal, mientras que después del aplastamiento de la mampostería en las esquinas se presentó un estrangulamiento de la curva histerética. En la figura 2.13 se presenta el modelo y dispositivo de carga, así como la curva de histéresis resultante.

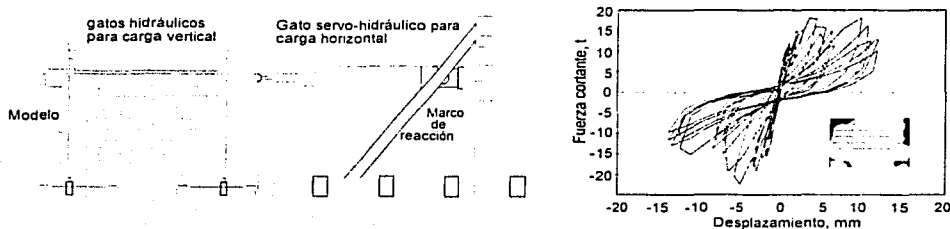


Figura 2.13 Dispositivo de carga y curva histerética

2.5.2 Trabajo de Mosalam

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

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

Mosalam ensayó cinco especímenes. De ellos, sólo tres fueron marcos con paneles sin aberturas, uno de una crujía y los otros de dos. El arreglo del dispositivo de carga se muestra en la figura 2.14 en donde la separación a ejes de columnas fue de 1.8 m, y entre vigas 0.94 m. Las columnas fueron perfiles de acero y la mampostería fue de piezas huecas de concreto de $4.8 \times 5 \times 9.8$ cm. En el informe no se incluyó el dato del espesor de las paredes de los bloques. La geometría y la curva de histéresis de uno de los modelos se presentan en la misma figura.

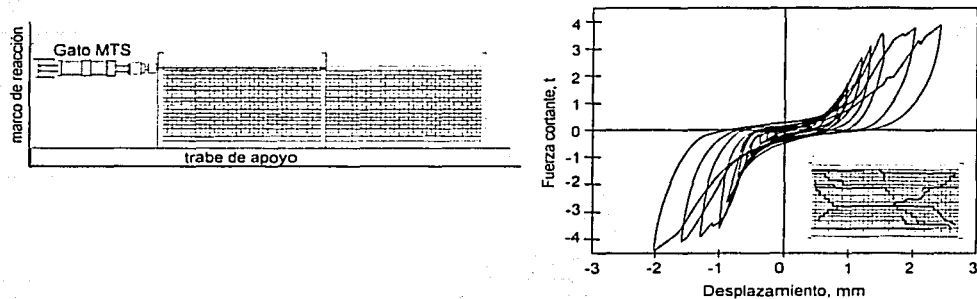


Figura 2.14 Dispositivo de carga y curva histérica

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

2.5.3 Trabajo de Jiménez

Los ensayos de marcos con muro de concreto que se pueden encontrar en la literatura normalmente estudian estructuras que cuentan con su configuración definitiva desde la construcción original. Son pocos los estudios que se hacen de estructuras rehabilitadas que puedan ser directamente comparables con las características especiales que se investigan en un caso particular. El estudio experimental más semejante a nuestro programa de investigación del cual se encontró información fue el ensayo realizado por Jiménez (1989) de un marco de concreto reforzado al cual se le adicionó un muro de concreto y el encamisado con concreto de sus dos columnas.

Este marco no contaba con muro diafragma de mampostería, pero sí poseía una característica muy particular y consiste en que el muro de concreto se colocó excéntrico del eje del marco. El objetivo de esta configuración fue estudiar un caso más realista ya que en la construcción real de este tipo de estructuras normalmente se colocan los muros o paneles de mampostería desplazados hasta el paño de las columnas en vez de hacerlos en el eje del marco, con el objeto de ganar unos

cuantos centímetros de espacio y ofrecer una fachada totalmente plana por el exterior. Obviamente este se puede hacer cuando no existen limitaciones físicas (como una construcción vecina) para trabajar en las colindancias del edificio.

La geometría del modelo se presenta en la figura 2.15. La altura libre de las columnas era de 2.13 m y de 2.6 m hasta el centro de la trabe, y la separación a ejes de columnas fue de 4.07 m. La sección original de columnas fue de 30×30 cm, con cuatro barras del no. 7 (2.22 cm de diámetro) y estribos del no. 3 (0.95 cm) a cada 30 cm. La trabe fue de 30×76 cm con 18 barras no. 4 (1.27 cm de diámetro) distribuidas en su perímetro. El esfuerzo nominal de fluencia del acero fue $f_y = 4200$ kg/cm², y para el concreto se usó un $f_c' = 280$ kg/cm². Este marco fue construido completamente para después proceder al esquema de rehabilitación.

La rehabilitación se realizó mediante el encamisado de las columnas y la construcción de un muro de concreto monolítico con el encamisado (figura 2.15). La sección final de las columnas encamisadas fue de 46×50 cm. Se reforzaron con cuatro barras del no. 4 en las esquinas y estribos del no. 4 a cada 30 cm. El muro de concreto tuvo un espesor de 13.3 cm y llevó una parrilla de refuerzo con barras del no. 4 a cada 30 cm.

Para transmitir la fuerza cortante del marco al muro se despreció la contribución del encamisado de columnas y se usó un anclaje diseñado mediante el criterio de cortante por fricción para tomar el total de la fuerza cortante resistente esperada. Las anclas usadas fueron barras del no. 6 (1.9 cm de diámetro), adheridas con resina epóxica en una perforación previa de 22 cm. Estos anclajes se colocaron únicamente en la trabe superior.

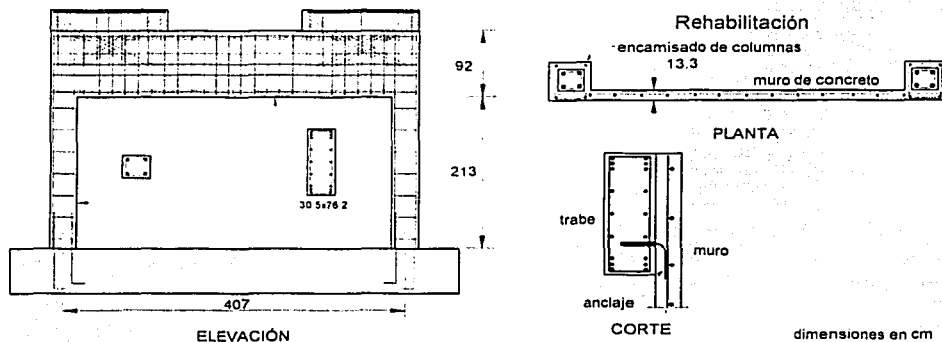


Figura 2.15 Geometría del marco y del esquema de rehabilitación

El espécimen fue instrumentado interna y externamente mediante deformímetros eléctricos. La carga horizontal sobre el nivel de la trabe superior se aplicó en forma cíclica alternada en un total de 31 ciclos. No se aplicó carga vertical. En la figura 2.16 se muestra el arreglo para aplicación de carga, así como la envolvente de los ciclos positivos del modelo, comparada con la obtenida en otro programa experimental para un marco de idénticas dimensiones con un muro diafragma de concreto (en el eje del marco).

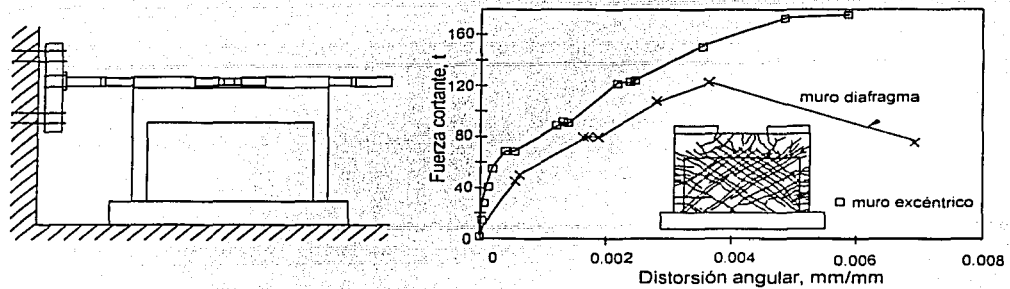


Figura 2.16 Dispositivo de carga y envoltente de respuesta

El espécimen mostró un comportamiento simétrico en ambas direcciones. La degradación de rigidez y resistencia en la repetición de ciclos se consideró despreciable. Las grietas de flexión se presentaron para una carga de 54 t, misma a la que se presentaron las primeras grietas inclinadas. El agrietamiento inclinado en el centro del muro se presentó a las 67.5 t. La resistencia del modelo fue de 184 t a una distorsión aproximada de 0.006.

Los registros de los deformímetros de las anclas colocadas contra la trabe registraron deformaciones del orden del 10 por ciento de la deformación de fluencia lo cual significa que prácticamente no trabajaron y que el cortante se transmitió a través del encamisado. Con los instrumentos de las barras longitudinales se registraron deformaciones varias veces mayores a la correspondiente a la fluencia, lo que indica que el espécimen en conjunto alcanzó su resistencia a flexión.

La rigidez inicial se calculó con las propiedades de la sección transversal y el módulo de elasticidad del concreto. Se logró una buena predicción de dicha rigidez, y 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 entropiso del 0.001 en el ciclo 7 (con 90 t), la rigidez secante se había reducido al 11% de la inicial.

Finalmente, se comparó la resistencia con la predicha con el reglamento del ACI así como mediante procedimientos más refinados. La resistencia a flexión predicha correspondió a una fuerza horizontal de 177 t, y la de cortante a un valor de 164 t. Estas se pueden comparar con la fuerza cortante experimental que resultó de 184 t.

En este estudio se llegó a las siguientes conclusiones:

- La predicción de la resistencia hecha con el reglamento del ACI llevó a resultados conservadores, se observó que el concreto viejo y el nuevo actuaron monolíticamente que es lo que se supuso en el diseño.
- El marco reforzado mediante un muro excéntrico se comportó mejor (resistencia, rigidez y disipación de energía) que el modelo de comparación reforzado mediante un muro diafragma (en el eje del marco).
- Los anclajes colocados con resina epóxica desarrollaron muy bajas deformaciones, por lo que la mayor parte del cortante se transmitió por el encamisado.

- Los desplazamientos fuera del plano debidos a la torsión creada por la excentricidad del muro no parecieron afectar la respuesta del espécimen.

2.6 CARACTERÍSTICAS DE PROYECTOS TIPO DE CENTRALES TELEFÓNICAS

En el presente estudio, el diseño de los especímenes buscó representar lo más cercanamente posible las condiciones y características de los proyectos reales de rehabilitación de centrales telefónicas de TELMEX. La reproducción en laboratorio, sin embargo, requiere adecuar algunas características de la geometría, las condiciones de apoyo y la forma de aplicación de las cargas. Para lograr este objetivo se estudiaron cuatro proyectos de reestructuración de centrales telefónicas que se consideraron representativos de las soluciones que se han adoptado en el programa de rehabilitación.

El primer proyecto estudiado se trataba 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 36×48 cm y circulares de 50 cm de diámetro, así como traveses de 60 cm de peralte. Esta estructura se reforzó con muros diafragma de mampostería confinada de tabique de arcilla, cuyos castillos y dadas se anclaron a los marcos existentes. A estos paneles se les adosó malla electrosoldada 6×6-10/10 y un recubrimiento de concreto de 4 cm a ambos lados, con una resistencia a la compresión de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ (20 MPa).

La malla electrosoldada se ancló al muro de mampostería mediante barras lisas de acero del no. 2 (0.63 cm de diámetro, tipo "alambrón"), que se colocaron a cada 30 cm traspasando el muro y amarrándose a la malla de ambos lados. Además se usaron clavos de 7.6 cm de longitud para fijar la malla y dejar una separación de 2 cm con el muro. Los castillos perimetrales se anclaron a las columnas y traveses mediante barras del no. 4 (1.27 cm) colocadas mediante resina epóxica en una perforación previa. El refuerzo se colocó solamente en algunas crujeas, y en las demás se proyectó desligar los muros. Algunos detalles del refuerzo se esquematizan en la figura 2.17.

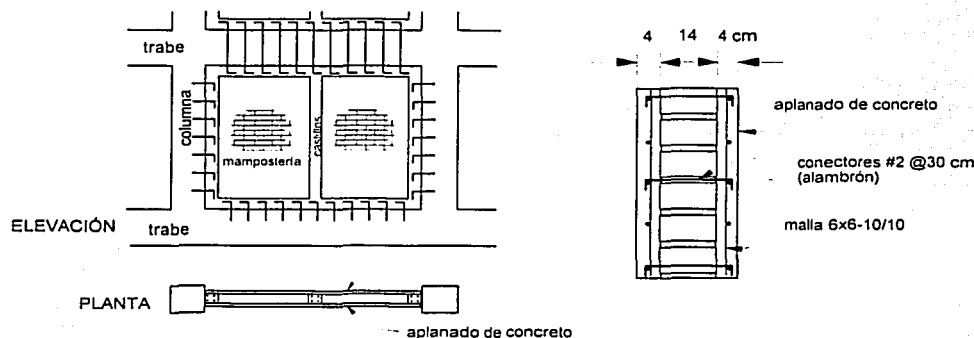


Figura 2.17 Detalles del refuerzo del proyecto no. 1

El segundo proyecto tipo se trataba de una estructura con una altura de 5.3 m que representa un solo nivel en una parte y dos niveles en la zona de oficinas (entrepiso intermedio a 2.65 m). Los

claros fueron de 4.5 m en la dirección larga y de 6 y 10 m en la dirección transversal del edificio. Las columnas principales eran de 35x50 cm y con dimensiones de 30x80 cm en algunas trabes. Los marcos de colindancia y algunos intermedios estaban rellenos con muros de bloque hueco de concreto. El refuerzo consistió en la construcción de muros de concreto por un solo lado de los muros construidos en algunas de las crujías y adosado al exterior de los marcos en la mayoría de los casos.

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

Para la conexión de la malla con las columnas y trabes se usaron barras del no. 4 (1.27 cm) ancladas a cada 40 y 45 cm mediante resina epóxica en barrenos de 15 cm. En la figura 2.18 se presentan algunos detalles.

En tercera instancia se estudió una edificación de cuatro niveles con altura media de entrepiso de 5.1 m y claros de 6.8 m. La sección de las columnas originales fue de 45x45 cm. Se contaba con muros de bloque hueco de concreto relleno de los marcos de colindancia. La reestructuración se diseñó con la construcción de recubrimientos de concreto sobre los paneles de bloque en los marcos exteriores. En el caso de uno de los marcos de colindancia el muro se coló con cimbra por la parte interior del inmueble, mismo que trabajará como muro diafragma al estar construido por el interior de columnas (en el eje del marco). En el marco exterior contrario se adicionaron los recubrimientos por la parte externa de los marcos, anclados a las columnas y trabes y con la construcción de algunos castillos y dadas (figura 2.19). Algunas de las columnas fueron encamisadas con concreto.

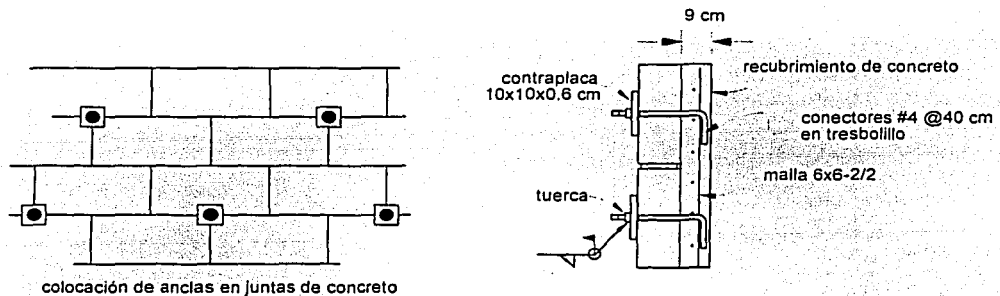


Figura 2.18 Detalles del refuerzo del proyecto no. 2

El aplanado de concreto tuvo 10 cm de espesor, resistencia $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$ y fue reforzado mediante malla electrosoldada 6x6-4/4. El anclaje de la malla fue únicamente a los elementos de concreto como columnas, trabes y castillos, y se realizó mediante barras de refuerzo colocadas con resina epóxica en perforaciones a cada 60 cm en trabes y 50 cm en columnas. Se usaron barras del

TESIS CON
MALLA DE REFORZAMIENTO

no. 3 (0.95 cm de diámetro) como anclaje a los castillos, y del no. 4 y no. 5 (1.27 y 1.6 cm) en los elementos de marcos; las perforaciones se hicieron con profundidades de 10 cm y 13 cm.

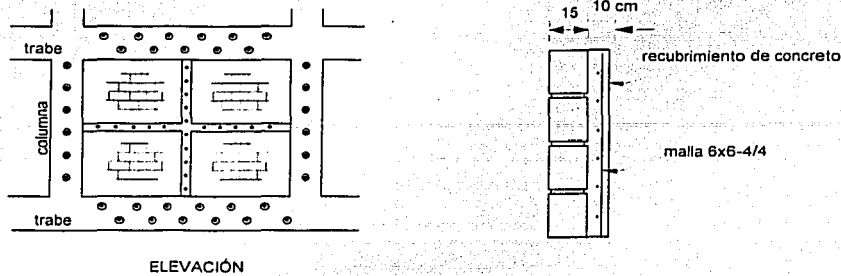


Figura 2.19 Detalles del refuerzo del proyecto no. 3

Finalmente, se consideró otro proyecto que constaba de una estructura de dos niveles, con altura de entrepiso de 4.6 m y claros de 4.3 m a ejes de columnas. Los marcos de la periferia cuentan con muros de tabique que rodean a las columnas por un lado como se esquematiza en la figura 2.20. Por lo tanto, el recubrimiento de concreto no tuvo contacto con las columnas.

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

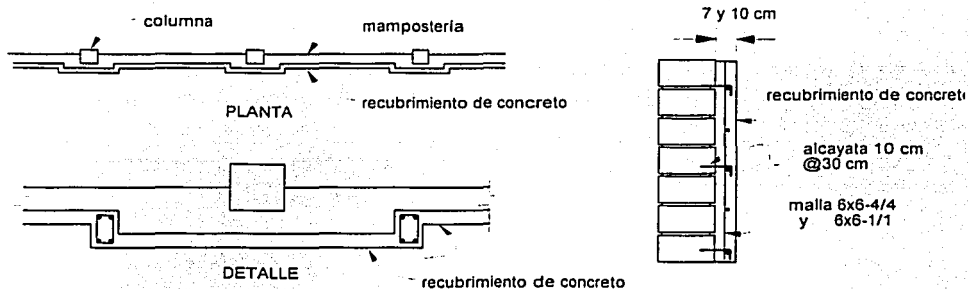


Figura 2.20 Detalles del refuerzo del proyecto no. 4

De los anteriores proyectos se han descrito algunas de las características principales, y que se resumen en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Características de los proyectos tipo estudiados

| Pro- yecto | c | N | H, m | L, m | Col. cm | Trabe, cm | Enca- misado | e, cm | mallas | anclas |
|---------------|------|---|---------|---------|------------|--------------|-----------------|----------|-----------------------|--|
| 1 | 0.32 | 3 | 3.3 | 5 | 36x48 | 30x60 | no | 4 + 4 | 2 lados, 6x6-10/10 | #2@30, atraviesa, y clavos de 3". Resina en el concreto |
| 2 | 0.86 | 1 | 5.3 | 4.5 | 35x50 | 30x80 | sí | 9 | 6x6-2/2 | #4@40 con contraplaca en el bloque, @50,60 con resina en el concreto |
| 3 | 0.32 | 4 | 4.9 | 6.75 | 45x45 | 30x80 | sí | 10 | 6x6-4/4 | #5, #4 y #3 @40,50,60 sólo en marco y castillos |
| 4 | 0.4 | 2 | 4.6 | 4.25 | 25x25 | | no | 10, 7 | 6x6-1/1, 6x6-4/4 | alcayatas 4 pulgadas @30 |

c = Coeficiente sísmico bruto de diseño.

N = Número de niveles.

H = Altura de entrepiso en planta baja.

L = Distancia entre ejes de columnas de la estructura principal.

Col. trabe Indican las dimensión de columnas y traves predominantes en planta baja.

e = Espesor del aplanado de concreto.

mallas Denominación de la malla electrosoldada.

anclas Tipo de ancla y separación.

En todos los casos se consideró, para las barras de acero no. 3 o mayor, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; para barras lisas del no. 2 una resistencia $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$; y para la malla electrosoldada $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$. La designación de la malla implica la separación de alambres longitudinales y transversales en pulgadas, y el calibre del alambre longitudinal y transversal, por ejemplo la malla 6x6-10/10 tiene alambres del calibre 10 (3.43 mm de diámetro) en ambas direcciones separados a cada 15.24 cm (6 pulgadas).

De la tabla 2.2 se observa que estas estructuras poseen alturas de entrepiso de 4.5 m en promedio, lo que es mayor a las usuales en edificios. Además los equipos que alojan (o alojaban en algunos casos) representan cargas de 450 a 600 kg/m^2 . Estas son características especiales de centrales telefónicas debido al equipo con el que cuentan.

Para algunos de los prototipos se hicieron cálculos simplificados de bajada de cargas, con lo cual se estimó la carga en las columnas con valores aproximados de $0.2 f_c A_g$. Para recibir la carga de las losas algunos de los edificios tienen traves secundarias que dividen a las mismas en dos o tres tableros, y que transmiten sus cargas como fuerzas concentradas a las traves principales. Una estimación simplificada resultó en cargas concentradas de 0.25 t por cada m^2 de losa que dividen (ejemplo: en un tablero de 45 m^2 tendríamos cargas concentradas de 11.25 t).

Las características de los anteriores edificios se consideraron cuidadosamente para la propuesta de un programa experimental para estudiar el comportamiento de marcos con muros de mampostería reforzados con malla y concreto. Los especímenes ensayados se describen en el capítulo 4.

2.7 ENSAYES MURETES DE 80 cm CON MALLA Y RECUBRIMIENTO

Como una primera etapa del estudio del comportamiento de marcos con muro de bloque reforzados con malla y recubrimiento de concreto, se elaboró en el CENAPRED una primera fase en donde se ensayaron muretes de bloque hueco de concreto de 80 cm de lado a los cuales se les sujetó una malla de alambre soldado en una de sus caras mediante distintas soluciones de anclaje.

A algunos de los especímenes se les coló un aplanado de concreto de 8 cm de espesor. Estos especímenes se ensayaron aplicando fuerzas de tracción a la malla o sometiendo a cortante directo a la superficie de contacto entre murete y concreto (Flores, 1998).

Existe una amplia referencia sobre el comportamiento de conectores a cortante que unen elementos nuevos con elementos existentes de concreto, como se ha expuesto en este capítulo; sin embargo, es poca la información que existe en cuanto al comportamiento de conectores en mampostería; motivo por el cual se realizó esta serie de pruebas preliminares. Esta primera etapa se planteó para verificar la resistencia y deformabilidad de múltiples soluciones de anclajes en especímenes pequeños que resultaran de construcción y ensaye sencillos. Con base en esta información se pudieron seleccionar cuáles serían los arreglos y tipos de anclajes a usar en los modelos marco-muro de la segunda etapa.

2.7.1 Programa de ensayos

Se usaron bloques de concreto del mismo lote adquirido para la construcción de los muros objeto de este estudio. En el Apéndice A se presentan las características de geometría y resistencia de las piezas. Debido a su peso volumétrico neto de 1745 kg/m^3 , se encuentran en el límite entre bloques tipo intermedio y tipo pesado (ver tabla 2.1), sin embargo, la resistencia a compresión es notoriamente baja, por lo que conviene clasificarlos como de tipo intermedio.

Las características de los conectores que se incluyeron en esta etapa se propusieron con base en los casos estudiados en la sección anterior, en particular a partir de la revisión de cuatro proyectos de reestructuración de centrales telefónicas de TELMEX, considerados como representativos de las soluciones que han sido usadas con mayor frecuencia en la rehabilitación de las centrales telefónicas.

De la revisión de los proyectos tipo y por comentarios de TELMEX respecto a cuáles son las soluciones más usadas (López, 1998), el primer tipo de conector considerado fue la barra corrugada doblada en forma de alcañata (con un gancho a 90°). Esta solución es muy común, probablemente por ser un material fácilmente disponible y con el que están acostumbrados las constructoras. Aunque se llegan a usar barras del No. 5 ($5/8$ de pulgada = 1.6 cm) y hasta del número 6 (1.9 cm), en este estudio se consideró principalmente el uso de barras del no. 4 ($1/2$ pulgada ó 1.27 cm) de diámetro, que representan una escala entre el 75 y 80 por ciento del tamaño natural.

Los conectores con placa en la parte posterior de los muros diafragma han sido recomendados en algunos proyectos. En este estudio se incluyen para comparar su comportamiento con el de anclajes sin placa. Una solución adicional es el uso de clavos fijados con pistola de cartuchos de pólvora, lo cual reduciría notablemente los costos y el tiempo de construcción, por lo que se incluyó en esta evaluación. Los clavos usados fueron de 72 mm de longitud y 3.7 mm de diámetro; sus características se describen más adelante.

En cuanto a la posición de los conectores se han identificado dos variantes; una es colocar los conectores en las juntas de mortero con lo cual se altera al mínimo a las piezas de mampostería en sí. Sin embargo, como la separación de los alambres en las mallas comerciales más comunes es de 15 cm, y los bloques huecos de concreto se fabrican con dimensiones de 20×40 cm, resulta evidente que muchos de los conectores colocados en las juntas no quedarán cerca de los alambres para ser amarrados a ellos. Por tanto, la otra alternativa es colocar los conectores a una separación tal que coincidan con la intersección de los alambres (a cada 30, 45 ó 60 cm) en cuyo caso éstos

pueden quedar colocados en cualquier parte de la pieza de mampostería (en la junta, en medio de la zona del hueco o en una de las paredes transversales del bloque).

De esta forma, el programa experimental contempló las siguientes variables que se esquematizan en la figura 2.21:

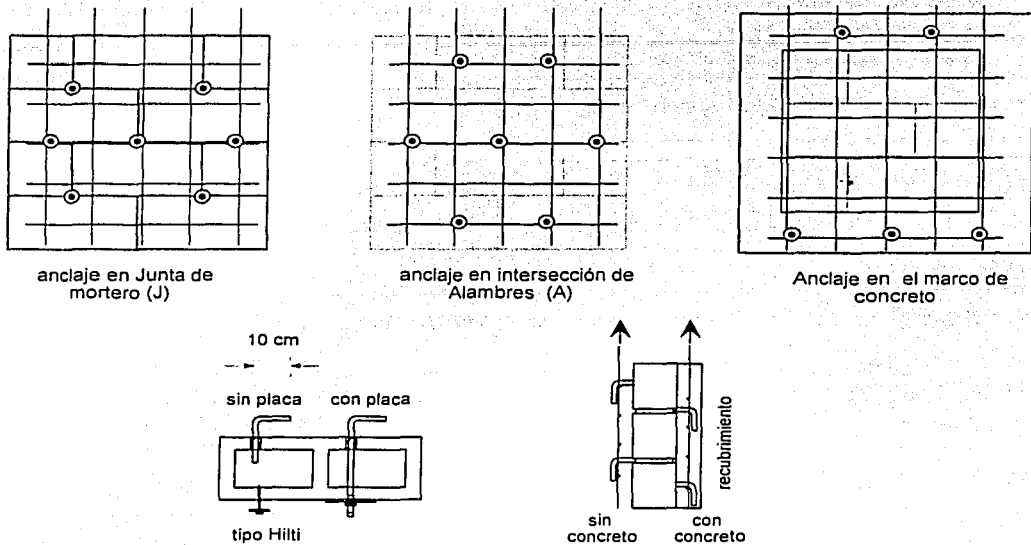


Figura 2.21 Variables consideradas para las pruebas de anclaje y geometría de los especímenes

- alcatayas hechas con barra de acero corrugado de 0.95 cm de diámetro (No. 3 = 3/8 pulgada);
- alcatayas de barra corrugada de 1.27 cm de diámetro (No. 4 = 1/2 pulgada);
- alcatayas de barra lisa de 1.27 cm (1/2 pulgada) de diámetro, que atraviesan las piezas y con placa y tuerca en la parte posterior del muro de bloque;
- clavos fijados con pistola de cartucho de pólvora, tipo Hilti;
- anclaje en la junta de mortero de las piezas de mampostería;
- anclaje cerca de las uniones de los alambres vertical y horizontal de la malla;
- anclaje contra elementos perimetrales de concreto que simulan un marco exterior;
- sin recubrimiento de concreto, y con recubrimiento de concreto.

Se incluyeron también algunos ensayos con anclas colocadas en elementos de concreto para tener datos representativos de los anclajes que se usarían posteriormente en los modelos completos de la segunda etapa de este programa experimental.

Un espécimen representativo del comportamiento real del recubrimiento en un muro debería reproducir todas las condiciones del prototipo. Es verdad que lo más representativo era construir los muretes con el recubrimiento de concreto, pero se decidió hacer un número importante de

ensayos sin éste. El objetivo de ensayar muretes sin concreto fue observar e identificar el mecanismo de falla sin la obstrucción a la vista por el recubrimiento. Se reconoce que el trabajo de los conectores sin el recubrimiento de concreto cambia el comportamiento en forma significativa, pero aun así se consideró importante desarrollar esta serie de pruebas para comprender mejor el trabajo del anclaje y su comportamiento ante una situación de daño severo con separación entre aplanado y muro.

En la tabla 2.3 se presentan resumidas las combinaciones de las variables en los especímenes programados.

Tabla 2.3 Programa de ensayos de anclaje

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

- SP = sin placa
- CP = con placa (atraviesa la pieza)
- HIL = con conectores tipo Hilti
- SA = sin anclajes
- A = ancla en la intersección de alambres
- J = ancla en la junta de mortero
- SC = sin recubrimiento de concreto
- CC = con recubrimiento de concreto
- MM = murete con marco, 3 y 4 es la denominación de las barras usadas como anclaje (0.95 y 1.27 cm de diámetro)

Se ensayaron cuatro muretes dotados de anclas "sin placa (SP)" hechas con barras de acero corrugado de 1.27 cm de diámetro, y cuatro con anclas que atravesaban la pieza y "con placa" y tuerca en la parte posterior (CP).

Por otro lado, se ensayaron cinco muretes usando clavos tipo Hilti. Se determinó que, para fines constructivos, la solución de clavos tipo Hilti debería aplicarse exclusivamente en la intersección de alambres, por lo que sólo en uno de los especímenes se buscó la coincidencia de los anclajes tanto en la intersección de alambres como en la junta de mortero (murete denominado HIL-J-SC).

Aunque se causó algo de daño en la pared de las piezas de la cara ensayada en las pruebas SP, la otra cara quedó intacta, por lo que se aprovechó para hacer repetición de ensayos con las mismas variables en estudio. Por lo tanto, se hicieron 12 ensayos con anclajes con y sin placa y 9 con conectores Hilti, todos ellos con anclajes colocados en juntas o piezas de la mampostería. Se completó el estudio con dos muretes sin anclajes, donde sólo actuó la adherencia entre el concreto y las piezas de mampostería.

En todos los casos se usaron las siguientes propiedades nominales de materiales:

- Concreto, $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$ (24.5 MPa).
- Mortero tipo II (con $f_b' = 75 \text{ kg/cm}^2$ ó 7.4 MPa); (cemento, mortero de albañilería y arena en proporción volumétrica 1/2:2:6).
- Barras corrugadas de acero para anclas, $f_i = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (412 MPa).
- Barras que atraviesan el muro diafragma y placas de acero $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (248 MPa).
- Malla electrosoldada 6x6-4/4, $f_i = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (490 MPa).
- Bloque de concreto hueco de 15x20x40 cm, con paredes de 3 cm de espesor y relación área neta a bruta de 0.55. $f_p' = 60 \text{ kg/cm}^2$ (6 MPa).

Las propiedades de los materiales determinadas experimentalmente se presentan en el Apéndice A, de las cuales resulta que se usó bloque tipo intermedio.

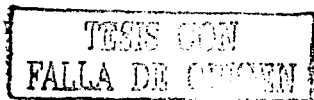
Se fabricaron 15 muretes idénticos de dimensiones nominales de 80x80 cm. Adicionalmente, a tres muretes de 60x60 cm se les construyó un marco de concreto con sección de 15x15 cm (ver fig. 2.21). A los especímenes que contaban con el muro de concreto se les coló, en posición horizontal, una capa de 8 cm de espesor.

Para las anclas de barras con y sin placa se practicaron perforaciones con broca del diámetro nominal de las anclas. Posteriormente, se limpió el barrenado con escobillón y con aire comprimido, para luego introducir el ancla cubierta de resina epóxica proporcionada por TELMEX y que es la misma que han usado en los proyectos reales de rehabilitación de centrales telefónicas.

Las anclas sin placa se prepararon para tener una longitud de anclaje de 6 cm, considerando que la pared del bloque tiene solamente 3 cm de espesor. La parte sobresaliente del ancla fue de 5 cm de tal forma que el eje de la malla quedó separado aproximadamente a 4 cm de la cara de los bloques.

La selección del tipo de clavo Hilti usado, la potencia de los cartuchos de pólvora, y el elemento de separación entre muro y malla fueron motivo de una serie de pruebas previas al ensayo de estos especímenes. Para separar la malla del muro se seleccionó usar un tubo cuadrado de lámina de 1.5 mm de espesor, perforado lateralmente por el propio clavo. Sus ventajas consisten en que la penetración y paso del clavo evita que se caiga si se afloja el clavo, absorbe un poco el impacto mediante una ligera deformación inelástica, y permite el paso del concreto para que éste rodee completamente al clavo (fig. 2.22).

Para el conector de tipo clavo disparado con detonación de pólvora, se usó el Hilti ZF-72-P8S36, con una longitud de 72 mm y un diámetro de 3.7 mm, producto fácil de conseguir en México. Se usaron arandelas Hilti de 36 mm de diámetro para sujetar los alambres de la malla. Para su colocación se empleó la herramienta Hilti DXE72 (tipo pistola).



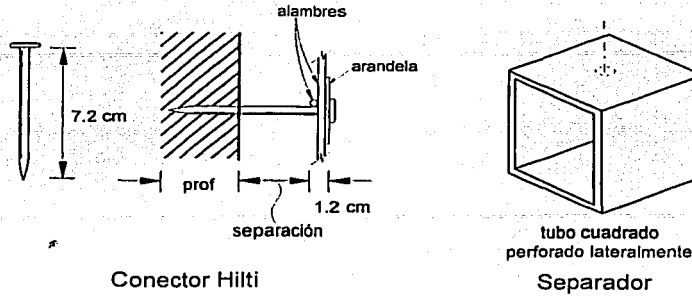


Figura 2.22 Anclajes Hilti y separador seleccionado

2.7.2 Marco de carga

El marco de carga se muestra en la figura 2.23. El tipo de ensaye consistió en la tracción de la malla manteniendo fijo al murete hasta lograr la falla del anclaje. Para esto se preparó un marco de carga para lograr la tracción uniforme de los alambres verticales de la malla colocada en una de las caras del murete mediante los distintos tipos de conectores mientras, se mantenía sujeto al murete contra la losa de reacción.

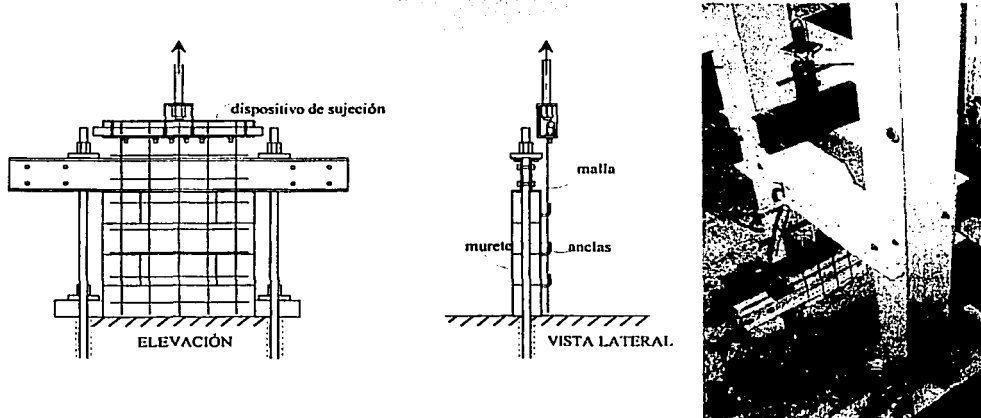
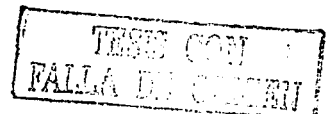


Figura 2.23 Marco de carga para pruebas de los conectores

Para registrar electrónicamente las cargas y deformaciones sufridas, la probeta se instrumentó mediante una celda de carga y un transductor de desplazamiento. Este transductor se colocó en el centro del murete en su parte superior y midió la separación entre el murete de bloque y el dispositivo de sujeción de alambres.



El marco de carga de la figura 2.23 funcionó bien para el ensaye de muretes sin concreto; sin embargo, la resistencia de los especímenes con concreto superó a la de los cinco alambres verticales de la malla dando por resultando la falla de dichos alambres sin presentación de daño en la interfaz aplanado-muro.

Fue necesario hacer otras pruebas de tal forma que se obligara a llegar a la falla a la conexión entre concreto y mampostería, por lo que se realizó un segundo tipo de ensaye al que se le llamó de cortante directo. Para este se colocó el murete en posición horizontal sobre la losa de reacción y se aplicó carga directamente contra el murete mientras se tenía al recubrimiento apoyado contra un elemento de reacción. Este arreglo de carga se presenta en la figura 2.24.

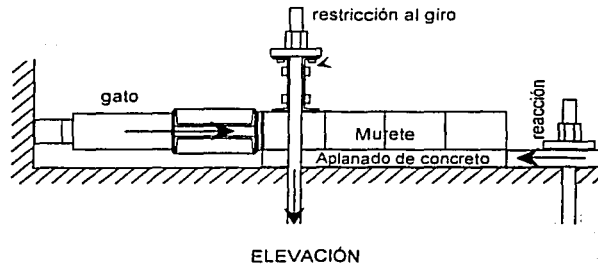


Figura 2.24 Dispositivo de carga para la prueba de cortante directo

2.7.3 Comportamiento de los especímenes

En la figura 2.25 se presenta la gráfica fuerza contra desplazamiento de muretes sin recubrimiento de concreto y con anclajes sin placa y uno con placa. Se presenta la fuerza dividida entre el número de anclas efectivas que trabajaron. Para esto se descartaron los anclajes en los que, a baja carga, la malla que se apoyaba en ellos se salió del apoyo del ancla quedando este anclaje sin participar en la resistencia total; por lo tanto se considera que los resultados presentados representan una resistencia media de los conectores trabajando simultáneamente hasta la falla.

En el caso de las anclas sin placa, todas ellas se extrajeron del murete aplastando la pared de las piezas y sin daño en las barras. En la prueba de anclas que atravesaban la pieza y con placa (CP-A-SC) la falla fue de flexión de la barra resultando casi intacto el bloque. Se observa que la rigidez de los conectores sin placa fue menor que la de aquellos con placa. Incluso, la mayoría de los conectores sin placa alcanzó menor resistencia que el murete con conectores con placa. Los especímenes con conectores en las juntas exhibieron una menor resistencia y rigidez que aquellos con conectores colocados en la intersección de los alambres de las mallas. En la figura 2.26 se presentan resultados de cinco pruebas con el uso de anclajes Hilti y con la malla pegada al murete (sin separadores).

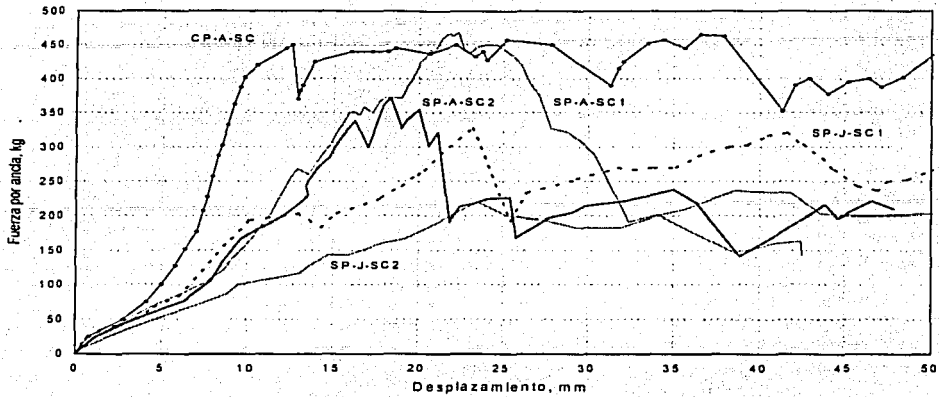


Figura 2.25 Gráfica de los ensayos de anclajes con y sin placa, y sin muro de concreto

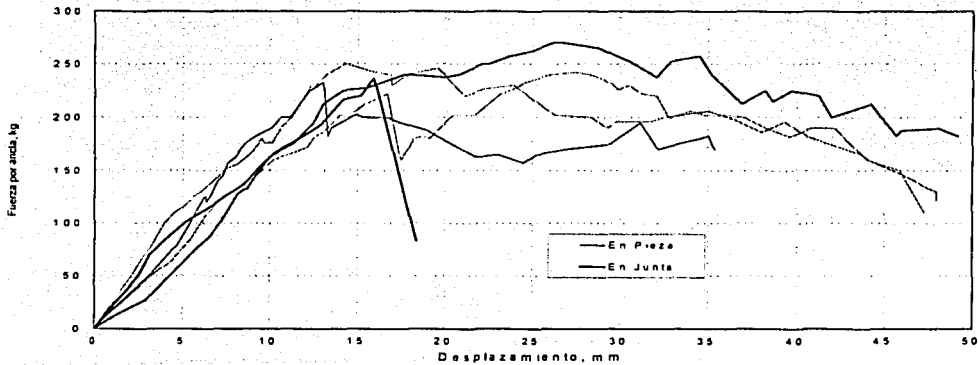


Figura 2.26 Gráfica de las pruebas de anclajes Hilti, sin separador

Durante las pruebas los clavos resistieron el cortante deformándose aproximadamente a 45° con respecto a su eje, siendo parcialmente extraídas (ver figura 2.27). Cuando se llegaba a la resistencia del anclaje éste se soltó repentinamente perdiéndose toda su capacidad resistente. Se debe señalar que las pruebas fueron en una sola dirección, y que se podría esperar un comportamiento más desfavorable en pruebas cíclicas.

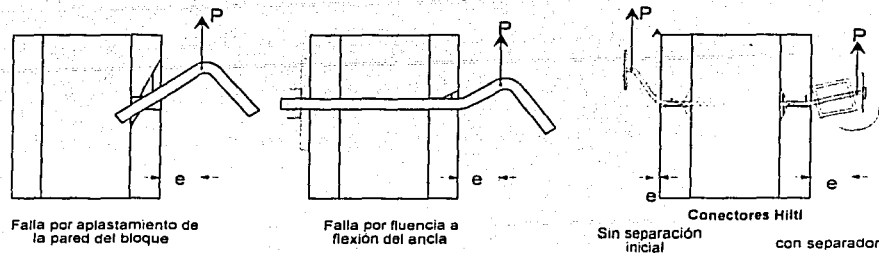


Figura 2.27 Tipos de falla presentados en los ensayos sin recubrimiento de concreto

En los ensayos con anclaje Hilti, con separadores y sin concreto, se obtuvieron valores más bajos de resistencia por conector debido a que la fuerza actuó con una excentricidad debida al separador (extremo derecho en la figura 2.27). Las resistencias de los ensayos con separador oscilaron entre 40 y 130 kg por conector.

En todos los ensayos con recubrimiento de concreto se alcanzó la falla (fractura) de los alambres verticales de la malla, sin registrarse el menor daño en la superficie de contacto entre recubrimiento y murete. Aún el murete sin anclajes (SA1) falló por fractura a tensión de los alambres. En este caso la resistencia a cortante se debió únicamente a la adherencia entre concreto y mampostería. En el Apéndice A se presenta el ensaye de piezas individuales con una capa de concreto en cada lado, a las que se les practicó cortante directo para determinar el esfuerzo de adherencia. Este resultado ser superior a los 7 kg/cm². En consideración a lo anterior se preparó el espécimen HIL-A-CC con un plástico entre aplanado y piezas, para garantizar que la resistencia obtenida se debiera únicamente al trabajo de los conectores, alcanzando una resistencia de 2260 kg, con siete conectores, lo que significa una resistencia de 323 kg por clavo.

Los muretes de la tabla 2.3 a los cuales se les agregó una H en la nomenclatura, se volvieron a ensayar a cortante directo (fig. 2.24).

Como complemento a las pruebas de anclajes en mampostería, se probaron muretes de mampostería rodeados por un marco de concreto con $f'_c=260$ kg/cm². Los anclajes fueron colocados en el marco. Se usaron tres variantes:

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

Las anclas hechas con barras corrugadas se adhirieron con resina epóxica en una perforación previa de 6 cm de profundidad. Los resultados de especímenes sin recubrimiento de concreto se resumen en la tabla 2.4.

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

Tabla 2.4 Especímenes con anclaje en el marco de concreto y sin recubrimiento

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

2.7.4 Resultados

En la tabla 2.5 se resumen la resistencia total y la atribuida a cada conector en los especímenes sin concreto.

Tabla 2.5 Resumen de resistencias obtenidas de conectores en la mampostería

| Espécimen | No. de conectores | No. efectivo de conectores | Carga máxima, t | Tipo de falla | Carga por conector, kg |
|---------------|-------------------|----------------------------|-----------------|------------------|------------------------|
| SP-J-SC1 | 7 | 3 | 0.98 | Aplastamiento | 327 |
| SP-A-SC1 | 7 | 6 | 2.81 | Aplastamiento | 468 |
| SP-J-SC2 | 7 | 3 | 0.71 | Aplastamiento | 237 |
| SP-A-SC2 | 7 | 6 | 2.23 | Aplastamiento | 372 |
| CP-A-SC | 5 | 4 | 1.86 | Flexión en barra | 465 |
| HIL-A-SC1 | 4 | 4 | 0.93 | Extracción | 233 |
| HIL-A-SC2 | 5 | 5 | 1.25 | Extracción | 250 |
| HIL-A-SC3 | 5 | 5 | 1.21 | Extracción | 242 |
| HIL-J-SC1 | 3 | 3 | 0.71 | Extracción | 237 |
| HIL-J-SC2 | 4 | 4 | 1.08 | Extracción | 270 |
| HIL-A-Sep-SC1 | 5 | 5 | 0.2 | Extracción | 40 |
| HIL-A-Sep-SC2 | 5 | 5 | 0.41 | Extracción | 82 |
| HIL-A-Sep-SC3 | 5 | 5 | 0.66 | Extracción | 132 |
| HIL-A-Sep-SC4 | 5 | 5 | 0.58 | Extracción | 116 |

Nota: 1 kg = 9.81 N

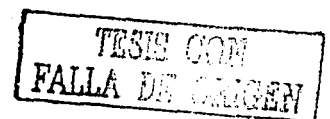
Los especímenes con recubrimiento de concreto se ensayaron a cortante directo obteniéndose los resultados presentados en la tabla 2.6. La denominada carga efectiva por las anclas se tomó restando a la resistencia medida una fuerza calculada con el esfuerzo de adherencia obtenido en el espécimen sin anclaje (H-SA), que fue de 3 kg/cm² (0.3 MPa).

Tabla 2.6 Resultados de los ensayos de anclaje en pruebas a cortante directo

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

Nota: 1 kg = 9.81 N

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



Para estudiar la contribución de la adherencia se realizaron ocho pruebas de cortante directo en piezas y que se incluye en el Apéndice de ensayos de materiales, resultando esfuerzos de adherencia de 7 y 16 kg/cm² al usar concretos con $f_c' = 265$ y 350 kg/cm², respectivamente.

Se deduce que, aunque se pueda tener un esfuerzo de adherencia elevado en pequeñas piezas, el efecto de tamaño es significativo debido a distribuciones irregulares de esfuerzos. Se realizó un último ensayo en un muro de 80×80 cm sin conectores, pero en esta ocasión se le colocó un aplanado con mortero que fue retirado a los 28 días. Posteriormente se impregnó parcialmente de pintura y se hizo el colado del recubrimiento (espécimen SA2). Con esto se pretendió representar una condición crítica para la adherencia en una estructura existente que fuera a ser rehabilitada. El esfuerzo de adherencia de este espécimen con impurezas fue de 2 kg/cm² (0.2 MPa).

2.7.4.1 Falla por aplastamiento en la pieza de mampostería

Si se supone que el conector es suficientemente rígido y resistente, entonces el material más débil del conjunto recubrimiento de concreto—conector—pieza de mampostería será esta última. Una posible distribución de los esfuerzos entre el conector y la mampostería se ilustran esquemáticamente en la figura 2.28.

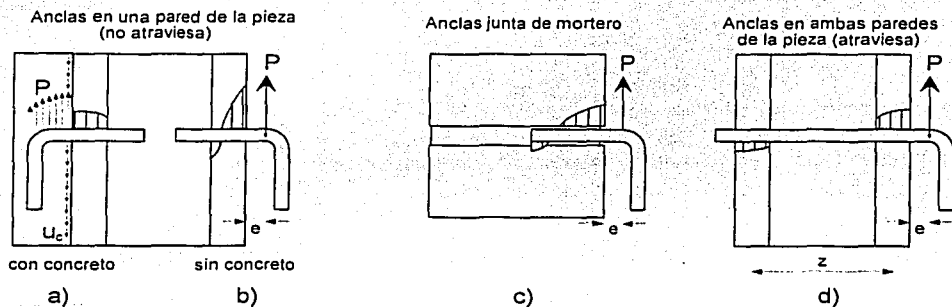


Figura 2.28 Esfuerzos de compresión en la pieza de mampostería

2.7.4.2 Falla por flexión o cortante en el conector

En la revisión presentada en este capítulo se estudió la resistencia de anclas a cortante. La ecuación 2.6 se reproduce aquí

$$V_n = \alpha A_s f_y \quad (2.13)$$

Para la evaluación de la resistencia se consideró un valor de $\alpha=0.55$, que es el que usa el ACI 349R-85 para conexiones entre acero y concreto.

La falla por flexión del ancla se presenta si se cuenta con una separación entre la malla y el muro. Esta podría ser representativa de un caso donde se generara una separación entre el recubrimiento y la mampostería. Se observó la falla por flexión en el conector en el espécimen CP-

A-SC que no poseía recubrimiento de concreto y donde la resistencia alcanzada fue de 465 kg por conector.

El momento plástico de barras circulares se puede calcular como $M_p = Z f_y$; donde Z es el módulo de sección plástico que es aproximadamente $Z \cong d^3/6$. Por lo tanto, para el caso de un conector flexionado en voladizo, se tiene

$$P = \frac{d^3 \cdot f_y}{6 e} \quad (2.14)$$

En la condición común, el concreto del recubrimiento (muro) que rodea a la barra le proporciona una restricción de desplazamiento y de giro como ocurre en un empotramiento. De hecho, como el material más resistente y rígido es el material nuevo (el concreto) y el más débil y flexible es el original (mampostería), se podría considerar que en vez de anclar el concreto a la mampostería, es la "débil y flexible" mampostería la que se ancla al "resistente y rígido" concreto.

La restricción a girar evita que se presente la falla del ancla por flexión como voladizo expresada en la ecuación 2.14. Sin embargo, si ocurre una separación entre el aplanado y el muro la fuerza cortante resistente en la barra estaría dada por la plastificación a flexión como resistencia por dovela (fig. 2.29), y se calcularía como se expresa en la ecuación 2.15.

$$P = \frac{2M_p}{e_1} = \frac{d^3 f_y}{3 e_1} \quad (2.15)$$

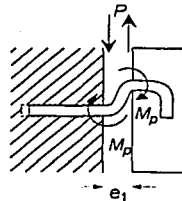


Figura 2.29 Flexión en doble curvatura de un conector cuando se separa el recubrimiento

2.7.4.3 Resistencia de los conectores Hilti

El valor teórico de los conectores Hilti se obtuvo del manual que proporciona esta compañía (Hilti, 1997) en donde se listan las resistencias de sus productos presentando los esfuerzos de trabajo admisibles, a los que se les ha aplicado un factor de seguridad igual a 3. La resistencia del conector ZF de 3.7 mm de diámetro, penetrando 31 mm es:

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

Admisible a tensión: 20.4 kg (0.20 kN)
Admisible a cortante: 31.6 kg (0.31 kN)

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

2.7.5 Conclusiones y recomendaciones

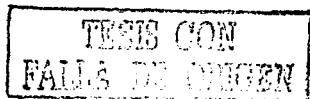
En las pruebas sin recubrimiento de concreto se encontró que, cuando se usan anclas hechas con barras de acero, no hay diferencia significativa entre colocar las anclas en las juntas de mortero o colocarlas en cualquier parte de las piezas (coincidiendo con intersección de alambres). Constructivamente es más sencillo y confiable colocarlas en las juntas de mortero. Cuando se usan conectores tipo Hilti, éstos deben ser colocados en la intersección de alambres; sin importar si se colocan en las piezas o en las juntas. Aún así es preferible que este tipo de conectores se coloquen en las piezas pues en las juntas se observó mayor dispersión de la resistencia.

En los casos con recubrimiento de concreto, aunque los conectores aparentemente están sometidos a cortante puro, la resistencia a tensión del conector juega un papel fundamental en el anclaje. En las referencias estudiadas en el capítulo 2 se explica cómo, ante las acciones de cortante, el recubrimiento de concreto tiende a separarse del muro lo que produce la extracción a tensión de los conectores. Esto es cierto en conectores en concreto, por lo que en mampostería parecería que los conectores que atraviesan el muro y con una placa en su parte posterior serían los más indicados. Sin embargo, en este estudio se encontró que, por la gran adherencia entre el concreto del recubrimiento y la mampostería, no se apreció una diferencia importante entre los conectores con placa y aquellos sin placa.

En el caso en que no se cuente con la adherencia del concreto, se recomienda el uso de anclas largas que atraviesen las piezas de mampostería, pero no es necesario el uso de placas en su parte posterior. Esta recomendación es para lograr un mejor apoyo de la barra en las dos paredes del bloque (ver figura 2.28).

Choi y colaboradores encontraron valores de resistencia a cortante entre dos bloques de concreto superiores a los 14 kg/cm² (1.37 MPa) a las 24 horas de edad (Choi, 1999b). En otro estudio, Choi reportó pruebas a cortante directo, de concreto contra concreto y sin conectores, con resistencias superiores a 22.1 k/cm² (Choi, 1999a). Se debe considerar con cuidado la resistencia que se le puede atribuir a la adherencia de mampostería y concreto si se obtiene de probetas pequeñas pues ya se ha visto que hay un efecto de tamaño debido probablemente a una distribución diferente de esfuerzos producto de confinamiento y restricciones.

Se ha encontrado que, en algunos casos, la resistencia sin conectores puede ser comparable a la obtenida cuando se emplean éstos. Sin embargo, una vez que se logra la falla, los especímenes sin conectores pierden total y súbitamente su resistencia, mientras que los que cuentan con ellos pueden absorber la carga redistribuyendo los esfuerzos y permitiendo una falla más dúctil. Es por ello que, si se diseñan para resistir el cortante por adherencia, se recomienda considerar un valor conservador de ésta, y usar anclajes calculados para mantener un porcentaje de la resistencia necesaria (digamos 80 por ciento).



En este estudio se encontró que el uso de placas en la parte posterior de las anclas no mejora el comportamiento de éstas; sin embargo, el uso de anclas que atraviesen toda la pieza sí proporciona un mejor apoyo de éstas en la mampostería. Las anclas hechas con barras se pueden colocar en la junta de mortero o en la pieza de mampostería; sin embargo, es recomendable constructivamente que se coloquen en las juntas.

El uso de conectores tipo Hilti permite una mayor facilidad y rapidez de colocación de anclajes. Es recomendable que éstos se coloquen en la intersección de alambres y en las piezas en vez de en las juntas. Como separador se pueden usar tubos cuadrados de pared delgada perforados lateralmente con la misma operación de anclaje.

El uso de conectores tipo Hilti puede proporcionar una importante economía. Los valores recomendados en los manuales del fabricante resultaron conservadores, con resistencias del doble en concreto y del triple en mampostería, además del factor de seguridad de 3 que se recomiendan. Sin embargo, después de llegar a su resistencia estos conectores fallan frágilmente.

Es conveniente considerar barras de acero como conectores en los marcos de concreto y clavos Hilti en el panel de mampostería, o bien, usar conectores (clavos) Hilti de mayor diámetro, como los usados por Choi et al. Se pretende que los conectores en el marco, que poseen una mayor capacidad de deformación, proporcionen ductilidad al sistema.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 3

PROGRAMA DE ENSAYES DE LOS MODELOS MARCO-MURO

3.1 INTRODUCCIÓN

En la segunda etapa de la investigación, se diseñaron, construyeron y ensayaron cuatro especímenes marco-muro diafragma. Uno de ellos se ensayó en su condición original, mientras que los otros tres fueron reforzados con un muro (recubrimiento) de concreto con malla electrosoldada de acero.

En este capítulo se presentan los criterios que se tomaron para el diseño de los especímenes, las características geométricas, así como la resistencia y rigidez teóricas de los mismos. Se describe brevemente el proceso constructivo, el arreglo de la instrumentación para cada espécimen y el sistema de aplicación de cargas usado. Finalmente se explica el tipo de prueba y la historia de aplicación de carga que rigió los ensayos.

Para el diseño de los especímenes se tomaron en cuenta las características de los prototipos estudiados como antecedente en el capítulo 2 de este informe. Las dimensiones finales de los especímenes se determinaron de forma tal que fuera factible realizar un ensayo con el equipo disponible y el arreglo geométrico al que están sujetos los ensayos en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) del CENAPRED.

Así, se propusieron dimensiones de 3x3 m a ejes de los elementos del marco, en un espécimen de un nivel y una crujía, lo que representa aproximadamente un 70 por ciento de los prototipos.

Los cuatro marcos y sus muros diafragma de mampostería fueron construidos al mismo tiempo y con idénticas características. Los recubrimientos se construyeron después de terminar los ensayos de anclajes en muretes presentados en el capítulo 3, con lo cual se definió el tipo y distribución de anclajes a usar.

El tipo de ensayo realizado se conoce como ensayo en voladizo, en el cual se aplica la carga horizontalmente en la parte superior del modelo, mismo que se mantiene fijo en su base a la losa de reacción del laboratorio.

La nomenclatura de los modelos atiende a su estado original y al tipo y disposición de los conectores usados en el recubrimiento de concreto. El modelo TO es el modelo original (sin recubrimiento) usado como modelo de control. TP y TD se refieren a los modelos con recubrimiento de concreto con conectores distribuidos en el perímetro (sobre el marco de concreto) y distribuidos uniformemente en el marco-muro, respectivamente. En TH se usaron conectores Hilti (clavos) distribuidos sobre el marco-muro. A diferencia, en TP y TD el anclaje se hizo a base de barras corrugadas de acero.

3.2 GEOMETRÍA DE LOS ESPECÍMENES

3.2.1 Consideraciones

El dimensionamiento de los especímenes estuvo sujeto a las restricciones propias de un laboratorio. El LEG cuenta con gatos hidráulicos de 50 y de 100 t, por lo que se estimó adecuado limitar la resistencia ante fuerzas horizontales a menos de 100 t para poder usar uno de los gatos mencionados.

Para aplicar las cargas verticales sobre las columnas fue requisito que la distancia entre ejes de columnas se limitara a módulos de 50 cm (separación entre los ductos de la losa de reacción). La separación seleccionada fue de 3.0 m que es más adecuada para reproducir a los prototipos. Por otro lado, se decidió construir el panel de mampostería con piezas comerciales de bloque hueco de concreto, con lo cual se evitó el tener que mandar fabricar piezas especiales a tamaño reducido. La escala cercana a la original permitía esta selección. Las dimensiones de columnas y vigas se propusieron para conservar, las proporciones de los prototipos y de forma tal que fueran congruentes con las características y equipos del laboratorio.

La selección de la malla electrosoldada se hizo a partir del estudio de los prototipos, y se incluyó en los cálculos de la predicción de resistencia. Puesto que la malla se escogió antes de comenzar los ensayos de anclajes de muretes, en éstos se emplearon tramos de la malla cortada del mismo rollo con el cual se reforzaron los recubrimientos de concreto de los especímenes marco-muro.

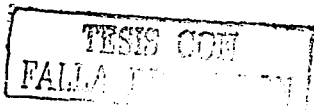
Los especímenes fueron desplantados en vigas de cimentación. Las dimensiones y armados de ellas se determinaron de modo que se garantizara un empotramiento de la base de los modelos, así como que fueran lo suficientemente resistentes ante las máximas demandas de carga axial, cortante y momento flexionante que se anticiparon.

3.2.2 Dimensiones Generales

En la figura 3.1 se presentan las dimensiones de los especímenes. La sección de las columnas fue de 28x28 cm. La viga superior tiene la misma anchura de las columnas para que la construcción del muro de mampostería se hiciera al paño lateral de las columnas y trabes, simulando un marco externo o de fachada de una central telefónica. De esta forma la viga superior contó con dimensiones de 28 cm de anchura por 38 cm de peralte total.

Se construyó también una viga inferior unida en toda su longitud a la viga de cimentación. Tuvo como finalidad proporcionar un elemento de anclaje del recubrimiento de concreto para transmitir las fuerzas a la cimentación. La sección de este elemento fue de 28 cm de anchura por 15 cm de peralte.

El muro de mampostería se construyó al paño del marco como ocurre en centrales telefónicas. Esto permitió colar exteriormente el recubrimiento de concreto con espesor constante. El espesor nominal del muro de mampostería fue de 15 cm. En la viga de cimentación se dejaron ductos para el paso de las barras de alta resistencia con las cuales se anclaría la viga a la losa de cimentación.



3.2.3 Armado de los Especímenes

Para definir la cuantía de acero longitudinal en columnas se consideró la información proporcionada por Teléfonos de México. En la figura 3.2 se muestra el armado de los marcos. La cuantía de refuerzo longitudinal de las columnas fue de 3.88 por ciento que es el similar al usado en las centrales telefónicas usadas como prototipo.

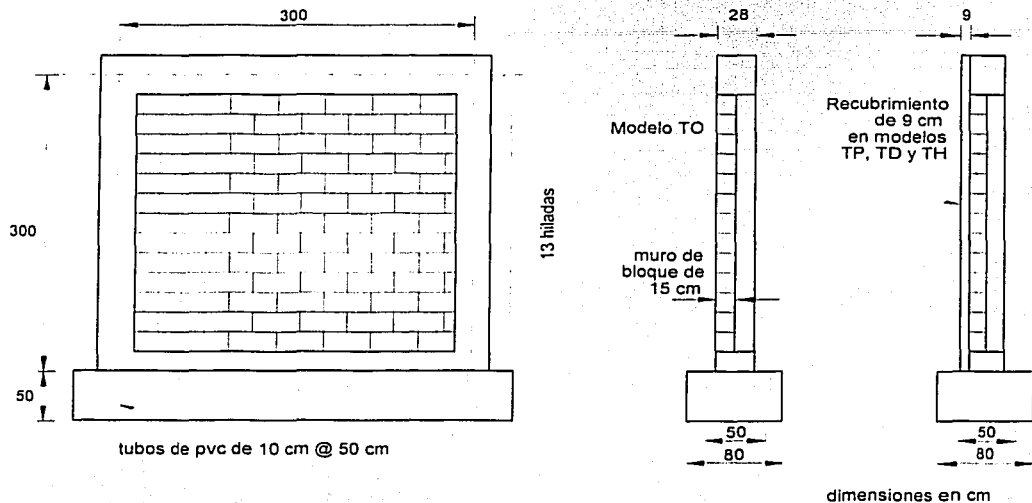


Figura 3.1 Dimensiones generales de los especímenes

El refuerzo longitudinal de las vigas pasó por dentro del refuerzo longitudinal de las columnas en los nudos, y se extendió hasta el paño posterior de las columnas. Se proporcionaron estribos del no. 3 (0.95 cm de diámetro) en vigas y columnas, para proporcionar la resistencia a cortante y el confinamiento cerca de los nudos ante una posible formación de articulaciones plásticas.

La viga de cimentación se reforzó con ocho barras del no. 8 y juegos de estribos del no. 3 a cada 15 cm. El lecho inferior del refuerzo longitudinal de la viga inferior se integró, dentro de la viga de cimentación, por lo que los estribos de la primera quedaron también anclados en la cimentación.

Para el refuerzo del recubrimiento de concreto en los especímenes TP, TD y TH, se usó malla electrosoldada con denominación 6x6-4/4. Esto indica que la separación entre alambres longitudinales y transversales es de 15.24 cm (6 pulg.), y que el calibre de dichos alambres era 4 (es decir, con 5.72 mm de diámetro). Como los rollos se fabrican con una anchura de 2.44 m, fue necesario usar dos tramos de malla para cubrir la altura total de 3.2 m de los modelos. La unión se realizó mediante un traslape de 35 cm (haciendo coincidir 3 alambres). El traslape se hizo en la mitad superior de los modelos, donde los momentos flexionantes del conjunto son menores.

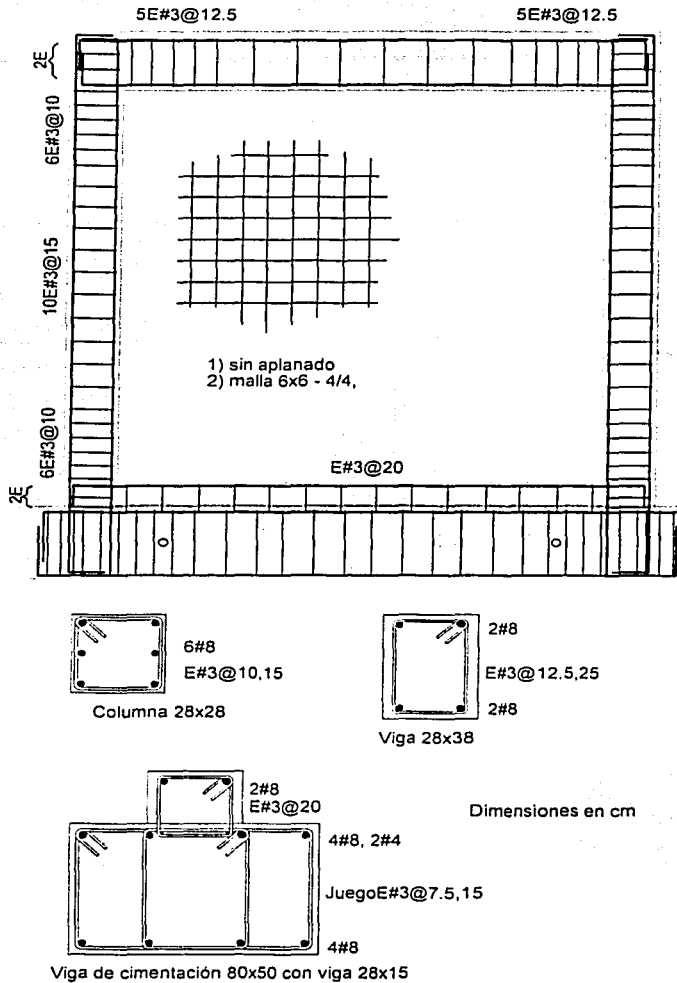


Figura 3.2 Refuerzo del marco de concreto

En la figura 3.3 se presenta la distribución de anclajes usada. El tipo y distribución de los anclajes se definió con los resultados de la primera parte de este estudio (pruebas de anclaje, Capítulo 3). De dichos resultados se decidió usar anclajes hechos con barras corrugadas de acero del no. 4 (1.27 cm de diámetro), dobladas a 90° (como alcaytas) y ancladas mediante resina epóxica en perforaciones previas. La diferencia entre el anclaje del modelo TP y TD fue la distribución de los anclajes. En ambos especímenes se colocó el mismo arreglo de anclajes sobre

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

los elementos de concreto reforzado del marco. Pero en el espécimen TD, además de lo anterior, se distribuyó el anclaje sobre el tablero de mampostería.

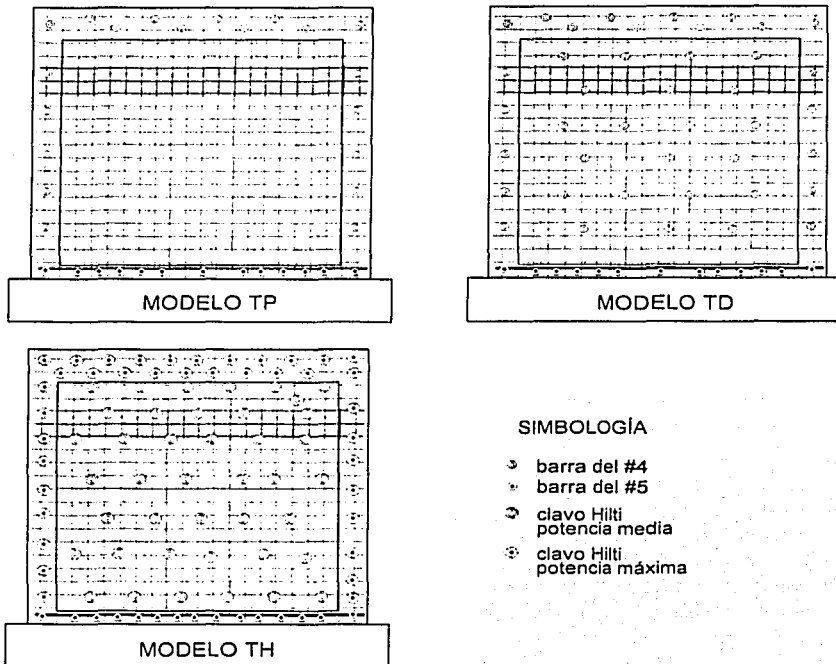


Figura 3.3 Distribución de conectores en los modelos

La cantidad de anclajes en el marco se estimó según un cálculo de su resistencia. Se consideró que la fuerza horizontal aplicada al marco se iba a transmitir por cortante-fricción, mediante los anclajes en viga y columnas, al recubrimiento de concreto. Esta fuerza, a su vez, se transmitiría a la cimentación, por lo que se dotó a la viga inferior de una serie adicional de anclas. Estas últimas se hicieron con barras del no. 5 (1.6 cm de diámetro).

Para el último espécimen, el TH, se utilizaron los conectores tipo Hilti estudiados en el capítulo 3. La resistencia se consideró proporcionada por los conectores del marco y del muro. En la trabe inferior se usaron barras del no. 5 para la misma función explicada anteriormente.

En total, se usaron 20 barras del no. 4 como conectores sobre el marco del modelo TP; 20 barras en el marco y 21 en el muro diafragma en el modelo TD; y 79 conectores Hilti en TH, 38 colocados en el marco de concreto y 41 en el muro. Las barras del no. 5 colocadas en la viga inferior, fueron 13 para cada modelo.

3.2.4 Materiales

Las propiedades nominales 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 $f_m^* = 40 \text{ kg/cm}^2, f_p^* = 60 \text{ kg/cm}^2$
- Mortero tipo II para unir bloques y como aplanado $f_h' = 75 \text{ kg/cm}^2$
- Conectores Hilti tipo ZF-72-P8S36, de 72 mm de longitud y 3.7 mm de diámetro, con arandelas de 36 mm de diámetro.

En la tabla 3.1 se resumen los valores de las resistencias medias medidas. El detalle de los ensayos de materiales se presenta en el Apéndice A. En el capítulo 2 se hacen comentarios sobre los tipos de bloques en México, su fabricación y calidad.

Tabla 3.1 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 |
| Espesor de paredes | cm | 3.1 |
| Peso volumétrico neto en estado seco | $\gamma, \text{t/m}^3$ | 1.75 |
| Tipo de pieza | | intermedio |
| Resistencia a la compresión de la pieza | $f_p', \text{kg/cm}^2$ | 45.8 |
| Resistencia a la compresión de pilas | $f_m', \text{kg/cm}^2$ | 39.7 |
| Murete a compresión diagonal | $v_m, \text{kg/cm}^2$ | 2.6 |
| Resistencia a compresión del mortero | $f_b', \text{kg/cm}^2$ | 131 |
| Alambre de malla 6x6-4/4 | $f_y, \text{kg/cm}^2$ | 7310 |
| Barra corrugada no. 3 | $f_y, \text{kg/cm}^2$ | 5330 |
| Barra corrugada no. 4 | $f_y, \text{kg/cm}^2$ | 4510 |

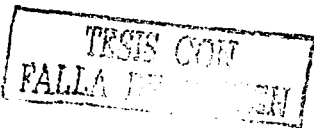
Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

3.3 RESISTENCIA TEÓRICA

Los modelos se diseñaron para fallar por corte de modo que la resistencia a la flexión del conjunto fuera superior a la de corte. Lo anterior fue para poder evaluar la contribución del muro diafragma y del recubrimiento de concreto ante altas demandas inelásticas de cortante.

3.3.1 Flexión

Con base en el armado longitudinal de las columnas y la carga axial de 37 t (363 kN) aplicada a las columnas, y siguiendo la figura 3.4a, la fuerza lateral asociada a la falla por flexión para giro como cuerpo rígido fue de $V_{flexion} = A_s f_y + P = 165 \text{ t (1619 kN)}$.



Además, para fines de comparación, se revisó la resistencia del marco solo, cuya falla es controlada por flexión. Atendiendo al mecanismo de colapso que se muestra en la figura 3.4b, y puesto que el momento plástico en la columna, con una carga axial de 37 t es $M_{p,col} = 15.8$ t·m, y los momentos en las vigas son $M_p^{(*)} = M_p^{(*)} = 12.9$ t·m, se tendría un cortante máximo debido a la flexión en el marco aislado de:

$$V_{mecanismo} = (2 M_{p,col} + M_p^{(*)} + M_p^{(*)}) / H \quad (3.1)$$

Este cálculo es simplificado y supone un comportamiento momento-curvatura elastoplástico perfecto, y se desprecia el trabajo que realizan las cargas verticales debido a las pequeñas deformaciones. La resistencia del mecanismo resultó igual a $V_{mecanismo} = 19.1$ t. Este valor es mucho menor que la resistencia a flexión de todo el muro trabajando en voladizo. Puesto que la rigidez del marco es mucho menor que la del marco-muro se considera que su contribución a fuerzas horizontales antes del agrietamiento es mínima.

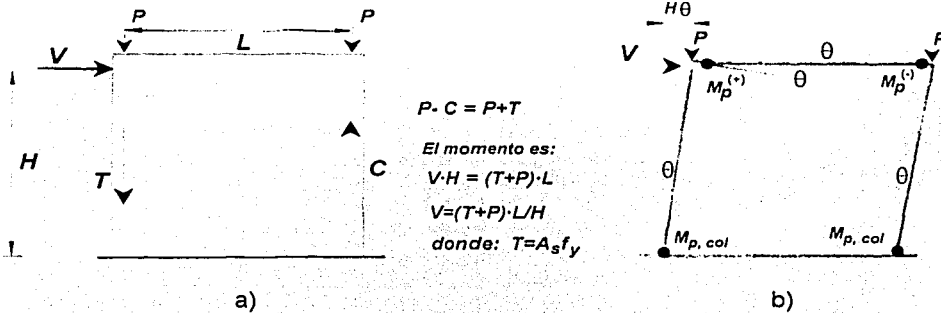


Figura 3.4 Cortante asociado a la falla por flexión y mecanismo de colapso del marco

3.3.2 Cortante

La fuerza horizontal asociada a la falla de cortante se calculó como la suma de la resistencias del muro diafragma de bloque y del recubrimiento de concreto que incluye la contribución de la malla electrosoldada.

3.3.2.1 Contribución de la mampostería

Usando las expresiones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (DDF, 1995), para muros diafragma se especifica

$$V_{Rm} = 0.85 F_R v^* A_r \quad (3.2)$$

Usando un factor de reducción de resistencia, $F_R = 1.0$, y $v^* = 3.5$ kg/cm², $t = 15$ cm, $L = 272$ cm, $A_r = L \cdot t$, se tiene:

$$V_{Rm} = 12.1 \text{ t (119 kN)}$$

3.3.2.2 Contribución del recubrimiento de concreto

Para muros de concreto se aplicaron las normas correspondientes (DDF, 1996). Cuando $H/L \leq 1.5$ la contribución del concreto a la resistencia es

$$V_{CR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} t L \quad (3.3)$$

Para un aplanado de $t = 9$ cm, $F_R = 1.0$, $L = 328$ cm y $f_c^* = 200$ kg/cm² (19.6 MPa), se obtiene

$$V_{CR} = 35.5 \text{ t (348 kN)}$$

De la misma referencia y tomando de manera simple el peralte efectivo como $d = 0.8L$; la contribución del acero del recubrimiento es

$$V_s = p_n f_s d t \quad (3.4)$$

Para malla 6x6-4/4, con alambres de 5.72 mm de diámetro se tiene que $p_n = A_{s, n} / (s_n t) = 0.26 / (15.24 \times 9) = 0.00187$; y suponiendo $f_s = 5000$ kg/cm² se tiene que $V_s = 22.1$ t (217 kN).

Por tanto, superponiendo las contribuciones, la fuerza cortante resistente será entonces

$$V_R = V_{Rm} + V_{CR} + V_s = 69.7 \text{ t (684 kN)} \quad (3.5)$$

Lo anterior implica que el muro de mampostería contribuirá a la resistencia a la fuerza cortante y que su resistencia se presentará para la misma deformación (distorsión) que en el caso del recubrimiento.

Resumiendo, la resistencia en los especímenes será

Modelo TO $V = 12.1$ t (119 kN)

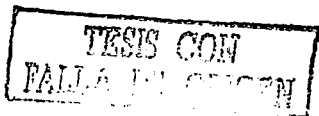
Modelo TP, TD y TH $V = 69.7$ t (684 kN)

En los cálculos anteriores no se ha incluido la resistencia del marco ya que, debido a su flexibilidad, no se consideró que proporcionara una contribución apreciable.

3.4 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Puesto que uno de los objetivos del estudio era reproducir en el laboratorio condiciones reales de construcción y rehabilitación Alquiladora de Casas y Bienes Raíces proporcionó el material, y los servicios de una firma de construcción familiarizada con estos procesos.

La construcción de los marcos y muros diafragma de mampostería se realizó simultáneamente, con la finalidad de que los cuatro modelos tuvieran exactamente las mismas características.



En la figura 3.5 se muestra el armado de una viga de cimentación y el de algunas columnas. El armado, se realizó sobre tarimas de madera que constituirían el fondo de las cimbras. Una vez completado el armado, así como la colocación del refuerzo longitudinal de las columnas ya instrumentado (ver fig. 3.5), se encofraron las paredes laterales de las vigas de cimentación. En el colado se usó concreto premezclado con resistencia de diseño de $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$ (34.3 MPa). Durante el colado se realizaron las pruebas rutinarias de revenimiento y el muestreo de cilindros de concreto.

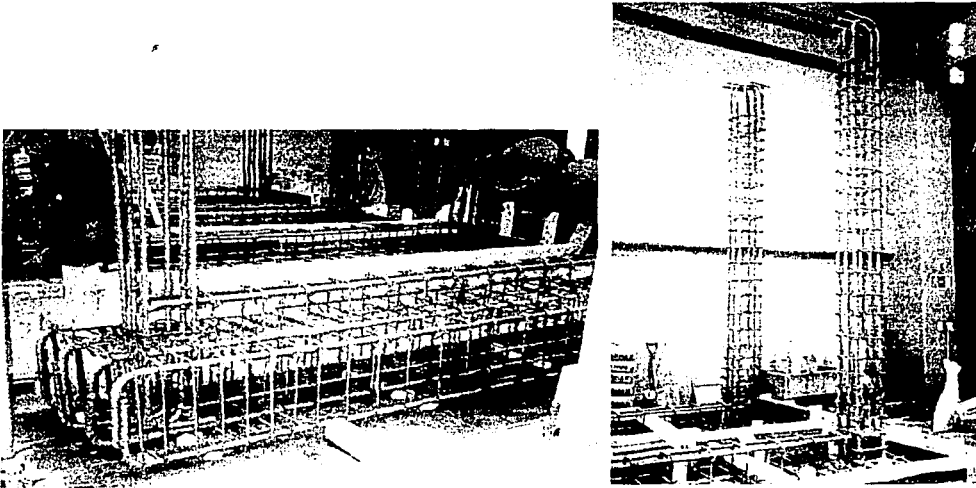


Figura 3.5 Armado de vigas de cimentación y de columnas del marco

En las dos semanas siguientes al colado se construyeron las columnas y vigas. Tanto las columnas como las vigas fueron hechas con concreto fabricado y mezclado en el laboratorio con el uso de una revoladora para un bulto de cemento (aproximadamente 0.14 m^3 de concreto en cada revoltura). Primero, se cimbraron y colaron las cuatro vigas inferiores del marco. Posteriormente, y tras un día para el descimbrado y cimbrado se construyeron las dos columnas de cada modelo. Inmediatamente al colado de las columnas se construyeron los muros de mampostería (figura 3.6).

En este proceso se levantaron 12 de las 13 hiladas de los muros de mampostería. El objetivo de esto fue dejar espacio para que se pudieran colar las vigas superiores. Después del descimbrado de las mismas se cerró el muro con la última hilada de mampostería.

Después de terminada la construcción de los marcos y muros diafragma, se realizaron los ensayos de anclajes en muretes. En este periodo el concreto de los especímenes adquirió la resistencia a compresión y se instrumentaron los tramos de malla electrosoldada.

Una vez definidos el tipo y distribución de los anclajes, se realizaron las perforaciones y se colocaron las anclas con resina epóxica en marcos y muros. El procedimiento de colocación de las anclas previamente preparadas, dobladas con gancho a 90° e instrumentadas, en su caso fue el siguiente. Primeramente se perforó el elemento con taladro y broca para concreto; se usaron brocas de 1.27 y 1.6 cm de diámetro ($\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{8}$ de pulgada).

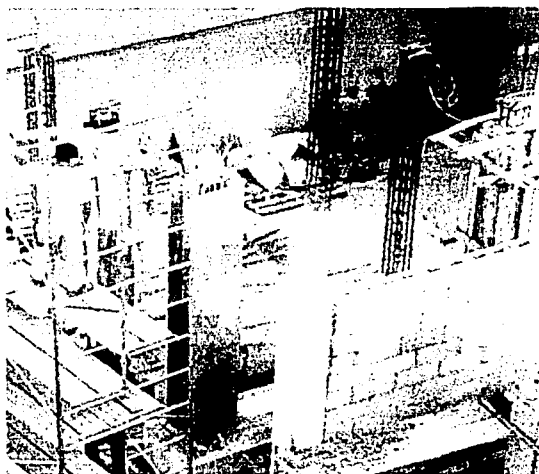


Figura 3.6 Cimbrado de columnas y construcción de muros de mampostería

Las perforaciones se hicieron en las juntas de mortero a cada 40 y 60 cm, según el esquema de la figura 3.3. Posteriormente, se limpiaron las perforaciones con el uso de un escobillón y aire comprimido. Se preparó una cantidad suficiente de resina epóxica proporcionada por TELMEX, siguiendo la dosificación de los componentes A y B sugerida por el fabricante. Esta resina, de consistencia viscosa, se colocó en la boca de las perforaciones así como alrededor de los anclajes antes de introducirlos. En algunos casos fue necesario aplicar ligeros golpes de martillo para la completa colocación de las anclas. La profundidad de los anclajes fue de 8 cm en elementos de concreto y de 6 cm en las piezas de mampostería.

Después de 24 horas se amarró la malla de refuerzo a los conectores. Debido a que no en todos los puntos coincidían las anclas con alambres de la malla se usaron pequeños tramos de varilla para el amarre entre ambos. La separación entre la malla y el muro fue de 4 cm. En el caso del modelo TP fue necesario usar clavos y alambre recocado para la correcta colocación de la malla en el centro del panel, ya que, al no tener anclajes, ésta no mantenía la separación mencionada. En la figura 3.7 se presenta una foto con la distribución de anclajes en el modelo TP.

Para la colocación de los anclajes Hilti se usó la herramienta DXE72 (tipo pistola). Los cartuchos de pólvora de potencias máxima y media se usaron para concreto y la mampostería, respectivamente (figura 3.3). Para separar la malla del muro se usaron tramos de tubo cuadrado de 38 mm de lado con lámina de 1.5 mm de espesor (ver figura 3.3). La colocación la realizó personal del CENAPRED, con un adiestramiento básico en el uso de este equipo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

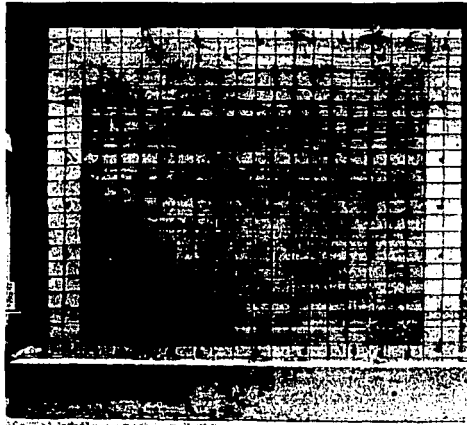


Figura 3.7 Malla y anclajes en el modelo TP

El rendimiento obtenido fue de 30 a 60 conectores instalados en una hora. Nótese que inmediatamente después de colocar estos clavos el muro está listo para ser cimbrado y colado ya que no hay que esperar al endurecimiento de resinas. Fue claro el ahorro en tiempo comparado con el necesario para la perforación y limpieza de los barrenos así como la colocación con resina. En este caso el rendimiento aproximado fue de 10 anclas por hora y se tuvo que esperar 24 horas para amarrar la malla a las anclas. En la figura 3.8 se muestra un detalle del espécimen TH así como del cimbrado para el aplanado.

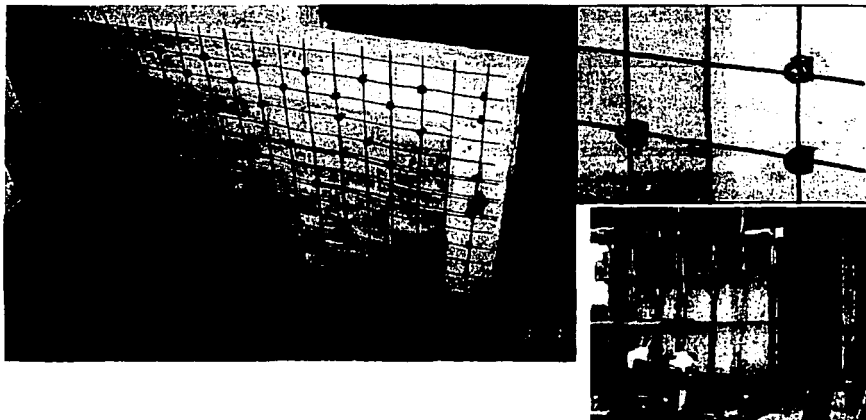


Figura 3.8 Anclaje de malla en el modelo TH y detalle; cimbra para el aplanado

El colado del concreto del muro se realizó con concreto premezclado. El revenimiento medio del concreto fue de 18 cm con tamaño máximo de agregado grueso de 20 mm. La cimbra para el recubrimiento cubrió toda la altura del muro y el colado se realizó de una sola vez. En todo el colado se usaron vibradores eléctricos para compactar el concreto y se tomaron muestras.

3.5 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación se puede dividir en instrumentación interna e instrumentación externa. La interna estuvo compuesta por deformímetros eléctricos adheridos a las barras de refuerzo. La instrumentación externa se compuso de las celdas de carga instaladas en los gatos hidráulicos, transductores de desplazamiento y de deformación. En ésta todos los sensores se colocaron posteriormente a la construcción del espécimen.

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

Tabla 3.2 Número de canales usados por espécimen

| Espécimen | Externos | Deformímetros y rosetas (3) | Totales | Lecturas totales en cada ensaye |
|--------------|----------|-----------------------------|------------|---------------------------------|
| TO | 36 | 49 | 85 | 354 |
| TP | 34 | 93 | 127 | 366 |
| TD | 34 | 107 | 141 | 434 |
| TH | 36 | 90 | 126 | 317 |
| Total | | | 479 | |

3.5.1 Instrumentación Externa

En el diseño de la instrumentación externa se consideraron las cargas y deformaciones que interesaba medir. Ellas son:

1. Carga lateral y desplazamiento en la viga superior
2. Deformaciones angulares del marco de concreto y del muro de mampostería
3. Deformación axial de las columnas
4. Rotaciones en los extremos de las vigas y columnas
5. Posible separación de las esquinas del muro con respecto al marco de concreto
6. Distribución de deformaciones en una esquina del panel de mampostería para evaluar el puntal de compresión
7. Posible deslizamiento de la viga de cimentación con respecto a la losa de reacción.

En la figura 3.9 se presenta un esquema con la instrumentación externa.

Para poder comparar los resultados de los especímenes con recubrimiento de concreto (TP, TD y TH) con los del modelo de control (TO) se conservó el mismo esquema de instrumentación para todos los modelos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

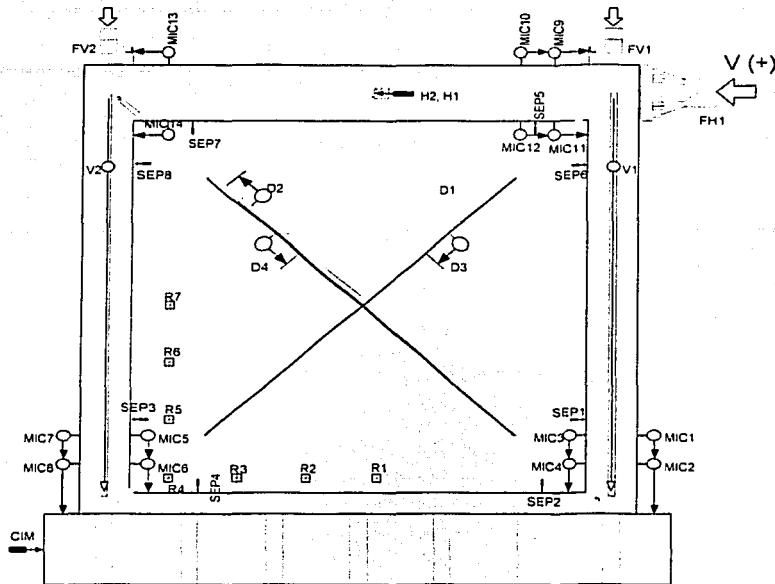


Figura 3.9 Instrumentación externa de los modelos

En la figura anterior FV1 y FV2 representan celdas de carga para los gatos verticales sobre las columnas, y FH1 la celda de carga del gato horizontal de 100 t. MIC indica el uso de micrómetros eléctricos. SEP indica transductores de desplazamiento colocados para registrar posibles separaciones en las esquinas entre el muro diafragma de mampostería y el marco de concreto.

Los instrumentos D1 a D4 se usaron para medir la deformación de las diagonales, mientras que los denominados V1 y V2 miden la deformación axial de las columnas. R1 a R7 son rosetas hechas con deformímetros eléctricos adheridos a las piezas de mampostería. Finalmente, los instrumentos marcados como H1, H2 y CIM son transductores de desplazamiento para medir la deformación horizontal absoluta.

Todos los instrumentos fueron conectados a un equipo electrónico de captura de datos y éste, a su vez, a una computadora personal. Con dicha computadora se monitoreó en tiempo real cada avance o paso de carga durante los ensayos, y al alcanzar ciertos incrementos de carga y deformación preestablecidos se tomaron lecturas de todos los instrumentos almacenándolas en el disco duro del equipo. El programa usado permitió también verificar el comportamiento del modelo mediante la graficación en pantalla, lectura a lectura, de algunos registros básicos.

3.5.2 Instrumentación Interna

En la figura 3.10 se muestra la instrumentación interna del marco y del refuerzo del recubrimiento. En el caso de los especímenes marco-muro, se supuso que el marco de concreto podría deformarse (rotar) en los extremos de columnas y viga superior una vez que el muro diafragma de bloque se separara o se dañara. Para conocer el comportamiento del marco se propuso la instrumentación de varias secciones cerca de los extremos de las columnas. Por la simetría que se podía esperar ante cargas reversibles se supuso que lo que se obtendría en ciclos positivos se repetiría simétricamente en ciclos negativos por lo cual, en lugar de instrumentar igual las dos columnas, se concentró la instrumentación en los extremos de una columna. Por la misma razón se decidió instrumentar sólo un lado de la viga superior.

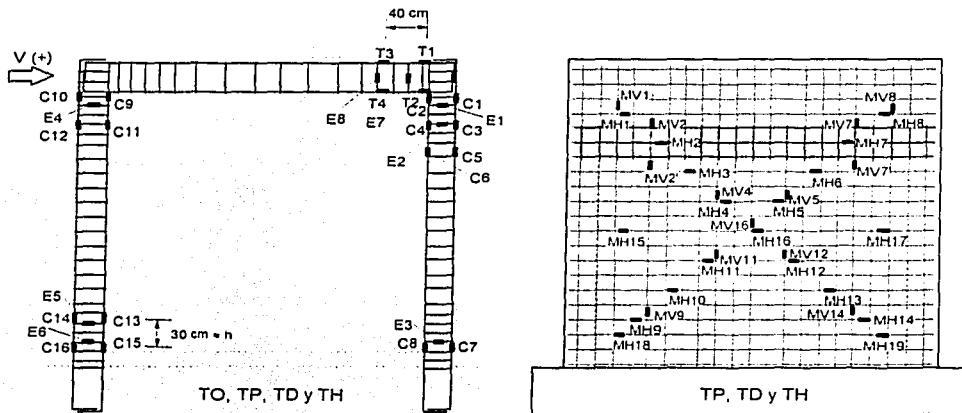


Figura 3.10 Instrumentación Interna del marco y malla

La posición de los deformímetros en la malla se estableció para cubrir lo mejor posible las dos diagonales. Se puso énfasis en los instrumentos colocados en alambres horizontales. Los alambres verticales se instrumentaron con menos deformímetros. Se colocaron dos instrumentos en alambres verticales en la zona del traslape de las mallas.

También se instrumentaron algunos conectores entre el muro y el aplanado de concreto. En la figura 3.11 se presentan cuáles fueron las anclas instrumentadas. A éstas se les colocaron dos sensores, uno a cada lado (i = izquierdo, d = derecho), para registrar el posible trabajo por flexión del ancla. La sección instrumentada quedó exactamente en el paño del muro. Se pretendía poder comparar el trabajo del espécimen con conectores en el marco (TP) con el que tiene anclas tanto en el marco como en el muro diafragma (TD).

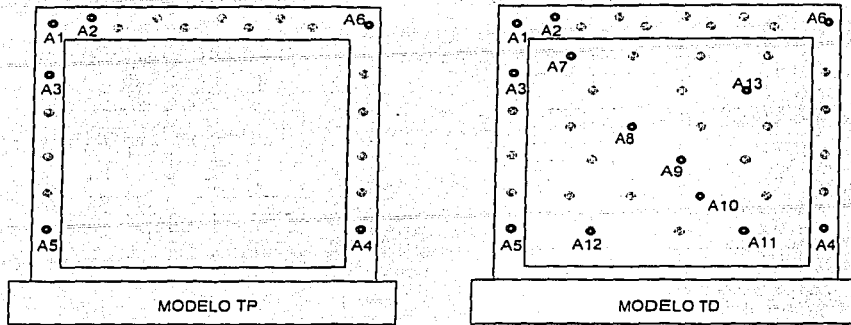


Figura 3.11 Instrumentación de las anclas

En el espécimen TH no se colocaron instrumentos debido al pequeño diámetro de los clavos Hilti y a la colocación violenta mediante detonación de pólvora. En la tabla 3.3 se resume el número de deformímetros colocados.

Tabla 3.3 Número de deformímetros "strain gauges" adheridos a barras y alambres

| Espécimen | Barras y estribos del marco (L=5 mm) | Alambres de la malla (L=2 mm) | Anclas (L=2 mm) | Rosetas 45° |
|--------------|--------------------------------------|-------------------------------|-----------------|-------------|
| MT-1 | 28 | 0 | 0 | 7 |
| MT-2 | 28 | 32 | 12 | 7 |
| MT-3 | 28 | 32 | 26 | 7 |
| MT-4 | 28 | 32 | 0 | 10 |
| Total | 112 | 96 | 38 | 31 |

NOTA: L es la longitud del deformímetro eléctrico.

3.6 DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGAS

El marco de carga se diseñó para simular un empotramiento perfecto del espécimen en la base y ensayarlo como voladizo mediante la aplicación de cargas horizontales cíclicas y reversibles a la altura del eje de la viga superior (fig. 3.12).

Las dimensiones y refuerzo de las vigas de cimentación fueron tales que se cumplieran los siguientes objetivos:

- Soporte y rigidez adecuados para transportar el modelo mediante estribos colgados de la grúa viajera
- Evitar el deslizamiento contra la losa de cimentación mediante la fricción que se ejerza al tensar las barras de alta resistencia contra ésta.
- Proporcionar un adecuado anclaje a las barras de las columnas para que se pudiera desarrollar su fluencia.

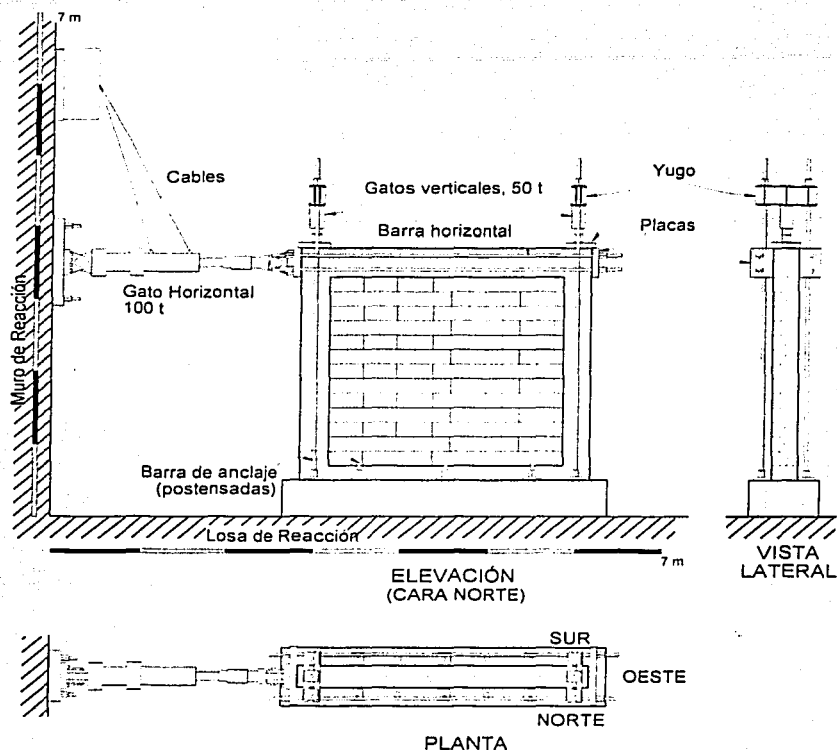


Figura 3.12 Dispositivo de aplicación de cargas

Como se indicó en 3.3, de las características estudiadas de los prototipos se decidió aplicar una carga vertical equivalente a un esfuerzo sobre área bruta de $0.2 f_c'$ sobre cada columna. Esta carga resultó igual a 37 t, considerando la resistencia real del concreto de las columnas. Sobre la viga del marco no se aplicó carga, ya que se consideró poco significativo para el comportamiento aplicar una carga concentrada al centro del claro de 2.3 t, equivalente a la que se tendría en los prototipos (ver sección 2.6).

Puesto que la fuerza cortante resistente teórica era cercana a 70 t se decidió usar un gato de 100 t. Para los semiciclos positivos la fuerza lateral se aplicó en forma directa contra la unión viga-columna del lado este del modelo. Para los negativos se recurrió a la tracción, con el gato, de una placa de 7.6 cm de espesor en el lado oeste del espécimen, mediante cuatro barras de alta resistencia en posición horizontal. Entre estas placas y el modelo se colocó una delgada capa de yeso.

Para evitar que, ante una posible falla del anclaje del recubrimiento de concreto, las placas de carga lateral se apoyaran directamente contra este aplanado, se dejó una muesca de 2 cm en el aplanado, en los extremos superiores, para separarlo de las placas.

TESIS CON
FALLA DE CONCRETO

Las fuerzas verticales se aplicaron sobre las columnas mediante el uso de un gato hidráulico de 50 t para cada una. Se puede notar, en el esquema de la figura 3.12, que las barras de alta resistencia usadas para anclar la viga de cimentación en los extremos son las mismas que suben hasta los gatos que aplican las cargas verticales. La acción de dichos gatos restó una parte del presfuerzo aplicado previamente a las barras postensadas. Por lo anterior se decidió aplicar el máximo presfuerzo inicial a las barras extremas que sujetan a la viga de cimentación (50 t a cada una). Para lograr una configuración uniforme del postensado a la losa de reacción se usaron 10 barras de alta resistencia repartidas sobre las vigas de cimentación. A cada una se le aplicó una carga de 50 t con lo que la fuerza total normal a la losa de cimentación fue de 500 t más las 9 t del peso del modelo con aplanado. Antes de colocar el espécimen en la posición de ensaye se colocó una capa de mortero de 2 cm de espesor para lograr un contacto uniforme.

Para distribuir la carga aplicada con los gatos verticales en la parte superior de las columnas se usaron placas de acero de 7.6 cm de espesor asentadas sobre una capa de yeso para distribuir uniformemente la carga.

Los gatos verticales se controlaron mediante una bomba hidráulica eléctrica, conservando una carga constante de 37 t en cada uno. El control del gato horizontal se realizó manualmente con otra bomba.

3.7 HISTORIA DE CARGA

Los ensayos se controlaron por deformación. La deformación principal fue la distorsión de entropio que está definida como el cociente entre el desplazamiento horizontal en el eje de la viga superior y la altura del sensor medida desde la cara superior de la viga de cimentación.

Se aplicaron 14 ciclos con amplitud creciente. Para cada nivel de distorsión se hicieron dos ciclos completos.

Para fines de comparación, conviene recordar que la distorsión máxima de un marco es 0.012 y de 0.006 en el caso de marcos con muros diafragma no desligados (DDF, 1996). En la figura 3.13 se muestra el programa de distorsiones seguido en los ensayos.

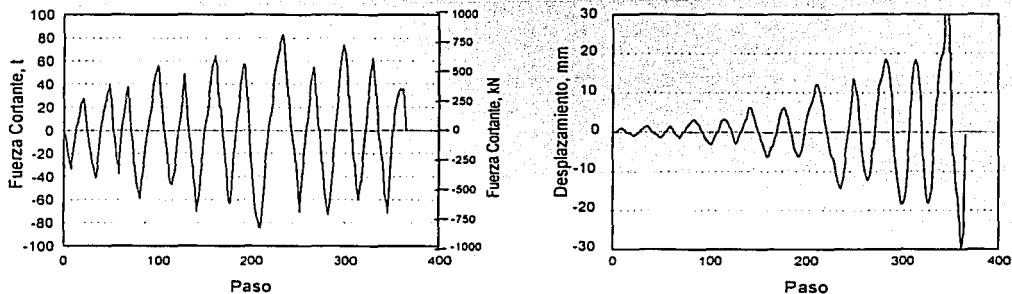


Figura 3.13 Historias de carga y de desplazamiento aplicadas al modelo TP

La historia de cargas resultante dependió del comportamiento de cada modelo. Las cargas se aplicaron en forma lenta, por lo que el ensaye total de cada espécimen se llevó de dos a tres días. A lo largo de los ensayes se iba registrando el avance en el daño mediante anotaciones en la bitácora y el dibujo y fotografía del agrietamiento.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS MARCO-MURO

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del ensaye ante fuerzas horizontales de los cuatro especímenes marco-muro que comprendieron la segunda parte del presente programa experimental.

Las respuestas se discuten en términos de su resistencia, rigidez, capacidad de deformación y capacidad de disipar energía. Las características de comportamiento de los especímenes se comparan entre sí. A la luz de las observaciones hechas durante los ensayos y del análisis de la información se establecen hipótesis de comportamiento.

El análisis del comportamiento de los especímenes se inicia con la evolución del daño a lo largo del ensaye. La respuesta global del modelo se estudia a través de la curva de histéresis y envolvente de la fuerza cortante-distorsión que puede ser representada mediante la curva de histéresis o por la envolvente de dicha curva. La distorsión se define como el desplazamiento horizontal medido por el par de transductores de desplazamiento en la parte superior del modelo dividido entre la altura del espécimen a partir de la cara superior de la viga de cimentación y hasta dichos instrumentos. Finalmente, algunos aspectos del comportamiento interno de los especímenes se analizan mediante la interpretación de los deformímetros eléctricos instalados en puntos y zonas clave de la estructura. En este capítulo se discuten brevemente las implicaciones que estos resultados tienen en el comportamiento de marcos con muros diafragma rehabilitados con recubrimientos de concreto armado.

4.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES Y PATRÓN DE AGRIETAMIENTOS

Como se explicó en el capítulo 3, el ensaye consistió en la aplicación de fuerzas horizontales cíclicas reversibles al nivel del eje de la viga superior (ver fig. 3.12). La carga axial en las columnas se mantuvo constante a lo largo del ensaye. En ensaye se controló por deformación (ver figura 3.13).

4.2.1 Espécimen TO

Este espécimen fue el modelo de control que permitió evaluar el efecto de la rehabilitación mediante recubrimiento de concreto armado. Por lo tanto, no tenía recubrimiento de concreto. Se diseñó y ensayó de modo de reproducir el comportamiento de la estructura original de marco con muro diafragma de mampostería. A este espécimen se le aplicaron 13 ciclos completos. Al final se aplicó un último semiciclo positivo. En la figura 4.1 se presenta una secuencia del agrietamiento.

Cerca del pico de carga del ciclo +1 (semiciclo positivo 1), cuando apenas se había aplicado una carga de 11.4 t (112 kN) y una distorsión de 0.0003 se presentó el primer agrietamiento inclinado próximo al centro del muro siguiendo las juntas de los bloques en forma escalonada. La distorsión máxima de este ciclo fue de 0.0005 en donde se llegó a una fuerza cortante de 11.55 t

(113 kN). En este mismo ciclo se presentaron grietas verticales en la unión del muro de mampostería y el marco, en la esquina superior oeste. Esto es consistente con lo esperado (ver figura 2.10).

Durante los ciclos 2, 3 y 4 se incrementó la cantidad de grietas inclinadas de pequeño espesor (menos de 0.5 mm), en ambas direcciones. En el ciclo -3 se presentó el agrietamiento inclinado negativo, con una carga de -12.4 t (122 kN) y una distorsión de -0.001. En el ciclo +5 se presentó un nuevo agrietamiento inclinado con abertura de grietas en el pico de carga de 1.1 mm. El cortante fue de 22.2 t (218 kN) para una distorsión de 0.002.

Para el ciclo 7, con distorsión de 0.004 y cortante igual a 26.3 t (258 kN), aparecieron grietas inclinadas en los extremos inferiores de las columnas. Las grietas inclinadas aparecieron en la columna a mayor compresión producto de la flexión del modelo, lo que sugiere que fueron producto de la reacción al puntal de compresión que se desarrolla en el muro diafragma para resistir la acción lateral. En la parte central del muro se comenzaron a aplastar las paredes de las piezas que ya habían sufrido agrietamientos.

En el ciclo 9 se llegó a la distorsión de 0.006, y se alcanzó la capacidad resistente del espécimen. Para el ciclo positivo de llegó a un cortante de 27.85 t (273 kN), mientras que en el negativo se llegó a -23.65 t (232 kN).

El final de la prueba, con ciclos a distorsiones de 0.009 y 0.012, se caracterizó por el incremento en el aplastamiento de las piezas de la parte central del panel así como la aparición y crecimiento de algunas grietas adicionales. A pesar de que se presentaron grietas en la unión de panel y marco, no se manifestó una notoria separación entre éstos; la separación entre ambos se analiza más adelante en este capítulo. El ensaye terminó con el ciclo a 0.012, en donde ya se había perdido la parte central del panel de mampostería ya que, al aplastarse algunas piezas, las que quedaban sobre ellas se desprendieron y cayeron. El tipo de daño al final de la prueba se muestra en las figuras 4.1 y 4.2.

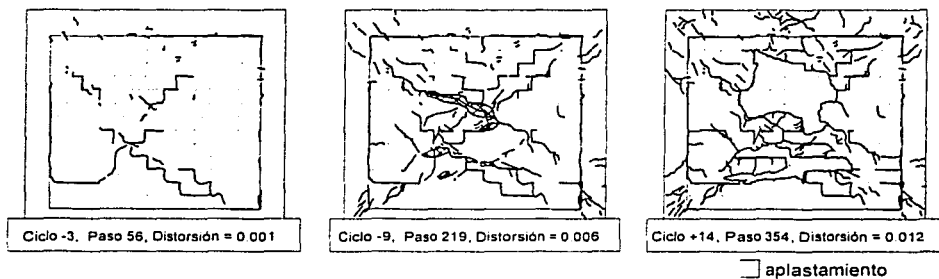


Figura 4.1 Agrietamiento del espécimen TO

TESIS CON
LA DEFENSA EN

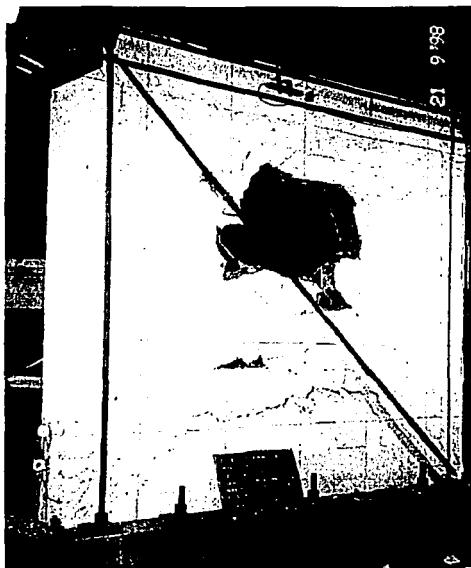


Figura 4.2 Patrón de agrietamiento final del espécimen TO

4.2.2 Espécimen TP

El espécimen TP fue reforzado mediante un recubrimiento de concreto cuyo refuerzo fue conectado al espécimen mediante barras de acero colocadas en el perímetro del marco de concreto. Las barras se fijaron mediante resina epóxica en barrenos practicados en el marco. El recubrimiento de concreto fue reforzado por una malla del tipo $6 \times 6 - 4/4$. Se aplicaron 12 ciclos de carga. En la figura 4.3 se muestran algunas etapas del agrietamiento durante el ensaye.

En los primeros ciclos de carga se presentaron grietas en la base del muro asociadas a la flexión del espécimen en su conjunto. Los agrietamientos corresponden a la zona de tensión provocada por la flexión inducida por cargas de 33.5 t y -32 t (329 y -314 kN), para dos ciclos, uno positivo a una distorsión de 0.0003 y el otro negativo a -0.00034.

El primer agrietamiento inclinado se presentó para una distorsión de 0.001 y con una carga lateral igual a 58.8 t (577 kN). La grieta se extendió a lo largo de la diagonal y atravesó tanto el recubrimiento de concreto como las piezas de mampostería. El agrietamiento inclinado para ciclo negativo se presentó hasta el siguiente incremento de distorsión, cuando se llegó a -0.002 y con un cortante de 64.3 t (631 kN).

En los siguientes ciclos continuó la aparición de nuevas grietas inclinadas y el alargamiento de las previas. La resistencia se alcanzó para una distorsión de 0.004, con cortantes iguales a 84.5 y -82.8 t (829 y 812 kN) en los semiciclos positivo y negativo, respectivamente.

En los ciclos subsiguientes la rigidez y resistencia decayeron. Por ejemplo, a una resistencia de 0.006 la resistencia había caído a 73 t (716 kN). En la repetición del ciclo a 0.006 se generalizó una grieta de separación entre el aplastado y el marco de concreto con una anchura de entre 2 y 3 mm. Esta grieta fue observada y medida en la altura del espécimen sobre los costados laterales del modelo. Se presentó también el aplastamiento en compresión de las esquinas inferiores del muro de mampostería y del recubrimiento de concreto.

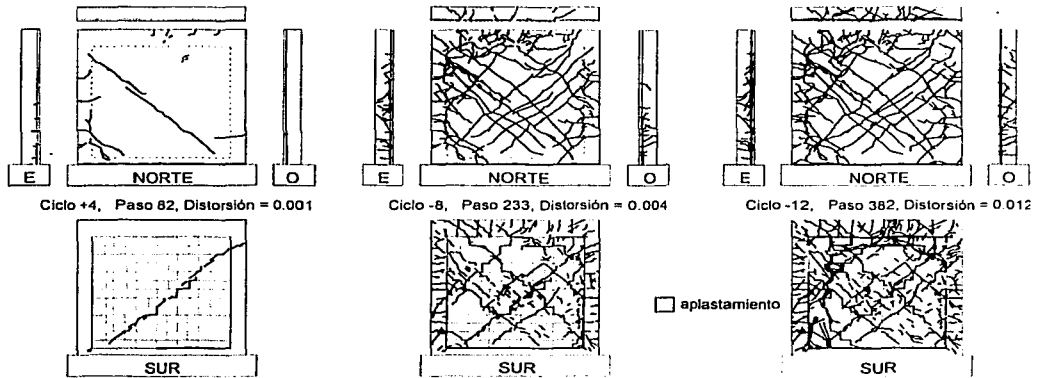


Figura 4.3 Agrietamiento del espécimen TP

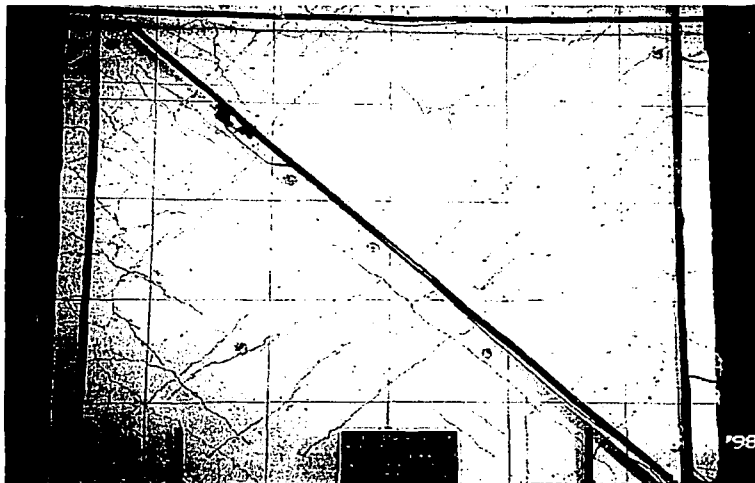


Figura 4.4 Agrietamiento final en el recubrimiento de concreto

TESIS CON
FOLLA DE

Cuando se tenía una distorsión de 0.0079 y una carga de 71.4 t (700 kN), se produjo la falla del modelo al aplastarse las dos hiladas superiores del muro de mampostería, después de lo cual la carga bajó a menos de 30 t (294 kN) mientras el modelo perdía rigidez al llegar a una distorsión superior a 0.012. Se finalizó el ensaye completando la parte negativa del ciclo que sólo llegó a -35 t (-343 kN) y provocó mayor daño en las hiladas superiores de la mampostería. En la figura 4.4 se muestra el estado final del aplanado de concreto.

4.2.3 Espécimen TD

Este espécimen poseía la misma distribución de anclajes en el marco de concreto que el modelo TP, pero además se le colocaron conectores sobre el muro de mampostería (ver figura 3.3). Se aplicaron 12 ciclos y medio de carga. En la figura 4.5 se presentan algunas etapas del agrietamiento durante la prueba.

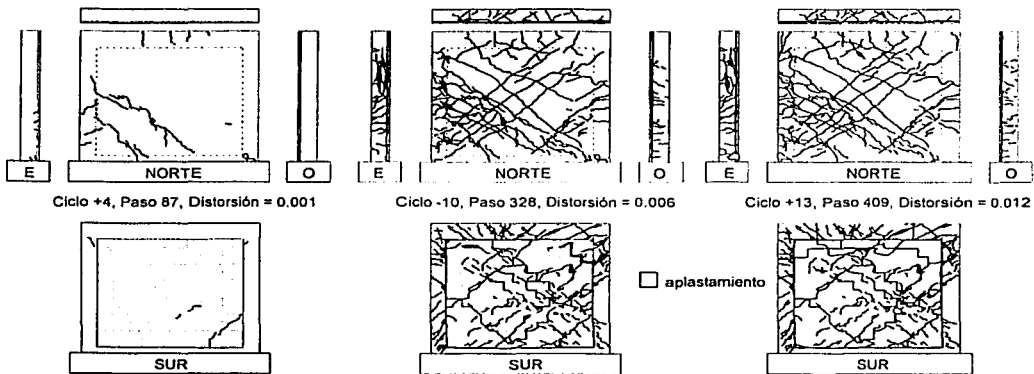


Figura 4.5 Agrietamiento del espécimen TD

Las primeras grietas aparecieron en el ciclo +2, para una carga lateral de 34.2 t (336 kN) y una distorsión de 0.0005. Se observó una pequeña fisura en la interfaz del marco y el recubrimiento de concreto, en la parte inferior este.

Los primeros agrietamientos inclinados se presentaron para cargas laterales de 49 t y -52.7 t (481 y -517 kN) en el ciclo +4 y -4, y para una distorsión cercana a 0.001. Durante los siguientes ciclos aparecieron y distribuyeron nuevas grietas inclinadas, así como grietas horizontales en las columnas.

La resistencia se alcanzó en los ciclos +8 y -10, y tuvo fuerzas cortantes asociadas de 77.4 t y -77.3 t (759 y -758 kN), a distorsiones de 0.0052 y -0.006, respectivamente. En este último ciclo se generalizó la grieta vertical que indica la separación entre recubrimiento y la columna oeste, con una anchura de 5 mm, así como el inicio de aplastamiento de las piezas superiores del muro de mampostería.

El modelo perdió su capacidad resistente a carga lateral en el ciclo +12 cuando, a una distorsión 0.0077, se aplastaron las dos hiladas superiores del muro de mampostería. Con este fenómeno la carga lateral pasó de 70 t a 58 t. Con el ciclo negativo se deterioraron más las hiladas superiores y en el siguiente ciclo sólo se llegó a una carga de 35.7 t (350 kN) para la distorsión de 0.01. Para terminar la prueba se aplicó un último semiciclo positivo hasta la distorsión de 0.013 llegando a una carga de 46.3 t (454 kN). La separación máxima entre aplanado y marco se dio en la columna oeste con valores cercanos a los 9 mm. Esta descripción es similar a la hecha para TP.

En la figura 4.6 se muestra un detalle de la parte superior del panel de mampostería, una vez que fueron retirados los pedazos sueltos de las piezas de mampostería.

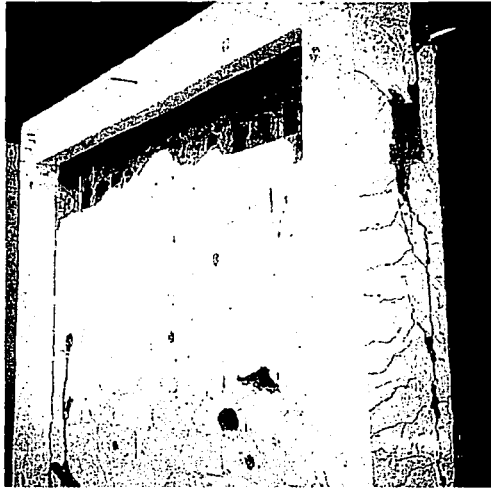


Figura 4.6 Estado final del muro de mampostería

4.2.4 Espécimen TH

En este último espécimen el anclaje entre la malla de refuerzo del recubrimiento y el sistema marco-muro diafragma se realizó con clavos Hilti colocados con pistola de cartucho de pólvora. Sólo se aplicaron ocho y medio ciclos de carga debido a que se presentó una falla súbita. En la figura 4.7 se muestran varias etapas del agrietamiento durante el ensaye.

Durante el primer ciclo, para una carga de 38.3 t (376 kN) y distorsión de 0.0005, se presentó una grieta horizontal en la parte media inferior del recubrimiento, atribuida a la flexión, que se extendía desde el lado este en 2/3 de la anchura del muro. Esta grieta horizontal se completó en toda la anchura del muro con la aplicación del semiciclo negativo, que generó tensión en el lado oeste. Junto con esta grieta apareció una grieta inclinada de pequeña longitud en el lado oeste del recubrimiento, arriba de la grieta horizontal.

El primer agrietamiento inclinado se presentó para una carga de 52.4 t (514 kN), cuando se tenía una distorsión de 0.00071. En cambio, el agrietamiento inclinado negativo apareció un par de ciclos después, para una carga de -55.1 t (-541 kN) y una distorsión de -0.0013. En este estado, en los picos de carga, la abertura de las grietas no era mayor de 0.8 mm.

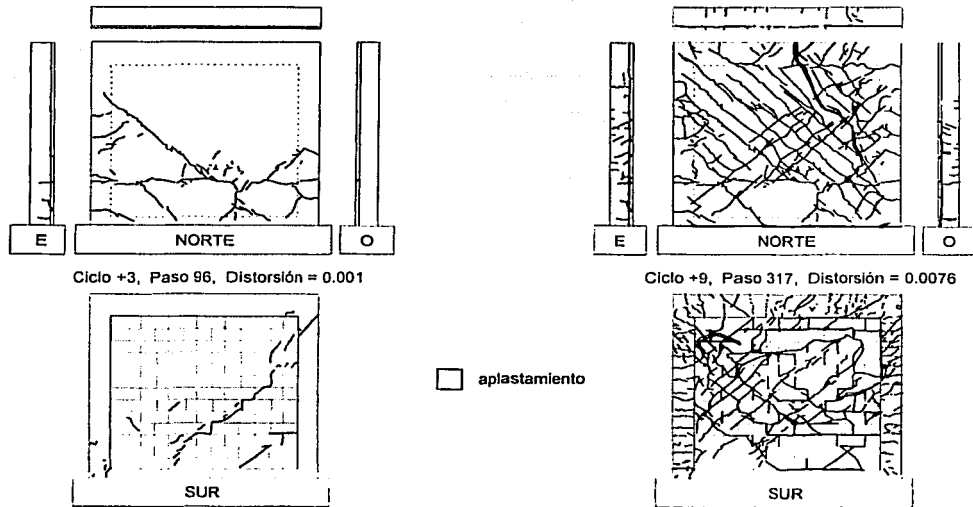


Figura 4.7 Agrietamiento del espécimen TH

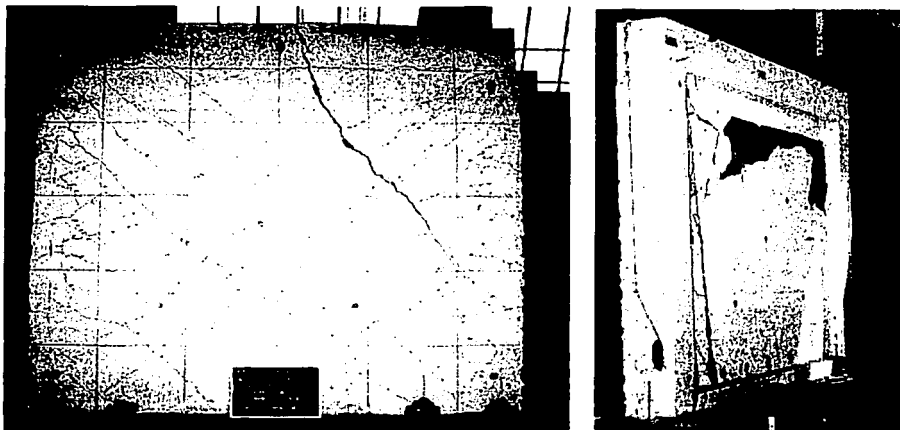


Figura 4.8 Estado final del daño del espécimen TH

Cuando se pretendía llegar al ciclo con distorsión de 0.006, se alcanzó la carga máxima en un semiciclo positivo de 78.3 t (768 kN) y una distorsión de 0.004. En este momento se desprendió la mayoría de los clavos Hilti colocados en el marco, se aplastaron algunas piezas de la zona superior este del muro de mampostería y se formaron grietas inclinadas en el recubrimiento. La grieta principal tuvo una anchura de 17 mm, y en ella se fracturó la malla electrosoldada. Durante este suceso la carga bajó de 78.3 a 48.6 t y la distorsión aumentó súbitamente hasta 0.0076. El semiciclo negativo y la repetición del ciclo se realizó sólo hasta una distorsión de 0.004; asimismo se verificó la caída de rigidez y resistencia con cortantes cercanos a las 40 t (392 kN). En vista de esto se suspendió el ensaye. El aspecto final del espécimen se presenta en la figura 4.8.

4.3 CURVAS DE HISTÉRESIS Y ENVOLVENTES DE COMPORTAMIENTO

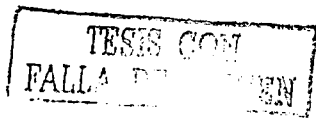
Las curvas de histéresis resumen el comportamiento global inelástico fuerza cortante-distorsión de los especímenes. En ellas se identifican los ciclos de carga y descarga a distorsiones crecientes del ensaye cíclico reversible. El área dentro de los lazos histeréticos es proporcional a la energía disipada 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 a la estructura (por ejemplo, la fluencia del acero).

En la figura 4.9 se presentan las curvas de histéresis de los cuatro especímenes. Se han dibujado a la misma escala para fines comparativos. En la misma figura se han marcado algunos sucesos de interés observados durante el ensaye y descritos en los incisos anteriores. Ellos fueron la aparición del agrietamiento inclinado y el punto donde se alcanzó la resistencia. Solamente en los especímenes TP y TH se identificó plenamente el agrietamiento por flexión en la base del recubrimiento de concreto.

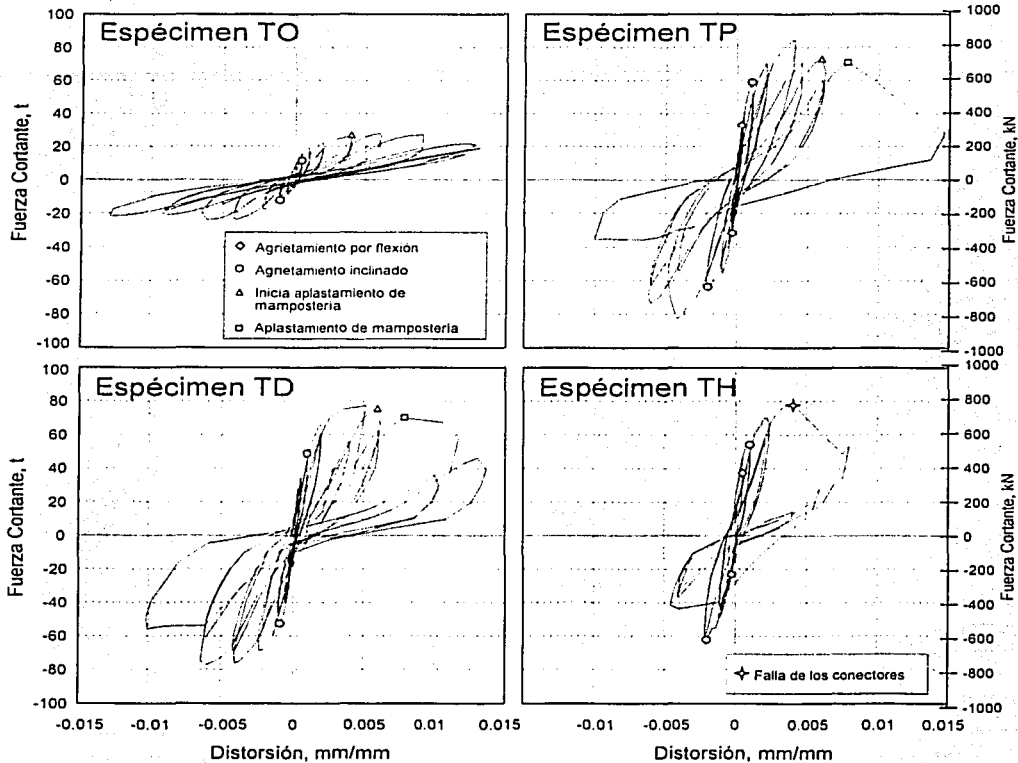
La aparición del agrietamiento inclinado indica un cambio importante en el comportamiento, y un evento bien definido que ha sido reportado por otros investigadores en ensayos similares. Se puede considerar que hasta antes del agrietamiento inclinado el comportamiento es aproximadamente elástico-lineal. En efecto, puede verse en las figuras anteriores, con la escala de distorsión usada, que los ciclos de histéresis hasta antes de la marca del agrietamiento inclinado, son cercanos al comportamiento lineal. Después del mismo, la rigidez baja en forma importante. Por ejemplo, en el espécimen TO, con el sólo hecho del ligero agrietamiento inclinado la rigidez secante bajó de 126 t/cm a 78 t/cm.

En general las curvas de histéresis presentaron un comportamiento simétrico entre los semiciclos positivos y los negativos hasta antes del último ciclo de cada caso en donde se presentó la falla. El modelo TO exhibió una curva característica de marcos rellenos con muro diafragma. En un principio los lazos son estables y sin estrangulamiento producto del trabajo como unidad del marco y el muro. Para ciclos con distorsiones del orden de 0.002 las curvas muestran el inicio de un proceso de estrangulamiento cerca del origen. Esto se atribuye a la separación del marco del muro y al agrietamiento inclinado del último.

En la figura se indica también el inicio del aplastamiento de las piezas de mampostería y, en el caso de los especímenes TP y TD, el momento en que se aplastan completamente las dos hiladas superiores del panel. Obsérvese cómo estos puntos indican el inicio de una pronunciada caída en resistencia. En el caso del espécimen TH no se observó este fenómeno, sino hasta que se presentó



la falla de los conectores después de haberse alcanzado la resistencia. Los especímenes reforzados exhibieron curvas con un estrangulamiento en el origen producto del agrietamiento inclinado del muro de mampostería y del recubrimiento de concreto, así como de la separación entre el recubrimiento y el sistema marco-muro.



Para comparar el comportamiento de los distintos especímenes se presentan las envolventes de los ciclos positivos en la figura 4.10. En la misma figura aparece marcado, con líneas horizontales, la resistencia teórica calculada en la sección 3.3, e identificadas como $V_{R,RDF}$. Se ha incluido también la respuesta del marco vacío del espécimen TO ensayado a bajas distorsiones tras la falla de TO. A pesar de que en este marco se presentaron ligeras grietas inclinadas en la parte inferior de las columnas, se puede considerar que prácticamente quedó intacto. Por lo tanto se le aplicó una reducida historia de carga con ciclos a distorsiones de 0.002 y 0.004. La envolvente de dicha prueba resultó lineal, por lo que en la figura 4.10 se extiende linealmente a modo de comparación entre la rigidez de un marco vacío y la respuesta del marco con muro diafragma de mampostería, así como de los marcos reforzados con recubrimiento de concreto.

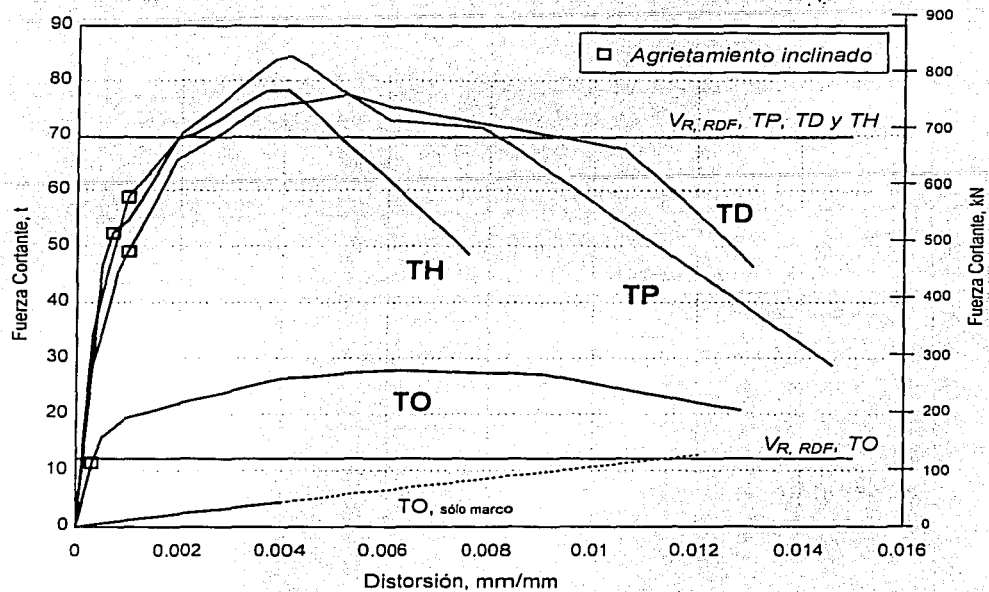


Figura 4.10 Envolventes de respuesta

Es evidente el incremento en rigidez lateral entre TO-marco y TO, así como entre TO y cualquiera de TP, TD y TH. Resulta interesante notar que la rigidez lateral inicial entre TP, TD y TH fue igual. La resistencia se alcanzó para valores de distorsión entre 0.004 y 0.005 en los muros reforzados, y entre 0.006 a 0.008 para TO. Se aprecia también cómo las fuerzas y distorsiones asociadas al agrietamiento inclinado en los muros con recubrimiento resultaron muy semejantes entre sí.

De las envolventes se puede observar la importante contribución a la resistencia total debido al recubrimiento adosado si se compara cualquiera de los modelos con recubrimiento con TO. Una de las principales conclusiones es que el comportamiento del espécimen con anclajes en la periferia y en el panel (TD) no difiere mucho del que se obtuvo en el espécimen que solamente poseía los conectores en el marco de concreto (TP). Por otro lado, se puede apreciar cómo el modelo con los clavos Hilti alcanzó una resistencia máxima comparable con TP y TD que poseían conectores de barras de acero anclados con resina epóxica. Sin embargo, una vez que se desprendieron los anclajes Hilti conectados al marco, la resistencia cayó abruptamente, a diferencia de los otros casos en los cuales la degradación de resistencia fue más paulatina.

A pesar de que la fuerza cortante alcanzada resultó mayor que la resistencia predicha, se debe aclarar que el modo de falla de los especímenes con recubrimiento de concreto no correspondió al mecanismo de falla deseable. De hecho, el mecanismo de falla supuesto en el criterio de diseño de los especímenes era la abertura de grietas inclinadas en el recubrimiento de

concreto, hasta hacer fluir y llegar a la fractura de la malla de refuerzo. No obstante, el tipo de falla observado permite comparar la eficiencia de distintos tipos y distribución de los conectores.

4.4 DEFORMACIÓN ANGULAR

Las curvas de histéresis y envolventes presentadas en el inciso anterior incluyen la deformación lateral total registrada directamente con los instrumentos en los especímenes. Esta deformación se considera integrada por la contribución de la deformación por cortante más la deformación debida a la flexión del conjunto. En la figura 4.11 se esquematiza la composición de la deformación total que se ha supuesto.

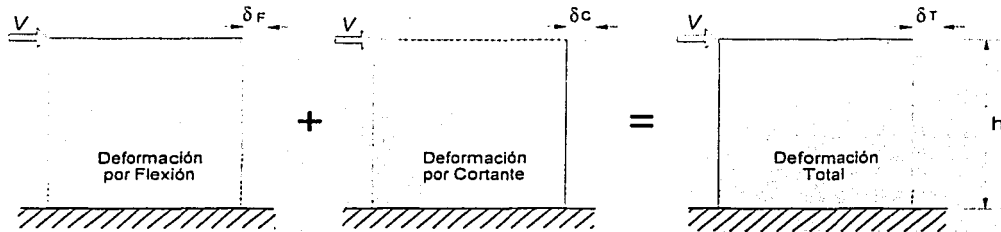


Figura 4.11 Componentes de la distorsión

Para diferenciar cada contribución se puede recurrir a la instrumentación que se instaló sobre las diagonales del espécimen. La distorsión angular en un ensayo monótono se puede calcular mediante la ecuación 4.1

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

en donde ε_1 y ε_2 son las deformaciones medidas a lo largo de las diagonales, y γ es la deformación angular debida exclusivamente al efecto del cortante. La expresión 4.1 incluye valores absolutos de las deformaciones lineales ya que, mientras una diagonal se alarga, es decir es positiva, la diagonal contraria es negativa ya que se acorta. En una prueba cíclica reversible se deberá sumar las deformaciones de las diagonales cambiándole el signo a alguna de ellas.

Se debe aclarar que la aplicación estricta de la ecuación 4.1 es para un caso de comportamiento elástico lineal en un material homogéneo. En los especímenes probados se llega al agrietamiento inclinado en los primeros ciclos, después de lo cual las deformaciones de las diagonales crecen en forma importante debido a la apertura de las grietas. Aún con esto, se considerará válido el cálculo de la contribución por cortante en etapas avanzadas de daño, de modo que la contribución por flexión será la diferencia entre la distorsión total y la deformación angular.

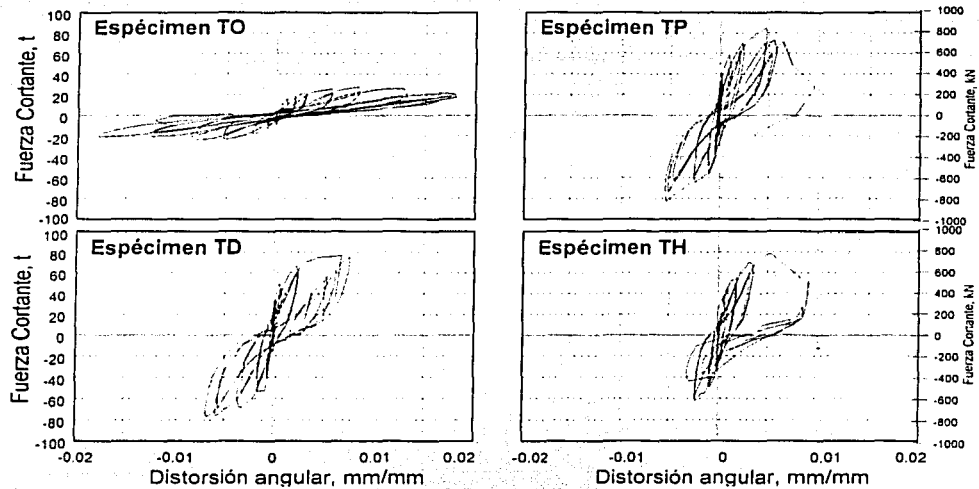


Figura 4.12 Distorsión angular de los especímenes

4.5 RESULTADOS EN ROSETAS Y SEPARACIÓN MARCO-PANEL

En el capítulo 2 se presentó brevemente el comportamiento de los marcos con muros diafragma, así como los criterios que existen para su modelación y diseño. Se considera que el marco y el muro trabajan como una unidad a bajas deformaciones, y que a mayores demandas de desplazamiento lateral las fuerzas horizontales se transmiten a través del muro como un puntal de compresión a lo largo de una de sus diagonales. Ante esta situación se generarían tensiones normales a la dirección del puntal, lo cual produce la separación entre el panel y el marco cerca de las esquinas de la diagonal a tensión. Lo anterior se ha estudiado en modelos refinados de análisis como es el método del elemento finito, tanto en modelos elásticos como inelásticos.

Lo anterior se considera válido para los marcos con muros diafragma. Sin embargo, en el caso de marcos rellenos con muros de mampostería y con muros de concreto adosados, como los estudiados aquí, los diseñadores acostumbran despreciar la contribución del muro de mampostería. Es decir, este sólo sirve como cimbra posterior y no tiene, según la hipótesis de diseño, ningún efecto en la resistencia o rigidez del conjunto.

Para tratar de estimar el campo de deformaciones, tanto de tensión como de compresión, en el muro diafragma, se colocaron algunos deformímetros en forma de rosetas, adheridos a las piezas de mampostería. Las rosetas poseían un arreglo de tres sensores, uno en dirección vertical, otro horizontal y otro a 45°. Estos instrumentos se colocaron en los tres modelos rehabilitados. En la figura 4.13 se comparan las mediciones tomadas en algunos de los picos positivos de carga en TO y TD. Para TP y TH se obtuvieron curvas similares no presentadas aquí.

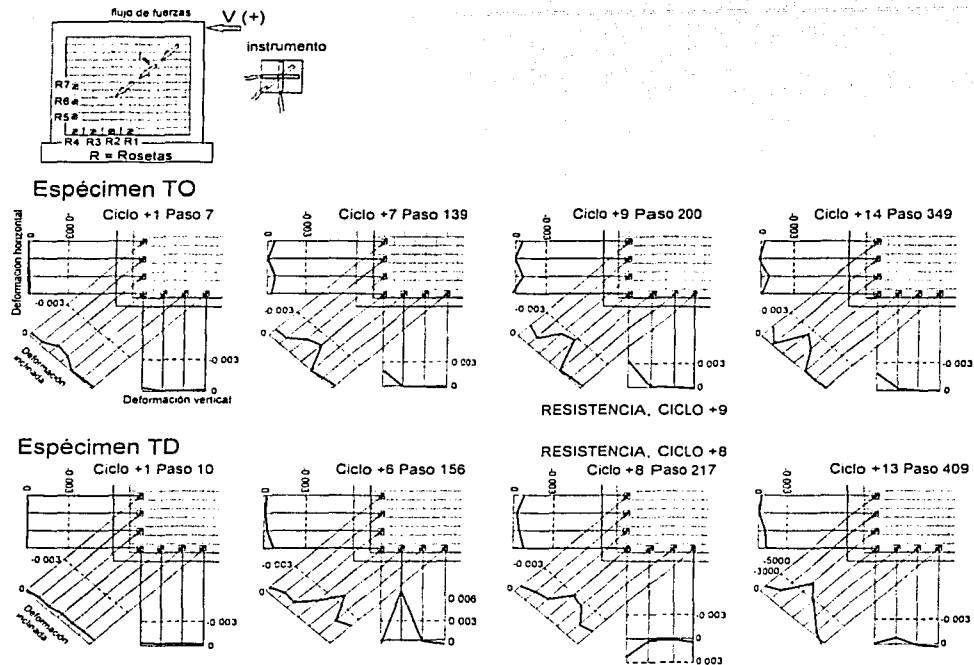
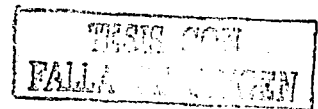


Figura 4.13 Comparación de las deformaciones en rosetas de los modelos TO y TD

Con los resultados medidos en estos sensores se pueden examinar las deformaciones sufridas por la mampostería, e indirectamente, el estado de esfuerzos. En la figura 4.13 el valor negativo de las lecturas representa acortamiento de los deformímetros eléctricos, es decir, deformación por compresión. De los ensayos de pilas se encontró que la deformación asociada a la resistencia a compresión de la mampostería tuvo un valor medio de 0.0021 (ver Apéndice A), este es similar al presentado en cilindros de concreto. Haciendo esta analogía entre cilindros de concreto y pilas de bloque de concreto, se consideró un valor de 0.003 como deformación de falla, mismo que se señala en la figura 4.13. En todos los casos, las deformaciones medidas son de compresión, incluso superiores a la deformación de aplastamiento. En los ciclos positivos las deformaciones de tensión, en esta esquina, tuvieron una magnitud muy pequeña, prácticamente nula en la mayoría de las rosetas.

Los resultados obtenidos de estos instrumentos en cada dirección son congruentes con las deformaciones esperadas en el modelo. Sin embargo, el intento de un análisis refinado, con determinación de dirección y magnitud de deformaciones principales y esfuerzos principales a lo largo del ensayo mostró dificultades importantes debidas probablemente al comportamiento no lineal de los materiales, caracterizado por agrietamiento, aplastamientos locales, deslizamiento de



las piezas en las juntas y contra el marco, así como distribuciones complejas de esfuerzos y concentración de ellos.

De la figura 4.13 se puede observar que en la primera etapa del ensaye, correspondiente al comportamiento elástico-lineal (ciclo +1) las deformaciones fueron muy bajas, pero se distinguía ya una mayor deformación en las piezas más cercanas a la esquina del modelo TO. En los ciclos +6 y +7, cercanos a la resistencia de los modelos, las espigas del campo de deformaciones son notables, tanto en el modelo TO como en el espécimen reforzado TD. En este último, incluso, se superan las deformaciones de aplastamiento supuestas (0.003).

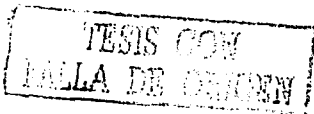
Para esta etapa de prueba, TD muestra mayores deformaciones inclinadas (medidas por el deformímetro inclinado a 45°) que TO en varias piezas. Esto sugiere que la anchura del posible puntal de compresión era mayor. Es interesante comparar la distribución de deformaciones obtenida a partir de los deformímetros verticales. Si bien en TO la deformación es máxima en la esquina, en TD el pico se presenta más alejado. De hecho, la espiga de la deformación inclinada corresponde a la misma pieza que la espiga de la deformación vertical. Esto indica que el muro de concreto (recubrimiento) adosado modificó la dirección y magnitud de las deformaciones (y por ende, de esfuerzos) en comparación con TO. Esto se atribuye a que hasta esta etapa, el sistema marco-relleno-muro trabajaban en conjunto. Es decir, los mecanismos resistentes eran una combinación del observado en TO y el esperado en un muro de concreto probado en voladizo.

En ciclos posteriores, las deformaciones verticales en la base del modelo TD dejan de registrar valores altos, ya sea debido al daño en piezas o a la separación del recubrimiento de concreto del marco con muro diafragma. Puesto que la carga lateral se aplicó sobre el marco original (simulando la transmisión de fuerzas de inercia generadas por los sistemas de piso y contenido acelerados por sismo) el mecanismo resistente que empieza a predominar es el puntal de compresión a través del muro diafragma.

Muchos autores han propuesto anchuras de la diagonal equivalente con fines de análisis de muros diafragma. Considerar este modelado representa en sí una simplificación muy burda pero que puede ser útil para predecir el comportamiento general de una estructura. De la observación de los resultados presentados se antoja establecer una anchura aproximada de 90 a 110 cm en donde se concentraron principalmente las deformaciones, pero esta información deberá tomarse con reservas para fines de análisis.

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

Como se indicó en el capítulo 4, los modelos se instrumentaron con transductores de desplazamiento para medir la separación del muro diafragma respecto al marco. Si bien, en general, los resultados presentan tendencias esperadas, no coinciden estrictamente con el comportamiento que idealmente se ha presentado en marcos con muro diafragma. En la figura 4.14 se presenta esquemáticamente las mediciones obtenidas en algunos picos de carga durante los ensayos.



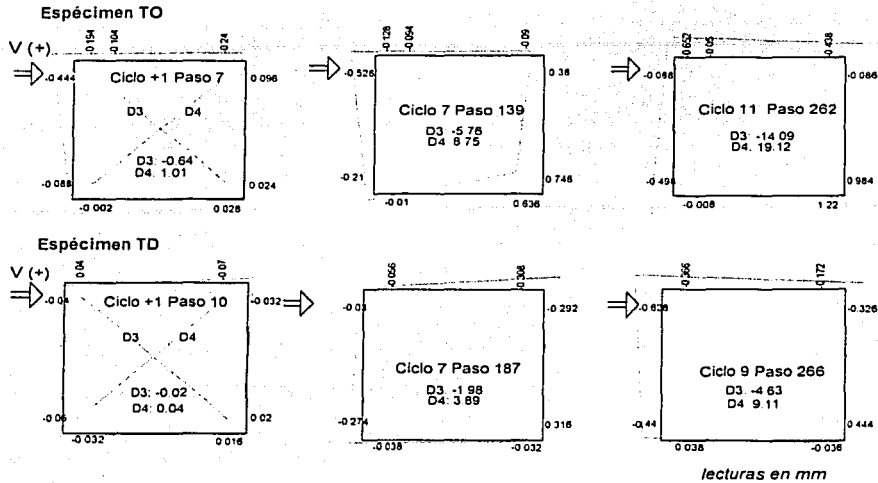


Figura 4.14 Separación entre marco y muro de los especímenes TO y TD

Se puede observar en la figura el acortamiento de una diagonal debido a deformaciones de compresión o aplastamiento de mampostería (negativas) y el alargamiento en la otra producto de deformaciones de tensión o de la separación entre muro y marco (positivas). La magnitud de estas deformaciones crece conforme avanza cada ensaye, pero no se observa una correspondencia directa con la teórica separación entre muro diafragma y marco. Sin embargo, en el modelo TD se observan las deformaciones de compresión en las piezas de mampostería de la zona superior del muro, efecto que es congruente con el tipo de falla observado en la mampostería de los tres especímenes reforzados (ver figura 4.6).

4.6 ROTACIONES Y CURVATURAS

Se estudiaron las rotaciones sufridas en los especímenes, tanto locales en los extremos de los elementos del marco, como la del modelo en conjunto considerado como una viga en voladizo. Este último análisis se realizó en tres regiones sobre la altura de los especímenes limitadas por las secciones de las columnas que fueron instrumentadas mediante transductores de desplazamiento. Como se colocaron instrumentos en dos secciones de la parte inferior de las columnas esto permitió tener dos regiones inferiores, la primera ocupa los primeros 40 cm arriba de la parte superior de la viga de cimentación, la segunda región se ubica entre los 40 y los 60 cm inferiores (ver figura 3.9).

La rotación de una sección, θ , se calculó como el ángulo de giro de la sección. Dadas las pequeñas deformaciones que se presentan, θ se puede calcular como

$$\theta = (l_1 - l_2) / d \quad (4.1)$$

donde l_1 y l_2 son las lecturas en los instrumentos a izquierda y derecha de la sección, y d es la separación entre los puntos de medición. La curvatura en una región se obtiene como el cociente entre la rotación y la altura de la región correspondiente.

4.6.1 Extremos de Columnas

El objetivo de estudiar las rotaciones en los elementos de los marcos es poder identificar el comportamiento de cada elemento de la estructura. También es útil para comparar el trabajo que se desarrolló en zonas específicas entre distintos especímenes. En la figura 4.15 se presentan las gráficas de las rotaciones en los extremos inferiores de las columnas. Para esta representación se han usado, en el eje de las ordenadas, la fuerza cortante lateral. Las curvas se presentan a la misma escala para facilitar la interpretación.

Se comparan nuevamente los resultados obtenidos en los especímenes TO y TD. Se puede observar que las rotaciones medidas en el espécimen con recubrimiento de concreto son relativamente bajas hasta antes de los tres últimos ciclos en donde se presentó el aplastamiento de la mampostería y, con éste, la separación entre recubrimiento y marco. Por su parte, las rotaciones presentadas en las columnas del espécimen TO son similares a la curva de histéresis, lo que indica una relación directa entre la deformación total y las fuerzas inducidas en la columna en forma de momentos flexionantes.

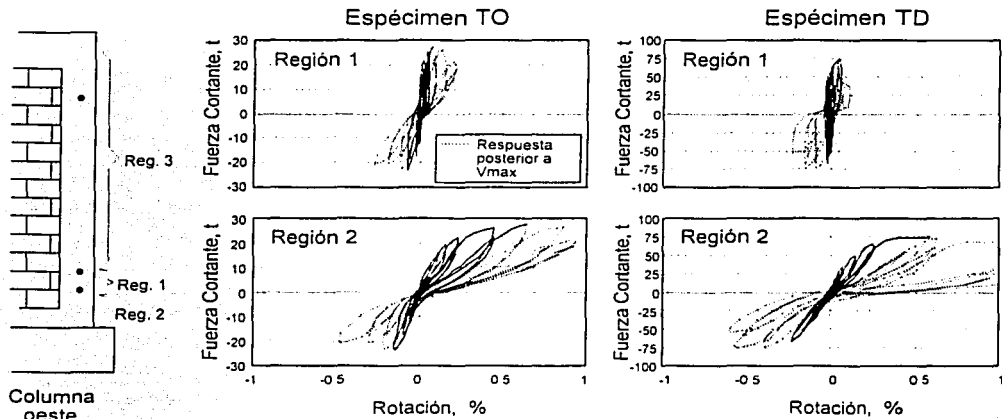


Figura 4.15 Rotaciones en las columnas

4.6.2 Curvatura Global de los Especímenes

En la figura 4.16 se presenta la curvatura obtenida en los especímenes TO y TD.

La curvatura se calculó para la sección completa del modelo marco-muro mediante el uso de los instrumentos colocados a ambos lados del espécimen (mismos que se usaron para el análisis de rotaciones de las columnas). La distribución de curvaturas en la altura fue similar a las que se han obtenido en ensayos de muros en voladizo, con una concentración de curvatura en la zona inferior del modelo. Estas curvaturas aumentan conforme avanza el ensayo como se puede observar en la figura para ciclos crecientes.

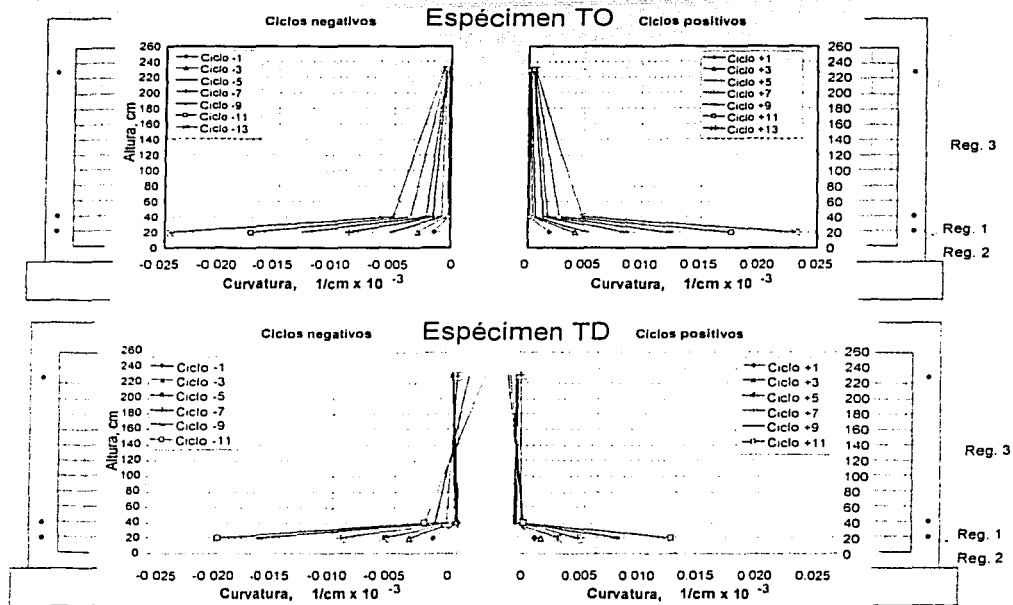


Figura 4.16 Curvaturas de los modelos marco-muro como conjunto

Es notorio también que el espécimen sin recubrimiento de concreto TO exhibe mayores deformaciones (curvaturas) que los especímenes rehabilitados. Esto era de esperarse dada la mayor rigidez a flexión y a cortante debido a la construcción del recubrimiento de concreto sobre el marco con muro diafragma de mampostería. Es interesante notar el cambio de signo en la curvatura en la parte superior de TD. Esto se atribuye a una configuración del tipo "doble curvatura" resultado de la interacción del marco con el muro de concreto en la parte superior del modelo. Es probable que esta interacción sea responsable del daño en las hiladas superiores del muro diafragma.

4.7 DEFORMÍMETROS EN EL ACERO

En el Apéndice B se muestran las gráficas cortante lateral-deformación obtenidas a partir de las lecturas de deformímetros eléctricos adheridos a las barras y alambres de refuerzo. Éstas se presentan ordenadas alrededor de un esquema del espécimen con la identificación de su ubicación. Con esto se logra una máxima simplificación en la presentación de esta gran cantidad de resultados, de modo que rápida y fácilmente se puedan comparar las respuestas entre diversos instrumentos de un mismo espécimen y de los especímenes entre sí. Todas las gráficas se presentan a la misma escala y comparten las líneas de división de los ejes de abscisas y ordenadas. En el eje de las abscisas se grafica la deformación medida por el instrumento, en porcentaje (por ejemplo, para acero grado 42 la deformación nominal de fluencia es 0.002 que se identifica en las gráficas como

0.2 %). Los valores positivos corresponden a alargamientos (barras sometidas a tensión) y los negativos a acortamientos (barras en compresión). En el eje de las ordenadas se usó, para formar la gráfica, la fuerza cortante horizontal aplicada al espécimen. Los ciclos positivos, y por lo tanto, la fuerza cortante considerada como positiva en las gráficas, corresponde a la aplicación de una fuerza horizontal de izquierda a derecha en el esquema del armado de las figuras.

En el Apéndice no se han presentado las gráficas de la totalidad de los instrumentos instalados. Algunos de éstos se dañaron durante el proceso de construcción, especialmente durante los colados; otros instrumentos registraron datos totalmente absurdos o peculiares.

Casi todos los instrumentos registraron deformaciones debajo de la deformación de fluencia por lo que se pueden considerar trabajando en el intervalo de comportamiento elástico-lineal.

La lectura directa de las deformaciones y su asociación con la fuerza cortante aplicada al modelo proporcionan excelente información. Por ejemplo, en la figura 4.17 se presentan tres instrumentos del espécimen TH, colocados en un estribo de la viga (E8), en un estribo de la parte inferior de una columna (E3) y en un alambre horizontal de la malla de refuerzo del recubrimiento de concreto (MH16).

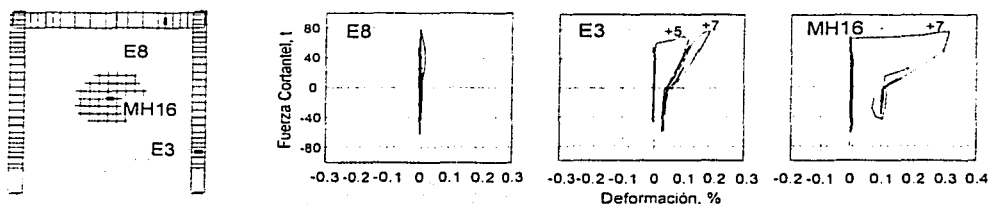


Figura 4.17 Ejemplo de registro en deformímetros del espécimen TH

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

Los instrumentos señalados permanecieron elásticos a pesar de la deformación permanente producida por el agrietamiento. En contraste, se presenta uno de los registros de los instrumentos en la malla más cercanos al centro del muro. Se observa un punto en donde la deformación crece en forma importante (ciclo +7). Cuando el espécimen alcanza su resistencia, el instrumento registra una deformación de 0.003, cercana a la deformación de plastificación de la malla (ver figura A.10 en el Apéndice A). En este caso sí se puede establecer que el alambre se plastificó en esta posición. La deformación residual después de este ciclo se debe tanto a la fluencia como a las grietas abiertas en el recubrimiento de concreto con una pequeña anchura permanente.

TESIS CON
MALLA DE REFUERZO

A continuación se señalan los aspectos más sobresalientes del comportamiento de los tres grupos de instrumentos: en el marco, en la malla electrosoldada y en los anclajes entre recubrimiento y marco-muro diafragma.

4.7.1 Acero de Refuerzo de los Marcos

Del análisis de los instrumentos colocados en el acero de refuerzo del marco de concreto de los cuatro especímenes se identificó un comportamiento similar. En ningún caso se alcanzó la deformación de fluencia, cuyo valor determinado experimentalmente, con base en los resultados de ensayos de materiales presentados en el Apéndice A, fue de 0.0025 para las barras longitudinales en columnas y vigas del no. 8 (2.54 cm de diámetro), y de 0.003 para los estribos hechos con barras del no. 3 (0.95 cm).

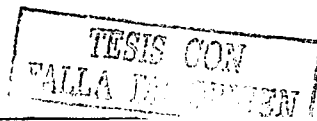
En especial, en el espécimen TO, las deformaciones registradas. (figura B.1 del Apéndice B) fueron consistentes con un comportamiento elástico del acero, y el bajo nivel de agrietamiento registrado en las columnas (grietas menores a 0.2 mm). Por tanto, el marco de concreto resultó con daño mínimo.

La ocurrencia del inicio de la falla en los especímenes con recubrimiento de concreto se puede identificar en muchos de los instrumentos de los marcos. A pesar de que éstos permanecieron por debajo de la deformación de fluencia, se aprecian lazos con histéresis en las curvas que corresponden con la falla así como aumentos notables en las deformaciones (post-resistencia). En especial se aprecia un lazo en las curvas para el espécimen TH.

A través del análisis de varios instrumentos de una región o elemento, se puede interpretar el comportamiento. Por ejemplo, en los instrumentos colocados en las barras longitudinales de las columnas del espécimen TO, se observa claramente cómo, 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. Esto demuestra que las columnas se deformaron por flexión en sus extremos. Además, la rotación que se deduce de esto en la parte superior de las columnas se presenta en dirección contraria a la rotación en la parte inferior. Más aún, estos resultados concuerdan con una deformación en donde las columnas se flexionan en doble curvatura como se presenta en la figura 4.18.

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

A diferencia del espécimen TO cuyas columnas se deformaron en doble curvatura, los instrumentos colocados en las columnas de los especímenes con recubrimiento de concreto (ver figuras B.2 a B.4 del Apéndice B) permiten apreciar un cierto trabajo como conjunto de todo el espécimen. Se presentan aún rotaciones en la parte superior de las columnas evidenciando flexión en doble curvatura, pero se pueden observar parejas de instrumentos a ambos lados de una misma sección, que presentan deformaciones del mismo signo para las columnas a tensión. Esto indica la deformación de toda la columna sometida a tensión congruente con la flexión del conjunto. La deformación de las columnas a tensión se confirma tanto para ciclos positivos como negativos. Sin embargo, la columna opuesta en cada caso, que debería deformarse en compresión pura, muestra



cierta curvatura en la parte inferior de la misma. Una representación esquemática de este comportamiento se muestra en la figura 4.19.

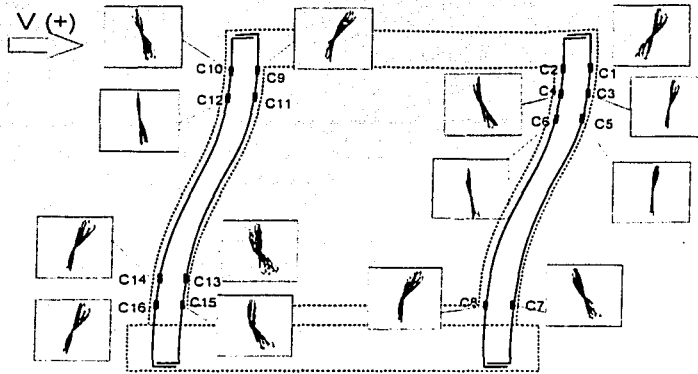


Figura 4.18 Deformación esquemática en las columnas del espécimen TO deducida de los deformímetros

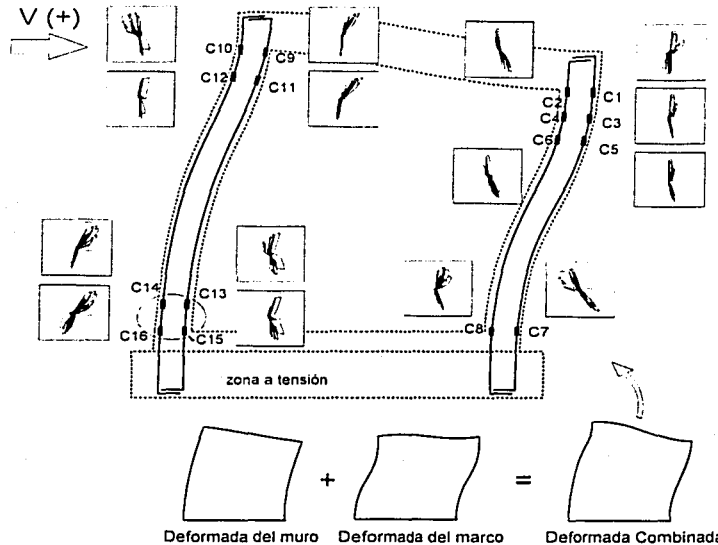


Figura 4.19 Deformación esquemática en las columnas del espécimen TD deducida de los deformímetros

TESIS CON
LLA DE CUBIEN

4.7.2 Malla de Alambre Soldado

En los ensayos a tensión de los alambres de la malla de alambre soldado se observó un comportamiento elástico-lineal hasta aproximadamente una deformación de 0.003. Después de ésta se presentó una pérdida de proporcionalidad y una plataforma plana con la fractura del alambre sin endurecimiento por deformación (ver Apéndice A). La deformación media de fractura fue de 0.01 con esfuerzo último medio de 7450 kg/cm². Este es un comportamiento típico de alambres estirados en frío.

En las figuras B.5 a B.7 del Apéndice B se muestran las lecturas registradas de cada instrumento. Se puede observar que en todos los casos las deformaciones son positivas, es decir, de tensión (si bien existen ligeras incursiones en la zona de compresión). Esto se debe a que el trabajo de los alambres es esencialmente por tensión para mantener cerradas las grietas que se generan. Así, durante un ciclo positivo se abren las grietas en un sentido sometiendo a los alambres a tensión, y durante el ciclo negativo lo más que ocurre es que la grieta se cierre y que la compresión sea tomada directamente por el concreto sin deformar a los alambres.

En general, los puntos con mayores deformaciones se ubicaron cerca del centro del muro. Esto se debe principalmente a que en el centro coinciden los agrietamientos inclinados principales de las dos direcciones y a que estos instrumentos pueden sufrir tanto las acciones de las grietas en ciclos positivos como las de las otras grietas correspondientes a los ciclos negativos.

Se identificaron varios puntos en donde los alambres excedieron a la deformación experimental de fluencia. (mayor que 0.003), lo que en general ocurrió cerca del centro del espécimen (ver figura 4.20). Por otro lado hubo deformímetros que prácticamente no registraron deformación alguna. Conviene comentar que en ocasiones los instrumentos quedan en una zona de concreto sin daño, es decir, que está ubicada entre dos grietas. La adherencia del alambre al concreto, así como el trabajo de los alambres transversales soldados a éste y que constituyen un apoyo contra el concreto, pueden provocar que la deformación medida al centro de una zona de concreto sana sea muy diferente a la que ocurre en y cerca de las grietas. Esto puede ocurrir para el mismo alambre y en secciones a poca distancia entre sí. Sin embargo, los registros obtenidos en los ensayos son útiles para mostrar tendencias suficientemente claras para la interpretación. Se aprecia en la figura 4.20 que no hay una considerable diferencia en el número de instrumentos que registraron deformaciones elevadas, si bien TD y TH muestran unos cuantos más, la diferencia no es considerable.

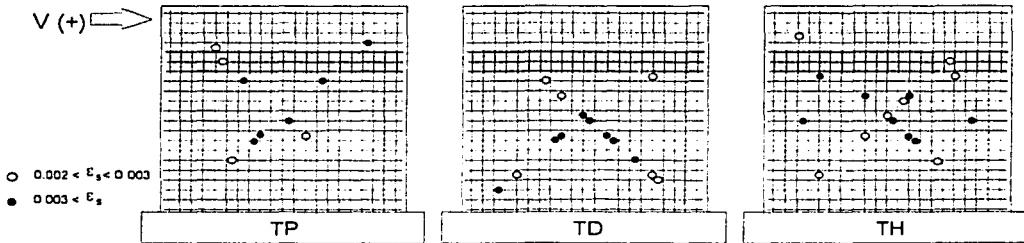


Figura 4.20 Instrumentos que registraron mayores deformaciones en los alambres de las mallas

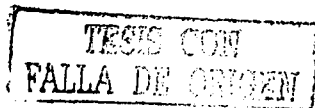
Resta comentar que, aunque algunos instrumentos midieron deformaciones considerables en algunas zonas, no se logró que el refuerzo horizontal alcanzara, en su totalidad, deformaciones elevadas que serían consistentes con la esperada contribución de la malla del muro de concreto. Mucho menos se llevó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

4.7.3 Conectores

Para estimar el trabajo de los conectores, se instrumentaron varios de éstos con un sensor a cada lado del diámetro en la sección que quedaría justo en el plano de contacto entre el recubrimiento y el marco-muro. Se pretendía identificar posibles deformaciones por flexión ante fuerzas horizontales así como identificar fuerzas de extracción normal al plano del muro. Desafortunadamente varios de los instrumentos se perdieron en el proceso de colocación de los anclajes y del colado del recubrimiento. No obstante, las mediciones aportadas por los instrumentos que sí funcionaron, sugieren un comportamiento interesante. Los datos medidos se presentan en la figura B.9 del Apéndice B.

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

Es de gran interés comparar el comportamiento del espécimen TP con el TD (con anclas en la periferia y en el muro diafragma de mampostería). La descripción hecha arriba para los instrumentos en el marco de TP es aplicable para los del marco de TD, pero un hecho salta a la vista: los anclajes colocados en el muro diafragma de mampostería no trabajaron ya que prácticamente no se deformaron. Esto se corrobora en el examen que se realizó después del ensaye y de haber retirado los trozos de bloque sueltos, ya que se encontró que las paredes de los bloques que quedaron en contacto con el recubrimiento de concreto permanecieron firmemente adheridas a éste a pesar de que el resto de la pieza de mampostería hubiera sido totalmente aplastado. Esto se observó en los tres especímenes rehabilitados con el recubrimiento de concreto.



4.8 RESUMEN DEL COMPORTAMIENTO GLOBAL

4.8.1 Modo de Falla

En general, los ensayos en muros de concreto presentados en la literatura permiten identificar tres etapas de comportamiento. En la primera se tiene un comportamiento aproximadamente elástico-línea que es limitado por la aparición del primer agrietamiento inclinado en el muro. La segunda etapa, caracterizada por una reducción en la rigidez lateral, está acotada por la resistencia. Finalmente, si el modo de falla es controlado por cortante, la tercera etapa comprende una curva que presenta una pérdida de resistencia y rigidez. En el caso de una falla controlada por flexión, existirá una etapa intermedia después de la segunda de tipo fluencia, es decir, con rigidez casi nula pero manteniendo la resistencia.

El primer espécimen, TO, presentó un comportamiento lineal hasta la aparición del agrietamiento por corte que siguió las juntas de mortero "en escalera". Hubo muy pequeñas grietas verticales, evidencia de separación entre la mampostería y el marco de concreto. En los posteriores ciclos de carga se formaron nuevas grietas inclinadas aproximadamente 45° en ambas direcciones. Al alcanzarse la resistencia comenzó un proceso de aplastamiento de las paredes de los bloques agrietados, y ubicados en la parte central del muro diafragma de mampostería. El aplastamiento y desprendimiento de las paredes de los bloques aumentó, incluso provocando que las piezas inmediatamente arriba de éstos perdieran soporte y cayeran. Con este daño al centro del muro, el modelo perdió su rigidez lateral drásticamente, sin embargo, el marco de concreto resultó prácticamente intacto. Este es el tipo de falla esperado en marcos con muro diafragma de mampostería con las características del modelo ensayado.

La brusca reducción de la resistencia a carga lateral permite sostener que el modelo había fallado, si bien el marco por sí solo no estaba deteriorado. El ensayo se interrumpió a una distorsión de 0.012 que se puede considerar elevada para este tipo de esquema estructural. Se llevó a este nivel para conocer el comportamiento a altas deformaciones.

Los especímenes TP, TD y TH, que estaban reforzados con un recubrimiento de concreto de 9 cm de espesor y una malla electrosoldada tipo 6x6-4/4, tuvieron un comportamiento muy similar entre sí hasta distorsiones entre 0.004 y 0.005 en donde alcanzaron su resistencia. En especial, se puede afirmar que el comportamiento de los modelos TP y TD fue prácticamente idéntico en cuanto a su modo de falla. En los tres modelos el primer agrietamiento se presentó para distorsiones entre 0.0007 a 0.001 (ver figura 4.10). Posteriormente se formaron más grietas inclinadas en ambas direcciones, tanto en el recubrimiento como en la mampostería. De acuerdo con el análisis de los deformímetros y cotejando con el registro de anchura de grietas medidas se encontró que las grietas, de menos de 1.5 mm, llevaron a la malla electrosoldada a deformaciones ligeramente superiores a la deformación teórica de fluencia en algunos puntos de la parte central del muro (ver figura 4.20). Aún así, el modo de falla no estuvo controlado por un mecanismo de fluencia de la malla como sería deseable, sino por la falla de la conexión entre el recubrimiento y el marco. Se postula que la falla inició cuando se aplastó la parte superior del muro de mampostería, con lo cual la conexión perdió la gran rigidez y resistencia que le proporcionaba el apoyo del muro de bloque contra el marco de concreto a modo de una gran llave de cortante (ver la representación esquemática de la figura 4.21). Una vez aplastada la mampostería, y disminuida la capacidad de transmisión de fuerzas entre el muro diafragma y el marco, la resistencia la tuvo que proporcionar únicamente el sistema de conectores del recubrimiento al marco de concreto, ya sea mediante barras de acero (TP y TD) o mediante los clavos Hilti (TH).

En esta última etapa el comportamiento de los especímenes TP y TD es extraordinariamente parecido y exhiben una caída de resistencia relativamente suave. Esto se contrapuso con el comportamiento del espécimen TH, en donde los clavos conectados a la viga superior y a la parte superior de las columnas se desprendieron produciendo una pérdida abrupta de resistencia.

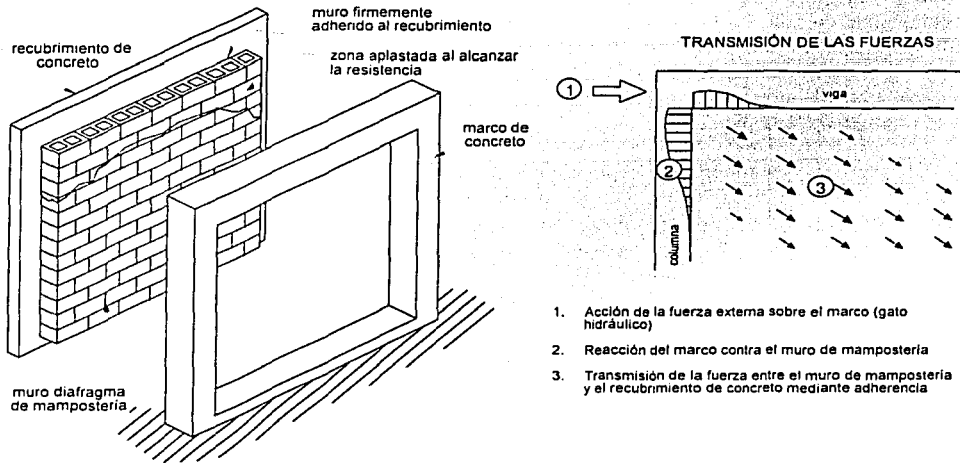


Figura 4.21 Esquema de el trabajo del muro de mampostería como llave de cortante

4.8.2 Degradación de Rigidez

Una de las propiedades más importantes en el proceso de análisis y diseño de este tipo de rehabilitaciones es la estimación de la rigidez lateral inicial de las estructuras. Normalmente el análisis estructural se realiza suponiendo un comportamiento elástico-lineal. En éste, las fuerzas horizontales por efectos sísmicos se reducen mediante factores de comportamiento sísmico que pretenden representar el comportamiento inelástico y la ductilidad que se presentará en la condición última. Sin embargo, además de la rigidez inicial, es de gran importancia estudiar la degradación de la rigidez, tanto en el intervalo elástico como en el inelástico, y tratar de evaluar el efecto que puede tener en la respuesta ante sismos futuros.

La rigidez inicial de un muro se puede obtener mediante el modelo de la columna ancha, en cuyo eje longitudinal (vertical en este caso) se concentran las propiedades de la sección (área, momentos de inercia) del muro. Por otro lado, la rigidez de un marco con muro diafragma de mampostería se puede calcular a partir de un modelo de un marco arriostrado por una diagonal equivalente. Este último se discutió en el capítulo 2.

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

$$K = \left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA_0} \right)^{-1} \quad (4.3)$$

donde

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

En el caso del espécimen TO, la rigidez se calculó también a partir del modelo del marco con diagonal equivalente. En la tabla 4.1 se compara la rigidez teórica calculada con valores nominales y medidos de las propiedades de los materiales con la rigidez inicial experimental. Se anotan dos rigideces experimentales, la secante calculada entre el origen y el pico del primer ciclo positivo, y la rigidez de ciclo del ciclo 1.

Tabla 4.1 Comparación entre rigideces teórica y experimental

| Espécimen | $K_{teórica (1)}$, t/cm | $K_{teórica (2)}$, t/cm | $K_{exp. secante}$, t/cm | $K_{exp. de ciclo}$, t/cm | Notas |
|-----------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------|--|
| TO | 44.8 24.3 34.4 | 44.1 23.9 64.1 | 78.8 | 73.8 | columna ancha columna ancha, Bazán diagonal equivalente Bazán |
| TP | 298.5 | 326.6 | 372.2 | 319.5 | columna ancha |
| TD | 298.5 | 330.0 | 315.0 | 297.9 | columna ancha |
| TH | 298.5 | 292.1 | 255.0 | 253.4 | columna ancha |

La rigidez teórica 1 se calculó con las propiedades nominales de los materiales. Este es el valor que se obtendría en un diseño real antes de la construcción. Por otro lado, la rigidez teórica 2 se calculó con las mismas expresiones que la 1 (ec. 4.3), pero se usaron las propiedades reales medidas en los ensayos de materiales incluidos en el Apéndice A. Estas propiedades fueron el módulo de elasticidad del concreto tomado de su gráfica esfuerzo-deformación, módulo de elasticidad de las pilas de mampostería, y módulo de rigidez a cortante de muretes de mampostería.

Para el cálculo con el modelo de la columna ancha se usó la ecuación 4.3, y transformando la sección de mampostería a concreto. El cálculo indicado como columna ancha-Bazán es similar, pero el área de cortante se redujo según los criterios presentados en el capítulo 2, ecuaciones 2.7 a 2.11 (Bazán y Meli, 1998). Finalmente, para el marco con muro diafragma, se aplicó la modelación con el método de la diagonal equivalente usando la anchura efectiva propuesta también por Bazán (ec. 2.12).

Comparando la rigidez teórica usando propiedades nominales con la rigidez experimental secante se observa que en el caso de los muros con recubrimiento de concreto se tienen errores de sobrestimación generalmente de hasta 20 por ciento. Para el marco con muro diafragma, TO, la mejor aproximación fue con el método de la diagonal equivalente y con propiedades reales de los materiales. Se debe recordar que la rigidez reducida (columna ancha-Bazán) y la diagonal equivalente intentan modelar la rigidez degradada de una estructura con cierto nivel de deformación, para el cual ya se tenga una separación entre marco y muro (ver fig. 2.10).

Por otro lado, se observa para TP, TD y TH una concordancia aceptable en la rigidez lateral experimental con la teórica a partir de propiedades reales. En todos los casos la rigidez experimental secante al primer pico fue superior que la secante del ciclo completo.

Una forma de presentación de la variación de la rigidez a lo largo de un ensaye es mediante la degradación de rigidez de ciclo que se muestra en la figura 4.22. Ésta se define como la pendiente de una recta que une los picos de carga, positivo y negativo, de un mismo ciclo. Se acostumbra graficarla contra la distorsión máxima alcanzada en el ciclo de carga correspondiente.

De la figura 4.22 se puede observar cómo los tres especímenes con recubrimiento de concreto tienen una misma tendencia a degradación parabólica. Este tipo de gráfica es similar a la obtenida en ensayos de sistemas a base de muros, en donde, para pequeñas distorsiones, se tiene una caída importante de la rigidez. En efecto, se puede apreciar cómo, para una distorsión de 0.001, la rigidez del primer ciclo se ha degradado en un 40 a 50 por ciento, y para distorsiones entre 0.004 y 0.005, que es donde se presentó la resistencia de los modelos, la rigidez había caído ya en un 80 por ciento.

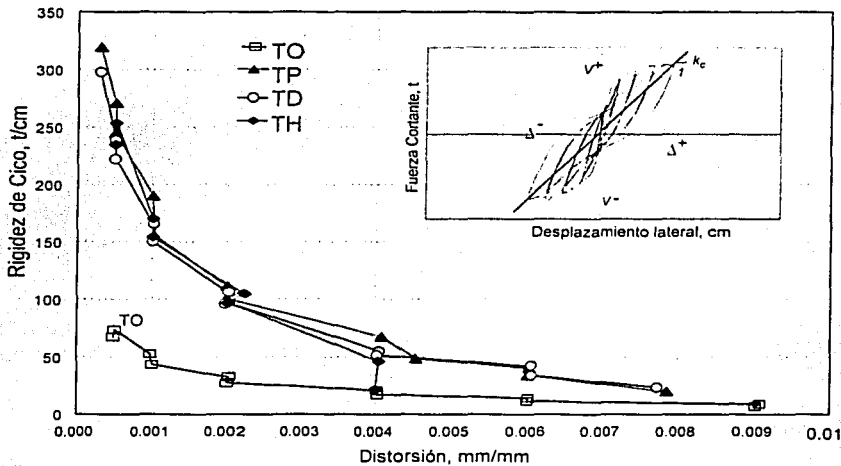


Figura 4.22 Degradación de rigidez de ciclo

4.8.3 Resistencia

En este trabajo, la resistencia se define como la fuerza horizontal máxima aplicada a los especímenes. Esta se presentó, para los ciclos positivos, para valores de 27.9, 84.5, 77.4 y 78.3 t (274, 829, 759 y 768 kN), para los especímenes TO, TP, TD y TH, respectivamente. La predicción de la resistencia se hizo en el capítulo 4 (sección 3.3) resultando de 69.7 t (684 kN) y se señala en la gráfica de envolventes de la figura 4.10. En dicho apartado se calculó la resistencia con las propiedades nominales de los materiales considerando el muro diafragma de mampostería para el espécimen TO, y la contribución de mampostería, recubrimiento y armado del recubrimiento para los otros tres modelos.

Se puede ver en la figura 4.10, presentada anteriormente en este capítulo, que las ecuaciones de diseño predijeron adecuadamente la resistencia del espécimen TO si se acepta ésta como la asociada al agrietamiento inclinado. En las expresiones de cálculo se predice el agrietamiento inclinado y no se considera la sobrerresistencia del sistema. Eventualmente el sistema puede fallar por aplastamiento de la mampostería o por cortante-compresión de las columnas.

En cuanto a los muros con recubrimiento de concreto, en la sección 4.8.1 se discutió que el modo de falla observado fue diferente del supuesto. Cabe recordar que éste consideraba la plastificación del refuerzo del recubrimiento. La falla de TP, TD y TH, se caracterizó por la incapacidad de transmisión de carga a través de los conectores, que se vio antecedida por un aplastamiento de las hiladas superiores de la mampostería.

La fuerza cortante teórica de agrietamiento se puede estimar como la suma de la contribución de la resistencia a tensión diagonal del recubrimiento de concreto más la contribución del muro diafragma de mampostería, sin considerar la participación de la malla de refuerzo ya que para esta distorsión la deformación de los alambres era casi nula. Este cálculo arroja un valor de 47.6 t. Lo anterior se puede comparar favorablemente con las cortantes medidas de agrietamiento que fueron de 58.8, 49 y 52.3 t para los modelos TP, TD y TH, respectivamente.

En las envolventes de la figura 4.10 es evidente que la resistencia teórica se sobrepasó en los especímenes con recubrimiento de concreto. Sin embargo, el comportamiento después de alcanzada la resistencia no fue el más deseable debido al poco anclaje ante fuerzas de extracción proporcionado a los conectores. Por lo tanto, según lo observado y medido, se puede confiar en las expresiones de diseño de los reglamentos como las aplicadas aquí, pero esto implica necesariamente que se garantice tanto en diseño como en construcción la correcta conexión entre el recubrimiento de concreto y la estructura original, en especial con los elementos del marco de concreto reforzado.

Conviene aquí recordar que el diseño de los conectores se realizó con base en las conclusiones de ensayos de anclajes presentados en el capítulo 3. En éste se concluyó que la adherencia entre mampostería y concreto tenía una participación importante, y se aceptó, conservadoramente, una resistencia por dovela dada por las barras que conectan la estructura original con el muro de concreto calculada a partir de la ecuación 3.11 que se reproduce aquí:

$$V_n = 0.55 A_s f_y \quad (4.4)$$

De esta expresión, en el caso de los modelos TP y TD, se colocaron 20 conectores del no. 4 (1.27 cm de diámetro) en el marco de concreto, con una resistencia nominal $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se consideró que esto proporcionaba una resistencia total de $0.55 (1.27) (4.2) = 59 \text{ t}$.

Otro criterio de diseño que se revisó se basa en la teoría de cortante por fricción. Si bien la ecuación es similar a la anterior, el coeficiente difiere (ver ec. 2.1). Este coeficiente es función de la fricción entre las superficies a conectar. De hecho, en algunos reglamentos se recomienda un coeficiente de fricción de 1.0 para concreto nuevo colocado contra concreto endurecido, con cierta rugosidad (DDF, 1996; ACI, 1995). Es importante recalcar que dicho criterio implica que las barras trabajan a tensión, de modo que se requiere un correcto anclaje.

Los conectores a base de clavos Hilti se distribuyeron en un arreglo aceptable desde el punto de vista constructivo, con conectores a cada 30 cm en columnas y viga superior y a cada 45 cm en

el panel de mampostería. Se colocaron 38 clavos contra el concreto y 41 contra la mampostería. Con las resistencias teóricas y experimentales presentadas en la tabla 3.6 del capítulo 3 se estimó una resistencia total a cortante de 12.8 t a partir de los valores teóricos obtenidos del fabricante (Hilti, 19..) y de 28.7 t a partir de la resistencia experimental del capítulo 3. Se consideró quizá optimistamente, que la contribución de la adherencia entre recubrimiento y mampostería podría proporcionar la resistencia faltante a la conexión. Efectivamente, la resistencia del espécimen fue comparable con la de los modelos conectados mediante barras, pero después de ella, los conectores colocados en el marco de concreto fueron insuficientes para mantener un comportamiento dúctil.

Como se indicó en 4.8.1, en los tres casos de estructuras rehabilitadas se verificó que la zona del muro donde los conectores resultaron más solicitados fue la parte superior del espécimen, es decir, en la viga y, en su caso, en hiladas superiores de mampostería. Esto se verificó al observar cuál de las anclas instrumentadas registraba primero las demandas de deformación, y de la observación de la separación y condición final entre el recubrimiento y el marco, comparando entre la zona de la viga y la parte inferior de las columnas.

4.8.4 Energía Disipada

Un parámetro que permite calificar el comportamiento no lineal de diferentes elementos o sistemas estructurales lo constituye la energía que se disipa mediante diversos mecanismos asociados al daño en el sistema y en sus materiales. La energía disipada es proporcional al área dentro de las curvas de histéresis de fuerza cortante contra desplazamiento y tiene unidades de trabajo (fuerza por desplazamiento, t-cm).

En la figura 4.23 se presentan las curvas de energía disipada acumulada ciclo a ciclo graficadas contra la distorsión máxima registrada en el ciclo correspondiente. En ésta los saltos verticales en las líneas se deben a la repetición de ciclos a la misma distorsión. Se puede apreciar cómo los tres modelos con recubrimiento de concreto poseen un comportamiento similar hasta una distorsión de 0.002.

En todo el ensaye, los especímenes TP y TD tuvieron un comportamiento casi idéntico, pero la energía disipada del espécimen TH, entre 0.002 y 0.004 de distorsión, difiere de la de los otros especímenes. Esto está asociado a la amplitud de los lazos de histéresis en los ciclos de carga correspondientes. La diferencia estriba en que los modelos TP y TD presentaron la separación entre el recubrimiento de concreto y el marco a menores deformaciones, mientras que en el modelo TH se mantuvo en contacto la parte inferior del recubrimiento contra el marco hasta el final del ensaye. Este factor provocó un ligero estrangulamiento en los ciclos de histéresis cerca del origen de la gráfica provocando una menor área dentro de las curvas en los especímenes TP y TD. Lamentablemente no fue posible comparar la energía disipada con la de TH para altas distorsiones debido a la falla de este último.

TESIS CON
FALLA DE ENSAYO

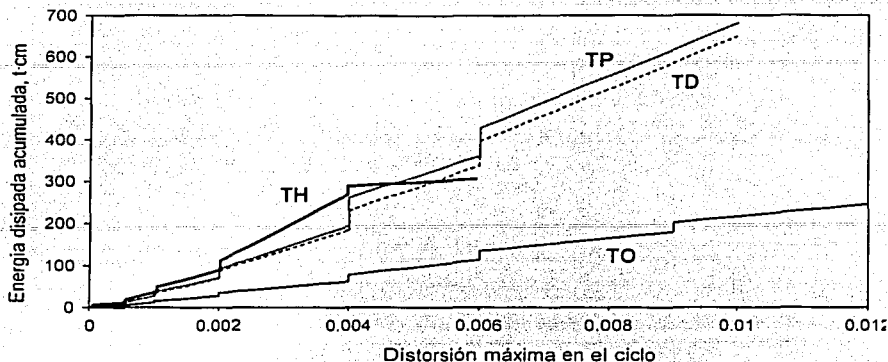


Figura 4.23 Energía disipada acumulada de los modelos

En este aspecto es importante señalar que, además de alcanzar una cierta resistencia y de lograr una capacidad de deformación dada, la respuesta se puede calificar en términos de la energía disipada. En efecto, a mayor energía disipada, mayor será el amortiguamiento inelástico que el sistema ofrezca, lo que puede producir menores respuestas ante sollicitaciones dinámicas. En vista de esto, el anclaje no sólo deberá aportar la conexión necesaria para alcanzar una resistencia determinada, sino para proporcionar una rigidez tal que el mecanismo de falla de toda la estructura sea dúctil así como que exhiba una alta disipación de energía.

Esto se logra con una conexión diseñada para evitar cualquier separación entre recubrimiento y la estructura, para lo cual se puede recurrir al criterio de cortante por fricción o bien al de la ecuación 4.4, siempre y cuando se garantice una colocación adecuada en obra tal que cada conector pueda desarrollar su resistencia a la tensión.

4.8.5 Capacidad de Deformación

El último aspecto a tratar en este estudio es el relacionado con la capacidad que tiene el sistema estructural para verse sometido a altas deformaciones inelásticas manteniendo un cierto nivel de carga. Se ha mencionado ya que los modelos ensayados exhibieron tres etapas de comportamiento: la primera aproximadamente elástica lineal hasta el primer agrietamiento inclinado, una etapa entre el agrietamiento y la resistencia (fuerza cortante máxima), y una caída de la resistencia y rigidez después de alcanzado este máximo.

El modelo de control, TO, presentó el primer agrietamiento inclinado para una distorsión de 0.0005; mientras que en los especímenes con recubrimiento de concreto ocurrió para distorsiones entre 0.0007 y 0.001. Por otro lado, la resistencia se presentó, en el modelo TO para una distorsión de 0.006, mientras que para los otros tres especímenes se dio entre 0.004 y 0.005.

Un criterio para determinar la distorsión última es tomar la distorsión asociada a una caída de resistencia del 20 por ciento; esto es, para un cortante en la envolvente de respuesta igual al 80 por ciento de la resistencia alcanzada, en la tercera etapa de comportamiento. En la tabla 4.2 se

resumen los valores de fuerzas cortantes para los eventos señalados, así como las distorsiones asociadas.

Tabla 4.2 Fuerzas cortantes y distorsiones asociadas

| Espécimen | V_{agr}, t (dist., mm/mm) | V_{max}, t (dist., mm/mm) | $0.8 V_{max}, t$ (dist., mm/mm) |
|-----------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|
| TO | 11.4 (0.0005) | 27.9 (0.006) | 22.3 (0.0119) |
| TP | 58.8 (0.001) | 84.5 (0.0041) | 67.6 (0.0085) |
| TD | 49.0 (0.001) | 77.4 (0.0052) | 62.0 (0.0113) |
| TH | 52.3 (0.0007) | 78.3 (0.004) | 62.6 (0.0059) |

Se puede apreciar que el espécimen TH tuvo la menor capacidad de deformación (menor distorsión última), debido a la falla de los conectores después de alcanzar la resistencia. Por lo anterior, el uso de este tipo de anclaje, en la cantidad usada, es recomendable sólo en donde no se requiera una alta capacidad de deformación inelástica. En caso contrario, se debe considerar el uso de conectores más robustos y en mayor número. En contraste, el uso de barras de acero garantiza un comportamiento dúctil siempre y cuando se garantice la correcta colocación de los conectores.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentan, en forma breve y concisa, las conclusiones a las que se llegó en el presente estudio, así como las recomendaciones para fines de análisis, diseño y construcción. Los resultados obtenidos serán aplicables al tipo específico de estructuración y materiales usados en este trabajo.

5.1 CONCLUSIONES

5.1.1 Ensayes de Anclajes

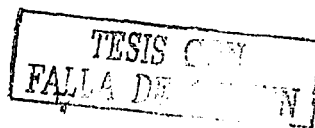
De los resultados del programa de ensayos de anclajes en muretes de 80 x 80 cm se llegó a las conclusiones presentadas al final del capítulo 3, mismas que fueron consideradas para el diseño de los modelos marco-muro de la segunda etapa de este estudio. Un resumen de dichas conclusiones es el siguiente.

En anclajes entre recubrimientos de concreto y las piezas de mampostería usadas en este estudio (bloques huecos de concreto) la adherencia entre estos materiales resultó ser el principal factor en la resistencia a esfuerzos cortantes en el plano de contacto.

Si, desde un punto de vista conservador, no se considera la participación de la adherencia en la resistencia de los conectores entre recubrimiento de concreto y muro de mampostería, entonces la resistencia de dichos conectores puede ser calculada mediante expresiones simples (ver capítulo 3). El uso de placa y tuerca en la parte posterior del muro no afectó de modo alguno el comportamiento de la conexión. De aquí se recomienda no colocar conectores con placa y tuerca ya que, además de ser costosos, no contribuyen al comportamiento. Sin embargo, el comportamiento mejora si las barras atraviesan las piezas (sin sobresalir), ya que al apoyarse la barra sobre las paredes laterales del bloque, se reducen los esfuerzos aplicados sobre la mampostería y se retrasa el aplastamiento local.

Los conectores tipo Hilti se instalan más fácil y rápidamente. La relación entre el costo por conector y la carga resistida hacen muy competitiva esta técnica de anclaje. Sin embargo, una vez alcanzada la resistencia, esta conexión falla en forma abrupta. En contraste, el uso de barras de acero ancladas con resina epóxica proporcionan un comportamiento dúctil para grandes demandas de deformación.

La resistencia de barras de acero como conector entre concreto nuevo y concreto endurecido puede calcularse considerando el criterio de cortante por fricción, siempre y cuando se proporcione un anclaje adecuado a los conectores de tal forma que puedan desarrollar su resistencia a tensión. Como alternativa se puede calcular la resistencia por cortante directo en el conector con la ecuación 3.11.



5.1.2 Uso de bloques huecos de concreto

Para este estudio se adquirieron bloques huecos de concreto buscando que fueran representativos del material más común en el mercado. De esta manera se adquirieron piezas de $15 \times 20 \times 40$ cm con espesor de pared de 3 cm. Cuando un diseñador considera el uso de bloques de concreto normalmente asume que se tratan de piezas tipo pesado, ya que son de las cuales las normas de mampostería, como las del reglamento de construcciones del D.F., proporcionan valores indicativos de resistencia.

Sin embargo, cuando se determinó el peso volumétrico y la resistencia a compresión resultaron valores de 1.75 t/m^3 y 46 kg/cm^2 , respectivamente. El peso volumétrico se encuentra entre las fronteras de piezas tipo intermedio y tipo pesado; sin embargo, la resistencia a compresión está claramente por debajo de la esperada aún para piezas intermedias (ver tabla 2.1).

Si bien el peso está relacionado con la resistencia, es también cierto que al disminuir el contenido de cemento en su fabricación, además de bajar el costo, se baja la resistencia de las piezas. Este es un problema que se ha venido detectando en años recientes (Hernández, 1999).

Es obvio que para uso estructural es recomendable el uso de piezas tipo pesado, ya que no solamente la resistencia sino la impermeabilidad y el control en general de su fabricación favorecen la calidad final de la obra. Otra ventaja de contar con piezas tipo pesado es que es factible hacer uso de valores índice de resistencia que incluyen las normas de mampostería. Sin embargo, para obras importantes lo más recomendable es hacer ensayos de laboratorio para determinar las propiedades reales del material.

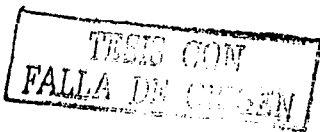
En todo caso las piezas de tipo intermedio o incluso ligero pueden ser convenientes según el uso que se les requiera, como puede ser en muros divisorios o no estructurales, o donde no se requiera alta resistencia ni impermeabilidad, pero siempre y cuando se pueda contar con valores confiables de sus propiedades que el estructurista pueda tomar en cuenta en el diseño.

5.1.3 Ensayes de los Modelos Marco-Muro

De la comparación entre el comportamiento del modelo de control TO y los tres especímenes con recubrimiento de concreto, es evidente el incremento en rigidez y resistencia que aporta esta técnica de rehabilitación.

La predicción de la rigidez inicial fue adecuada si se considera a los especímenes reforzados con el recubrimiento de concreto, como una columna ancha. Para el marco con muro diafragma la mejor estimación de la rigidez inicial se obtuvo con el método de la diagonal equivalente (ver capítulo 2).

La resistencia al agrietamiento para el marco con muro diafragma de mampostería se predijo adecuadamente usando la expresión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (DDF, 1995); sin embargo, existe una reserva de resistencia no considerada que se agota cuando se llega al aplastamiento de la mampostería o a la falla por cortante de las columnas confinantes (en TO fue del 144 por ciento). En cuanto a los modelos reforzados con recubrimiento de concreto, la estimación de la carga de agrietamiento con las expresiones de diseño, considerando tanto la contribución a tensión diagonal del recubrimiento de concreto y la del muro de mampostería fue satisfactoria. Por lo anterior, despreciar la



contribución del muro de mampostería constituye una estimación conservadora de la resistencia de la estructura reforzada.

En el caso de una estructura con muros severamente dañados por sismo o sentamientos diferenciales, esta técnica es aplicable. Pero en este caso, ya que la contribución del recubrimiento y del acero de refuerzo es muy superior a la resistencia residual de la mampostería agrietada, es conveniente despreciar totalmente a la misma en el cálculo. Admitir un muro dañado como cimbra perdida es posible dependiendo del tipo e intensidad del daño. Agrietamientos diagonales o en escalera por las juntas pueden ser admitidos, pero no así el tener zonas del muro con aplastamiento de las piezas. En este caso se recomienda realizar primero una reparación local (relleno de boquetes o sustitución de piezas) y después continuar con la rehabilitación.

A pesar de que la fuerza cortante máxima aplicada a los especímenes rehabilitados sobrepasó la resistencia estimada, el tipo de falla presentado no fue el considerado en el criterio de diseño. Esto es, para el diseño, se consideró una falla por cortante del muro de concreto que implicaba la plastificación, e incluso fractura, de los alambres de la malla de refuerzo. En contraste, la falla inició con el aplastamiento del muro de mampostería, no obstante que éste permaneció firmemente adherido al recubrimiento de concreto. Una vez aplastada la parte superior del muro diafragma, se afectó su contribución a la resistencia y rigidez. Es decir, antes del aplastamiento, el muro diafragma funcionaba como una gran llave de corte que transmitía las demandas de corte del marco al recubrimiento de concreto; una vez dañado, este mecanismo perdió eficacia. Aún más, las demandas se concentraron en la serie de conectores instalados en la viga del marco. Aquéllas fueron excesivas y provocaron el desprendimiento notable del recubrimiento de concreto con respecto de la estructura original.

Debido a la gran adherencia entre el recubrimiento de concreto y el muro de mampostería, el comportamiento de los especímenes TP y TD fue prácticamente idéntico, por lo que los anclajes colocados en la mampostería del espécimen TD no influyeron en la resistencia ni en la capacidad de deformación. Esto fue confirmado al examinar los deformímetros colocados en algunos conectores ya que los registros de deformaciones de los anclajes colocados en el muro de mampostería mostraron un trabajo nulo. La zona más demandada de los conectores fue a nivel de la viga superior.

El espécimen reforzado con conectores Hilti alcanzó una resistencia similar a los otros especímenes rehabilitados; sin embargo, la falla en forma repentina por aplastamiento de la mampostería y desprendimiento de los clavos, afectó negativamente las capacidades de deformación y disipación de energía y provocó una pérdida rápida de la resistencia del modelo.

5.2 RECOMENDACIONES

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

De este estudio se determinó que no es necesario usar conectores sobre el muro diafragma de mampostería más que con fines de facilitar el armado y colado del recubrimiento de concreto.

Según los resultados de los modelos rehabilitados, la cantidad de conectores colocada, ya sea en el marco perimetral solamente o distribuidos en el marco y muro diafragma, no fue suficiente para que la malla de refuerzo del muro de concreto alcanzara deformaciones plásticas como era deseable. Esto indica que cualquier criterio que se siguiera para determinar el número de conectores daría resultados insatisfactorios, si se supusiera que la cortante de diseño fuera resistida por los conectores dispuestos como se señaló. Con base en los registros de deformación de los conectores, es claro que aquellos colocados cerca de la base del marco fueron poco solicitados, y no así los instalados a lo largo de la viga superior. Debido a la interacción entre las deformaciones del muro de concreto y del marco-muro diafragma, se producen concentraciones de esfuerzos en la viga superior que no son previstas en el diseño. Todo lo anterior sugiere la conveniencia de sobre-reforzar el mecanismo de conectores, siguiendo el principio de diseño por capacidad, de modo de evitar su falla. Para ello, se recomienda que el sistema de conectores sea capaz de resistir cuando menos 1.5 veces la fuerza cortante de diseño. Se sugiere que en la viga superior se coloquen conectores en cantidad y tamaño tales que puedan resistir al menos el 100 por ciento de la fuerza de diseño. El 50 por ciento adicional deberá ser resistido por conectores colocados en las columnas de la estructura marco-muro diafragma.

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

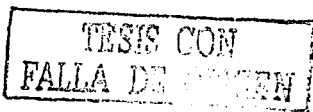
Dada la importancia ya señalada de diseñar un sistema rígido y resistente de conectores entre la estructura original y el muro de concreto, resulta indispensable cuidar el procedimiento de instalación. Así, en caso de usar anclajes entre concreto nuevo y antiguo en forma de barras de acero instaladas en barrenos mediante resina epóxica, se deberán seguir las siguientes recomendaciones:

- Realizar las perforaciones con un diámetro superior al de las barras. Se recomienda que sea del orden de 3 a 5 mm mayor.
- Limpiar perfectamente la perforación mediante escobillón y soplador (evitar usar compresor que puede introducir partículas de aceite disueltas en el aire).
- Introducir la resina epóxica, que cumpla con los requisitos de la norma NMX-C-237 (SECOFI, 1985b), mediante una boquilla que la coloque hasta el fondo de la perforación.
- Instalar las barras girando al tiempo de introducir las hasta llegar a la profundidad especificada. Al final de esta operación deberá salir una pequeña porción de la resina.

No es correcto impregnar la barra con resina e introducirla en el barreno, ya que lo que se logra es que la resina no penetre en la perforación, con la consecuente disminución de la rigidez, resistencia y capacidad de deformación del ancla.

- La profundidad de los anclajes deberá garantizar que desarrollen su resistencia a la tensión (ver capítulo 2).

Se recomienda considerar el uso de conectores tipo Hilti o similar instalados por detonación de cartuchos de pólvora. El rendimiento en su instalación, así como su costo por resistencia al corte, los hace ser más competitivos que los conectores adheridos. Al igual que los adheridos, se deben diseñar con diámetros y profundidades tales que proporcionen una conexión rígida. Los recientemente ensayados por Choi et al. ofrecen esta solución (Choi, 1999 a y b).



5.3 ESTUDIOS FUTUROS

Dentro de este tipo de soluciones de rehabilitación, el CENAPRED recomienda:

- Evaluar el comportamiento de estructuras originales similares a las aquí estudiadas, reforzadas con muros de concreto con los anclajes usados por Choi et al.
- Estudiar analíticamente la respuesta de centrales telefónicas típicas rehabilitadas con la técnica evaluada en este informe. Los modelos analíticos de comportamiento se construirán a partir de los resultados experimentales. El modelo del edificio se analizará, paso a paso, ante diferentes tipos de sismos, característicos de varias regiones con distintos peligros sísmicos del país. Este ejercicio permitirá extender las conclusiones desarrolladas y, sobretodo, conocer el nivel de seguridad con que cuentan las centrales telefónicas.
- Entender el efecto que los sismos de intensidad variable que ocurren frecuentemente en las costas del Pacífico tienen en la degradación de las propiedades estructurales, especialmente la rigidez lateral. Se hará énfasis en los estados límite de servicio y de falla.
- Verificar experimentalmente el comportamiento de otras de las técnicas de rehabilitación usadas por AC-Telmex. En particular aquéllas cuyo desempeño dependa de conexiones complejas, peculiares, o altamente esforzadas.
- Evaluar la conveniencia del uso de malla electrosoldada y aplanado de mortero de menos de 4 cm como técnica de rehabilitación de estructuras que no requieran un alto incremento en resistencia y rigidez.
- Evaluar el efecto que tienen los tipos de solución empleados en las demandas de velocidad inducidas en el equipo telefónico por un sismo. Son las altas velocidades las que afectan mayormente al contenido e instalaciones de edificios.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

APÉNDICE A

RESULTADOS DE ENSAYES DE MATERIALES

A.1 PIEZAS DE MAMPOSTERÍA

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

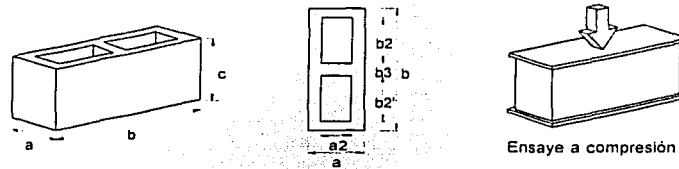


Figura A.1 Dimensiones de las piezas de bloque hueco de concreto

Tabla A.1 Características de los bloques de concreto

| Dimensiones medias, cm | | | | | | Relación área bruta/ área neta | Peso vol. bruto, kg/m ³ | Peso vol. neto, kg/m ³ | Esfuerzo bruto f_p kg/cm ² | Esfuerzo neto, kg/cm ² |
|------------------------|------|------|-----|------|-----|--------------------------------------|--|---|---|---|
| a | b | c | a2 | b2 | b3 | | | | | |
| 14.8 | 39.7 | 19.6 | 8.6 | 15.3 | 3.2 | 0.55 | 960 | 1745 | 45.8 | 82.7 |

Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

Para determinar las dimensiones y peso volumétrico se usó una muestra de 20 piezas; para los ensayos de compresión se probaron 12 piezas. Las piezas que se probaron a compresión se cabecearon previamente con azufre. Los coeficientes de variación fueron cercanos al 1 por ciento para las dimensiones y pesos, y de 33 por ciento para las resistencias ($c_p = 0.33$). Siguiendo lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (DDF, 1995), el esfuerzo de diseño se calculó con la ecuación A.1, con lo que resulta $f_p^* = 24.9$ kg/cm² (2.44 MPa).

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

Debido a su peso volumétrico neto de 1745 kg/m³, se encuentran en el límite entre bloques tipo intermedio y tipo pesado (ver sección 2.2), sin embargo, la resistencia a compresión es notoriamente baja, por lo que conviene clasificarlos como de tipo intermedio. Si por otro lado usamos la resistencia para clasificarlos conforme a la norma NMX-C-010, corresponderá al tipo RBH-40 (apenas superior a 40 kg/cm²). La discusión de la calidad de las piezas se presentó en el capítulo 2.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

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

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

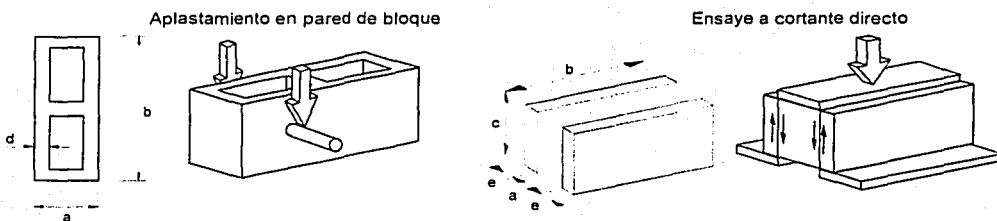


Figura A.2 Pruebas de aplastamiento de la pared del bloque y prueba de cortante directo entre piezas y aplanado

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

A.2 AGREGADOS

Se determinó la distribución granulométrica de la grava y arena usadas en el concreto hecho en obra para las columnas y vigas, así como para el mortero. En la figura A.3 se muestran las curvas. En la misma figura se ubican barras verticales que indican el porcentaje que marca la norma NMX-C-111 (SECOFI, 1988); se observa que no está de acuerdo con la norma ya que la arena resulta demasiado gruesa y la grava tiene mucha arena. Estos materiales al igual que los otros usados en este estudio fueron adquiridos del mercado común, siendo representativos de las obras que se realizan cotidianamente en nuestro medio.

TESIS CON
FALLA DE CALIDAD

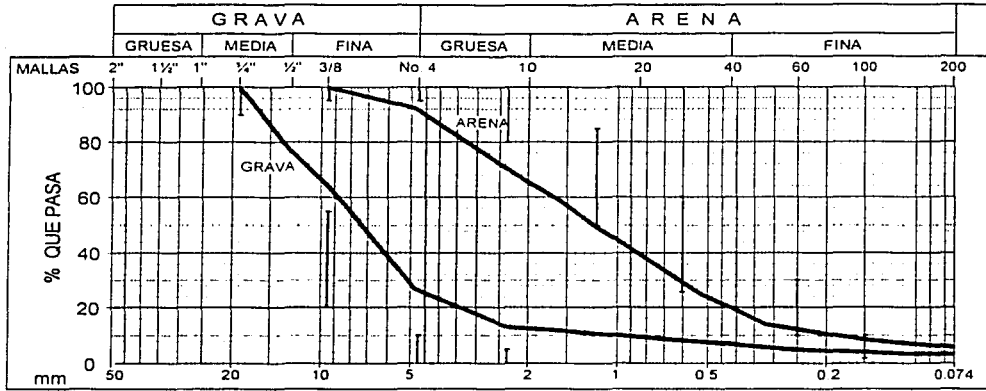


Figura A.3 Curvas granulométricas de los agregados

A.3 ENSAYE DE COMPRESIÓN DIAGONAL EN MURETES

Se realizó el ensayo a compresión diagonal de muretes de mampostería, para el cual se adaptó un marco de carga y un arreglo de instrumentos tal como se muestra en la figura A.4. Para dicho ensayo se construyeron y probaron cinco muretes de tres hiladas, de una pieza y media cada una. El objeto de esta prueba fue determinar la resistencia a compresión diagonal, v_m , y el módulo de rigidez al corte, G_m .

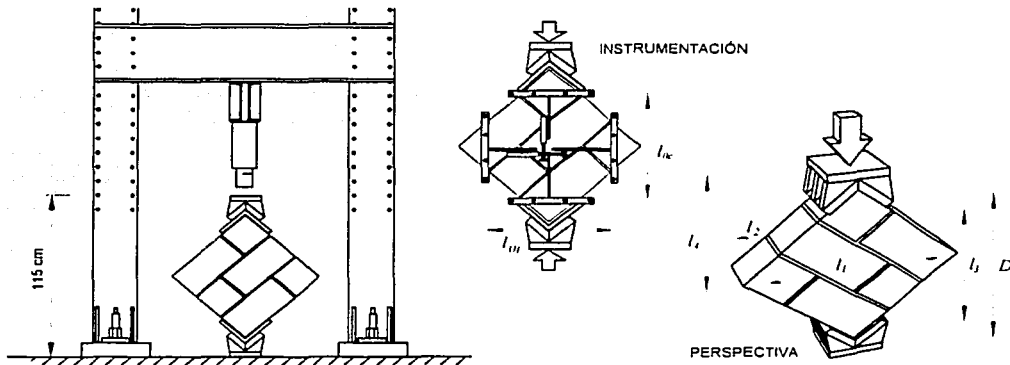
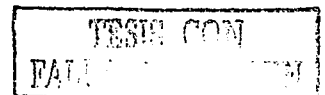


Figura A.4 Marco de carga para ensayos de muretes

Aunque el modo de falla común fue la separación de las piezas por adherencia, formándose una grieta en escalera siguiendo las juntas, los resultados obtenidos se caracterizaron por la gran



dispersión mostrada. Tales resultados se presentan detalladamente en la tabla A.2. El esfuerzo cortante resistente de diseño v^* , se calculó utilizando la ecuación A.2 (DDF, 1995).

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

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

$$G_m = \frac{\tau_1 - \tau_2}{\gamma_2 - 0.00005} \quad (A.3)$$

donde

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

Se aprovecharon los muretes para pesarlos y establecer un peso por metro cuadrado de muro en elevación de 150 kg/m².

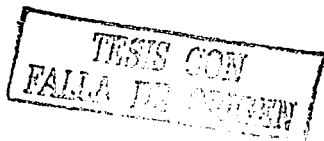
Tabla A.2 Resultados de ensayos de muretes a compresión diagonal

| Murete | Dimensiones, cm | | | | | | Área diag. A = t D, cm ² | Edad días | Carga, kg | Esf. Cortante, v, kg/cm ² | Módulo de cortante, G _m , kg/cm ² | G _m /v |
|---------------------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|------|------|---|--------------|--------------|---|--|-------------------|
| | l ₁ | l ₂ | l ₃ | l ₄ | D | t | | | | | | |
| 1 | 64.0 | 65.0 | 65.0 | 66.0 | 84.0 | 14.8 | 1240.8 | 31 | 1760 | 1.42 | 1540 | 1086 |
| 2 | 65.5 | 65.0 | 65.0 | 65.0 | 83.0 | 14.8 | 1226.1 | 31 | 5910 | 4.82 | 4480 | 929 |
| 3 | 63.5 | 63.0 | 64.7 | 65.0 | 83.0 | 14.8 | 1226.1 | 34 | 1960 | 1.60 | 1260 | 787 |
| 4 | 64.0 | 64.0 | 63.5 | 63.5 | 82.5 | 14.8 | 1218.7 | 34 | 3910 | 3.21 | 8470 | 2639 |
| 5 | 60.5 | 63.5 | 60.0 | 64.5 | 84.0 | 14.8 | 1240.8 | 35 | 2480 | 2.00 | 1940 | 972 |
| Media | | | | | | | | | | 2.61 | 3537 | 1282 |
| Coefficiente de variación | | | | | | | | | | 0.54 | 0.86 | 0.60 |

Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

A.4 ENSAYE DE PILAS

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



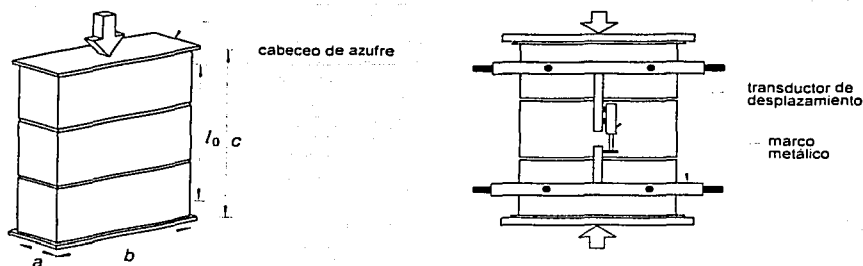


Figura A.5 Ensayes de pilas

Los valores de diseño se obtienen reduciendo los esfuerzos resultantes de las pruebas, de forma tal que la probabilidad de que se alcancen estos valores sea baja. El módulo de elasticidad E_m se tomó como la rigidez secante de la curva esfuerzo-deformación hasta el 40% de la resistencia obtenida en los ensayos. El esfuerzo de diseño, f_m^* , se obtuvo utilizando la ecuación A.4, donde $\overline{f_m}$ es el la media de las resistencias medidas.

$$f_m^* = \frac{\overline{f_m}}{1 + 2.5 c_m} \quad (\text{A.4})$$

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

Tabla A.3 Resultados de ensayos de pilas a compresión

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

Notas: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

Las dimensiones medias de las pilas fueron 14.8×39.7×60 cm, con un área transversal bruta de 587.2 cm²

TESIS CON
FALLA DE TUBO

A.5 CUBOS DE MORTERO

Durante la construcción de los especímenes para prueba de anclajes se tomaron muestras del mortero usado para unir las piezas, a cada dos hiladas, en forma de probetas cúbicas (figura A.6) de 5 cm de arista, las cuales fueron ensayadas a compresión a los 28 días. El mortero lo elaboró el albañil según práctica común con proporción volumétrica ½:2:6 de cemento, mortero de albañilería y arena. Se tomaron ocho muestras para muretes y pilas, mientras que para los especímenes fueron nueve para cada uno. Las muestras constaron de tres cubos cada una. En la tabla A.4 se resumen los resultados.

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

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

Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

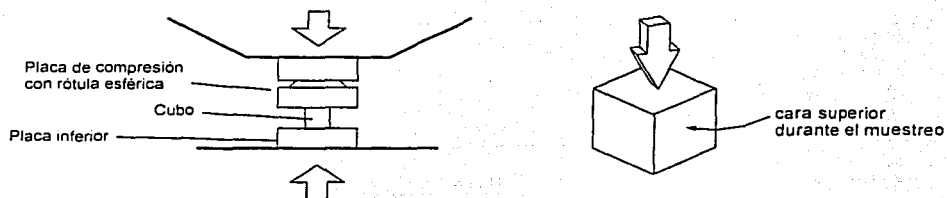


Figura A.6 Ensayo de cubos de mortero

A.6 CILINDROS DE CONCRETO

Se realizó el muestreo y ensayo de cilindros de concreto de cada mezcla usada en el programa experimental. En la figura A.7 se muestra un esquema de los cilindros, de la instrumentación utilizada, así como del equipo de prueba. En cada colado se extrajeron cilindros de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura. El muestreo y el ensayo se ajustaron a las normas NMX-C-159 y 128, respectivamente (SECOFI, 1985a y 1997b). Los cilindros se probaron para obtener su resistencia a compresión a 28 días.

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

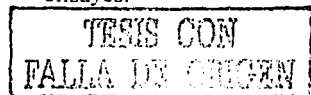
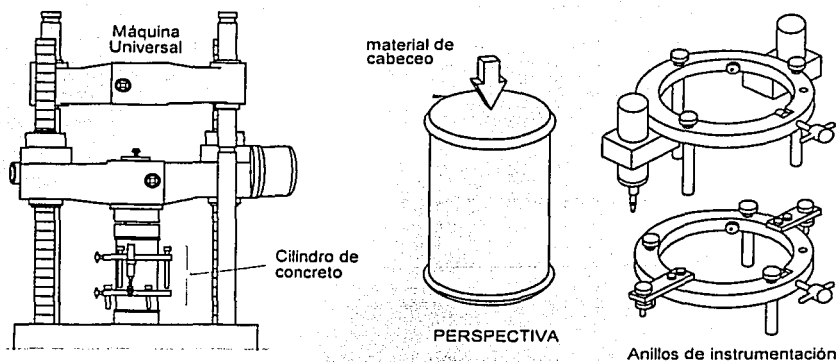


Tabla A.5 Resultados de ensayos de cilindros de concreto

| Espécimen | Esfuerzo f_c' , kg/cm ² | CV | E_c kg/cm ² |
|--------------------------|---|------|-----------------------------|
| Marco de muretes | 265 | 0.05 | 131 570 |
| Recubrimiento de muretes | 220 | 0.20 | --- |
| Vigas de cimentación | 306 | 0.02 | --- |
| Columnas y vigas, TO | 228 | 0.09 | 115 220 |
| Columnas y vigas, TP | 227 | 0.04 | 117 260 |
| Columnas y vigas, TD | 216 | 0.08 | 107 850 |
| Columnas y vigas, TH | 229 | 0.06 | 116 430 |
| Recubrimiento TP | 326 | 0.20 | 149 720 |
| Recubrimiento TD | 257 | 0.03 | 160 720 |
| Recubrimiento TH | 206 | 0.01 | 124 100 |

 Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

El ensayo de los cilindros de concreto se establece en la norma NMX-C-083 (SECOFI, 1997a). Los cilindros se cabecearon con azufre para garantizar la distribución uniforme de esfuerzos. La prueba fue monótonamente creciente hasta la falla. La prueba se controló por carga, con una velocidad constante de 26 t/min.


Figura A.7 Ensayo de cilindros de concreto

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

$$E_c = \beta \sqrt{f_c'} \quad (A.5)$$

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

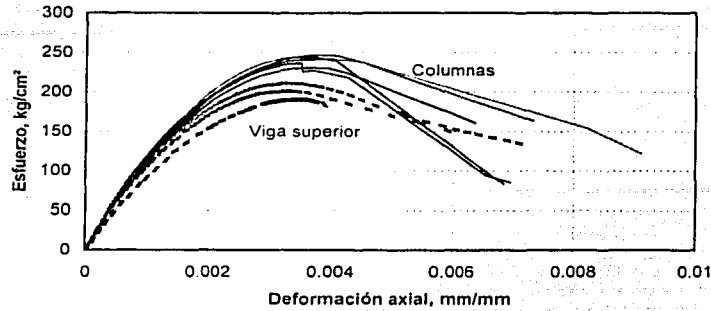


Figura A.8 Ensayes de cilindros de concreto del espécimen TO

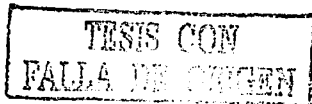
A.7 ENSAYE DE TENSIÓN EN BARRAS DE ACERO

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

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

| Designación | f_y kg/cm ² | f_u kg/cm ² | Alargamiento % |
|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------|
| Alambre de malla 6x6-4/4 | 7310 | 7450 | 1.5 |
| Barra lisa 1/2" | 3580 | 4970 | 26 |
| Barra #3 | 5330 | 6260 | 10 |
| Barra #4 | 4510 | 7060 | 11 |
| Barra #8 | 4380 | 7310 | 17 |

Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²



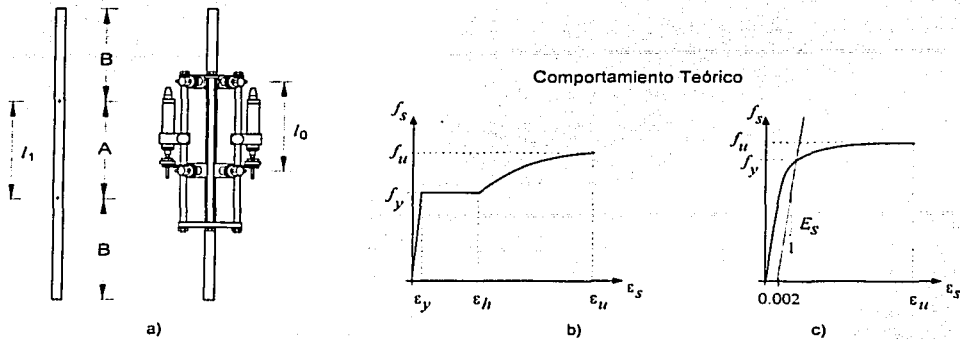


Figura A.9 a) Longitud calibrada y extensómetro, b) y c) Criterios para determinar el esfuerzo de fluencia

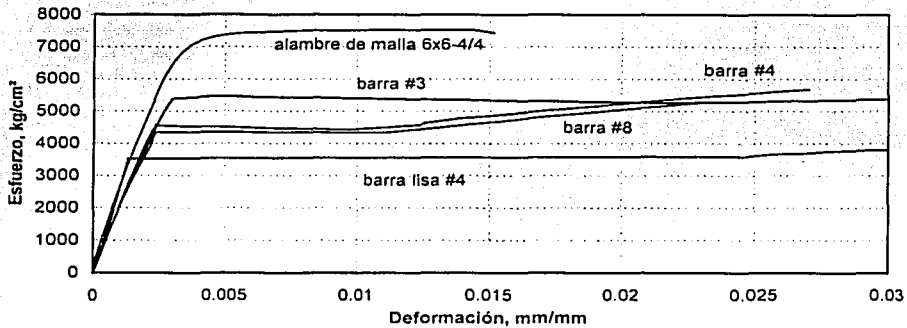


Figura A.10 Gráficas esfuerzo-deformación unitaria de barras de acero

A.8 PRUEBAS EN LA RESINA EPÓXICA

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

Se realizó también un ensaye de extracción de una barra corrugada del no. 4, del mismo tipo usado para fabricar los anclajes. Esta barra se ancló en una longitud de $l_{anclaje} = 8$ cm con la misma

resina epóxica y procedimiento usado para la colocación de las anclas en los modelos TP y TD. El ensayo se realizó a las 24 horas de colocada la barra. El resultado del ensayo fue la extracción del cono de concreto debido a la escasez de longitud de anclaje para desarrollar la fluencia de la barra. Se logró una carga de 2310 kg que correspondió a un esfuerzo del 43% de f_y .

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

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

Nota: 1 MPa = 10.194 kg/cm²

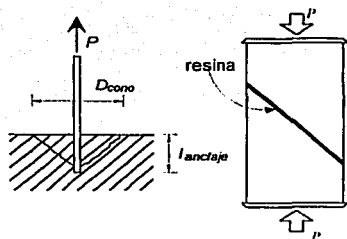


Figura A.11 Ensayo de extracción y de cilindros para verificar la resistencia de la resina epóxica

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

TESIS CON
FALLA EN ENGEN

APÉNDICE B

RESULTADOS DE DEFORMÍMETROS ELÉCTRICOS

En esta sección se presenta en forma gráfica y condensada la respuesta de cada uno de los deformímetros adheridos a las barras de acero, malla electrosoldada y anclas.

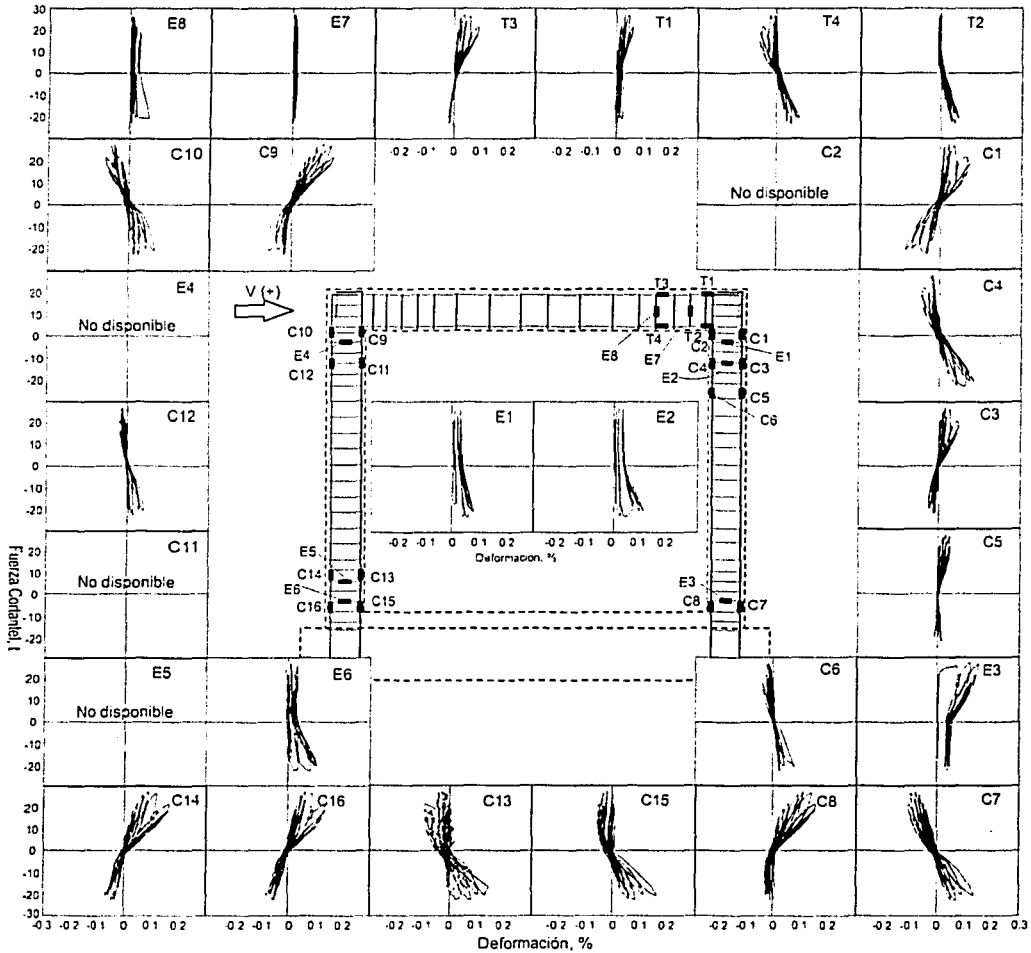


Figura B.1 Deformímetros en el marco del espécimen TO

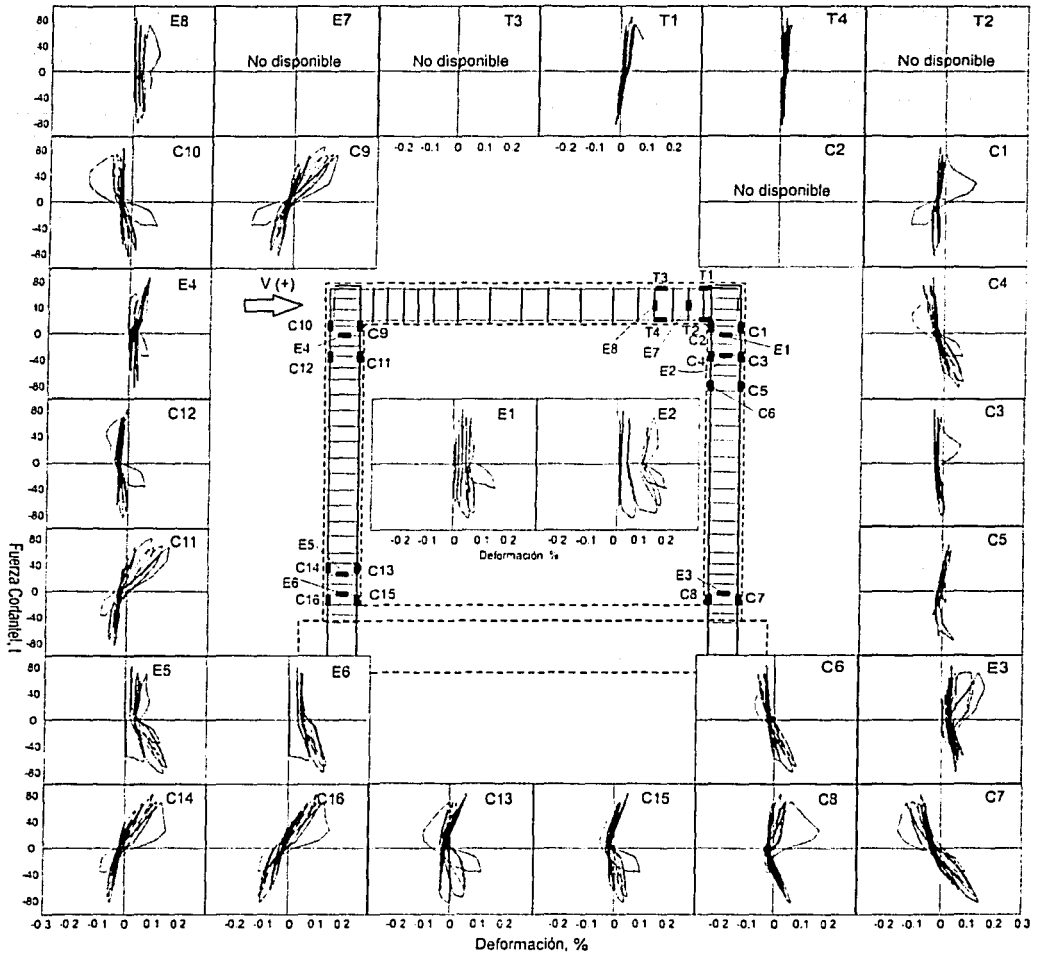


Figura B.2 Deformímetros en el marco del espécimen TP

TESIS CON
FALLA DE CENEN

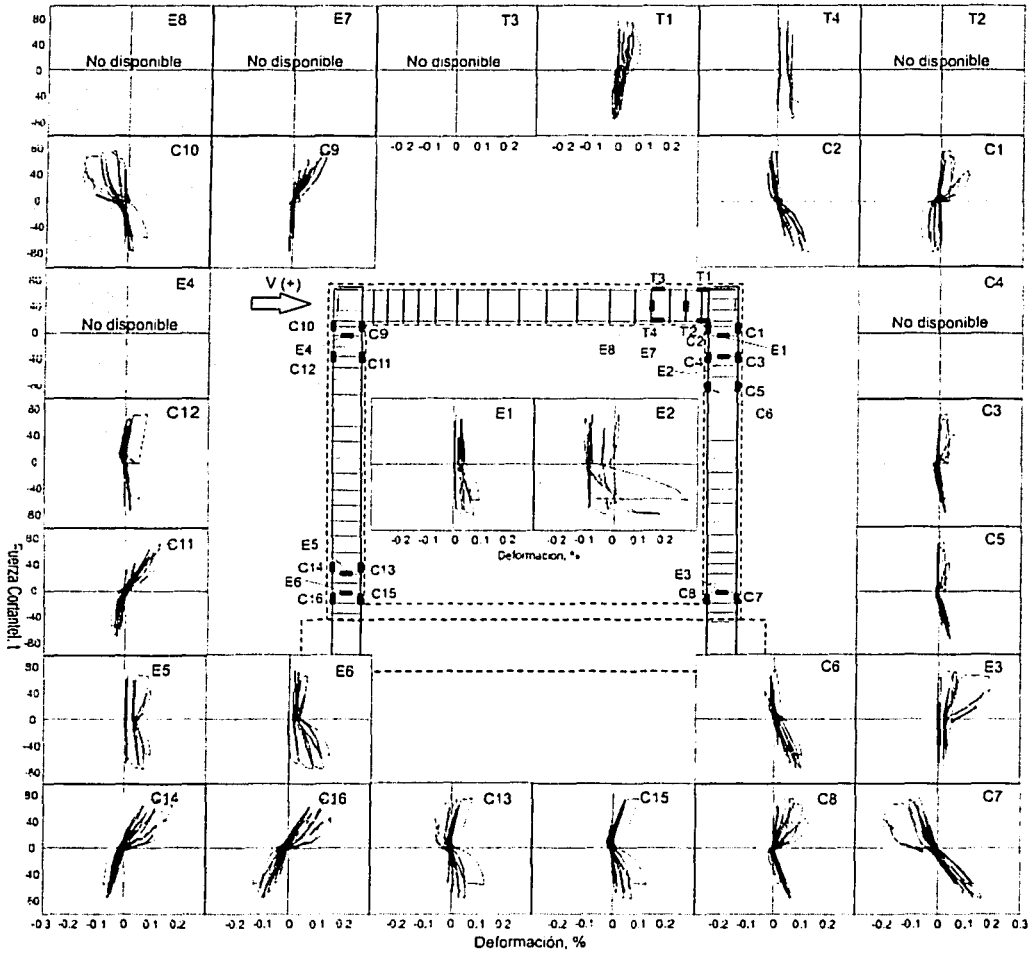


Figura B.3 Deformímetros en el marco del espécimen TD

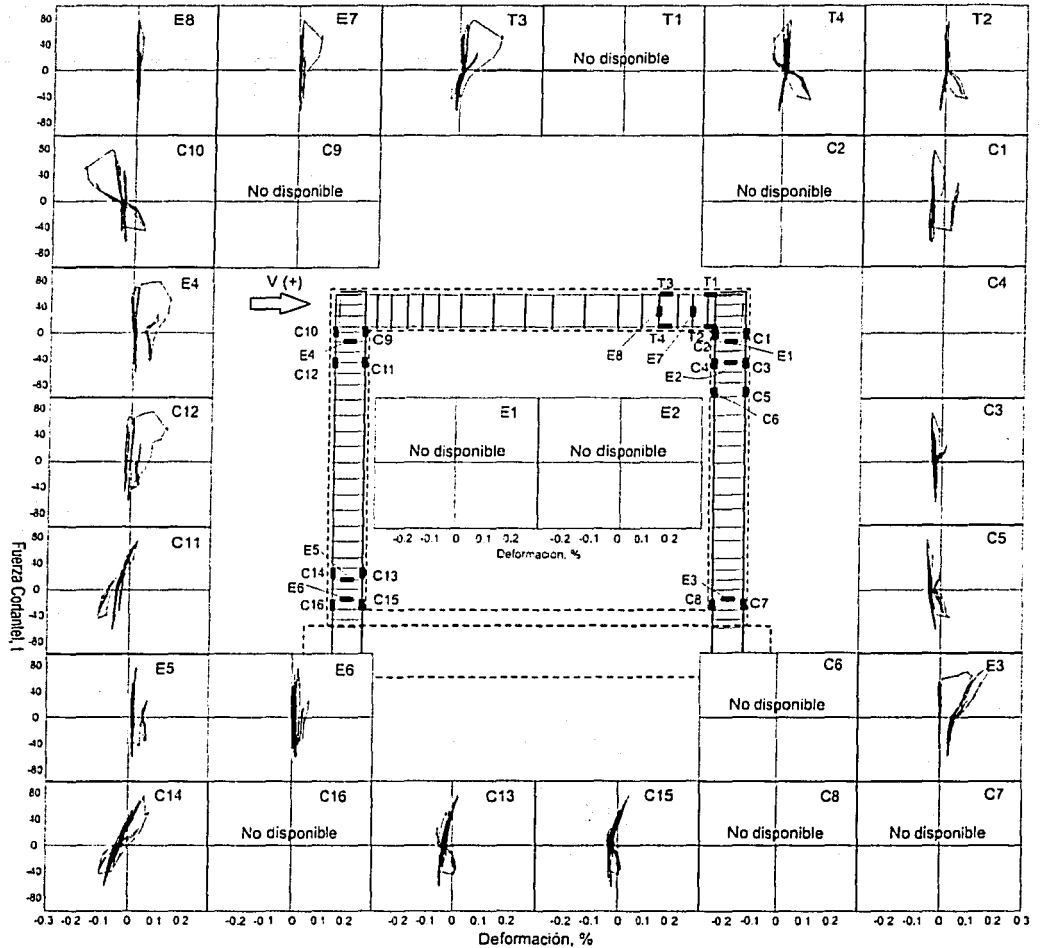


Figura B.4 Deformímetros en el marco del espécimen TH

TESIS CON
FALLA DE CARGA

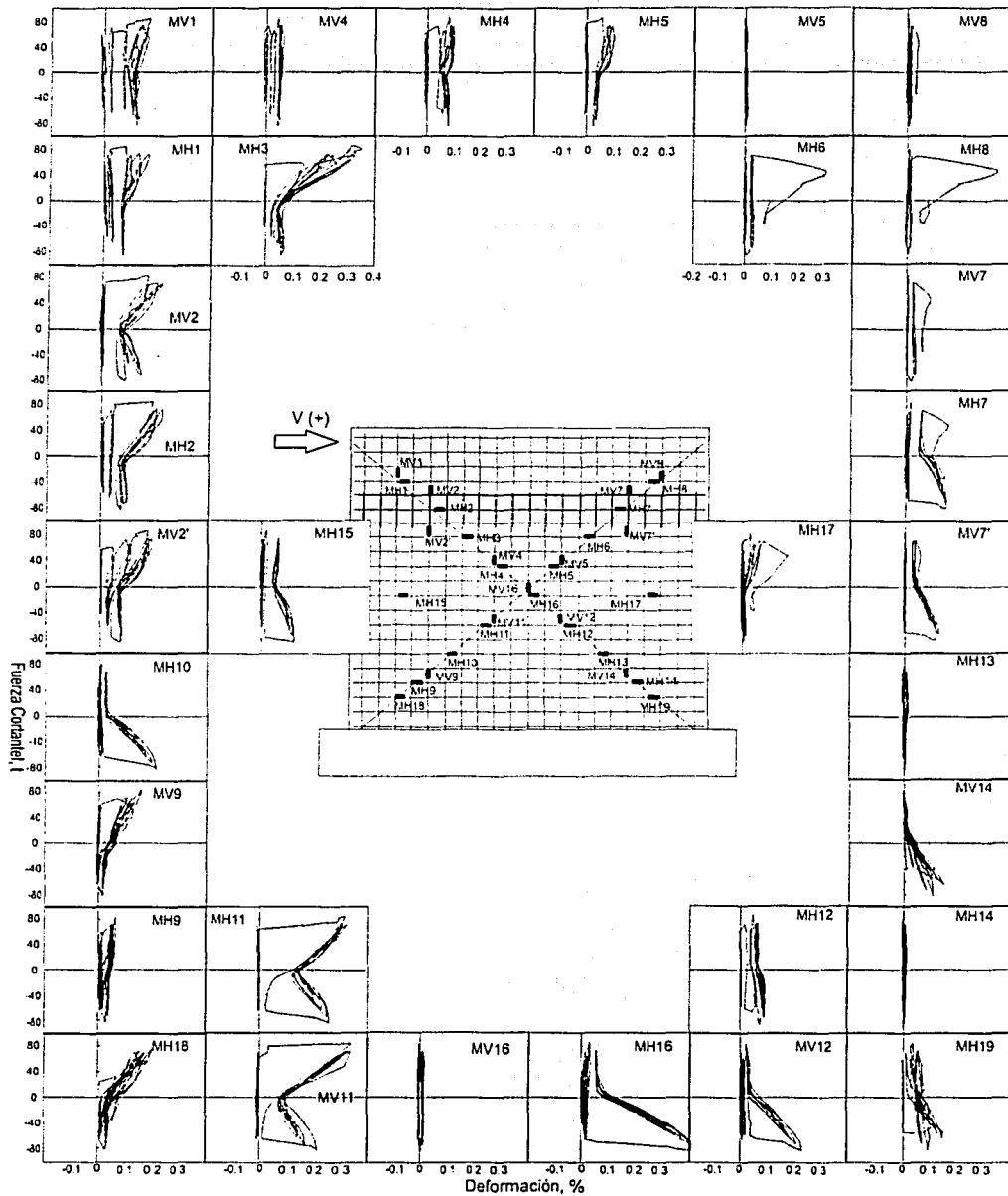


Figura B.5 Deformímetros en la malla del espécimen TP

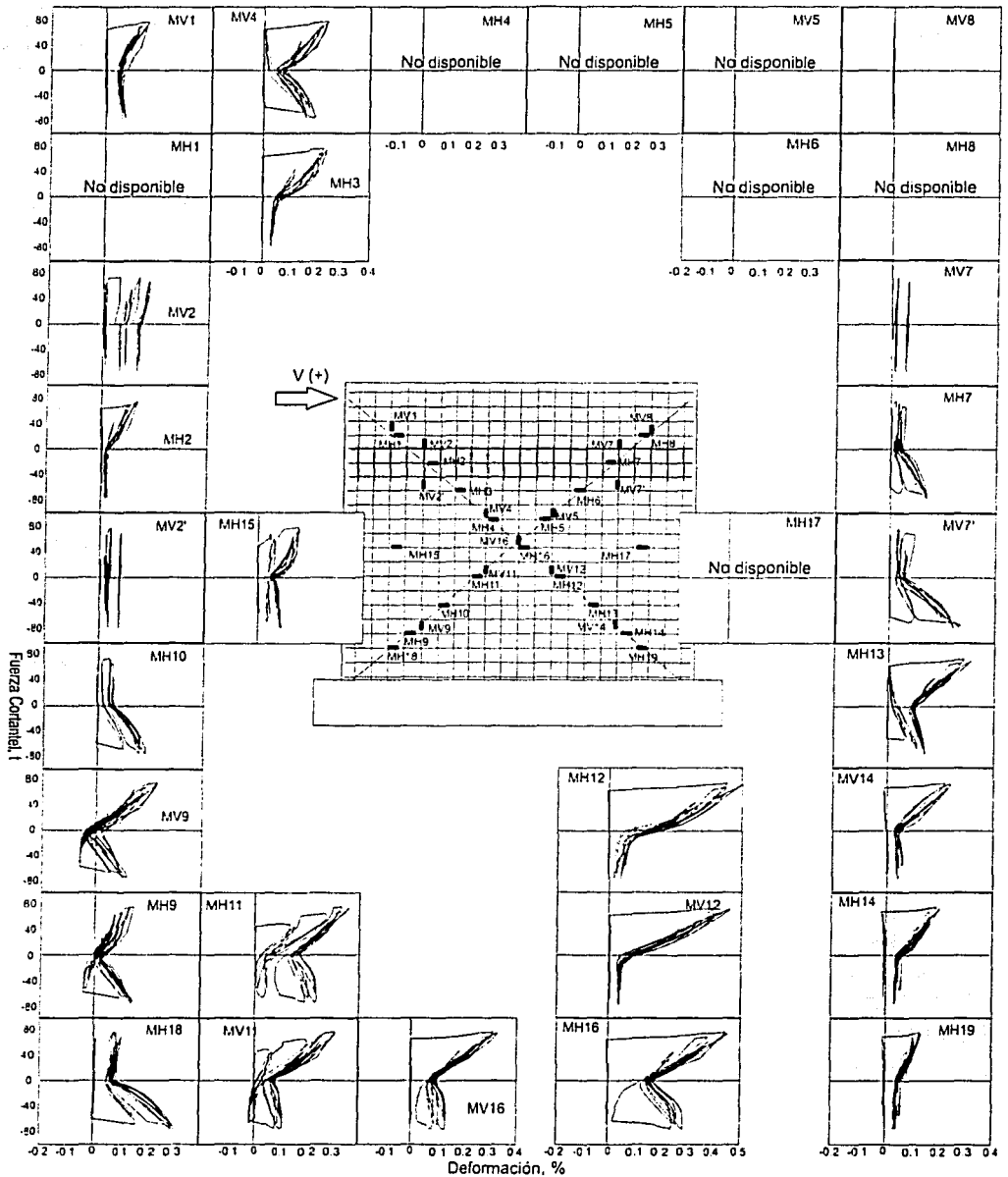


Figura B.6 Deformímetros en la malla del espécimen TD

TESIS CON
FALLA DE CALIFICACION

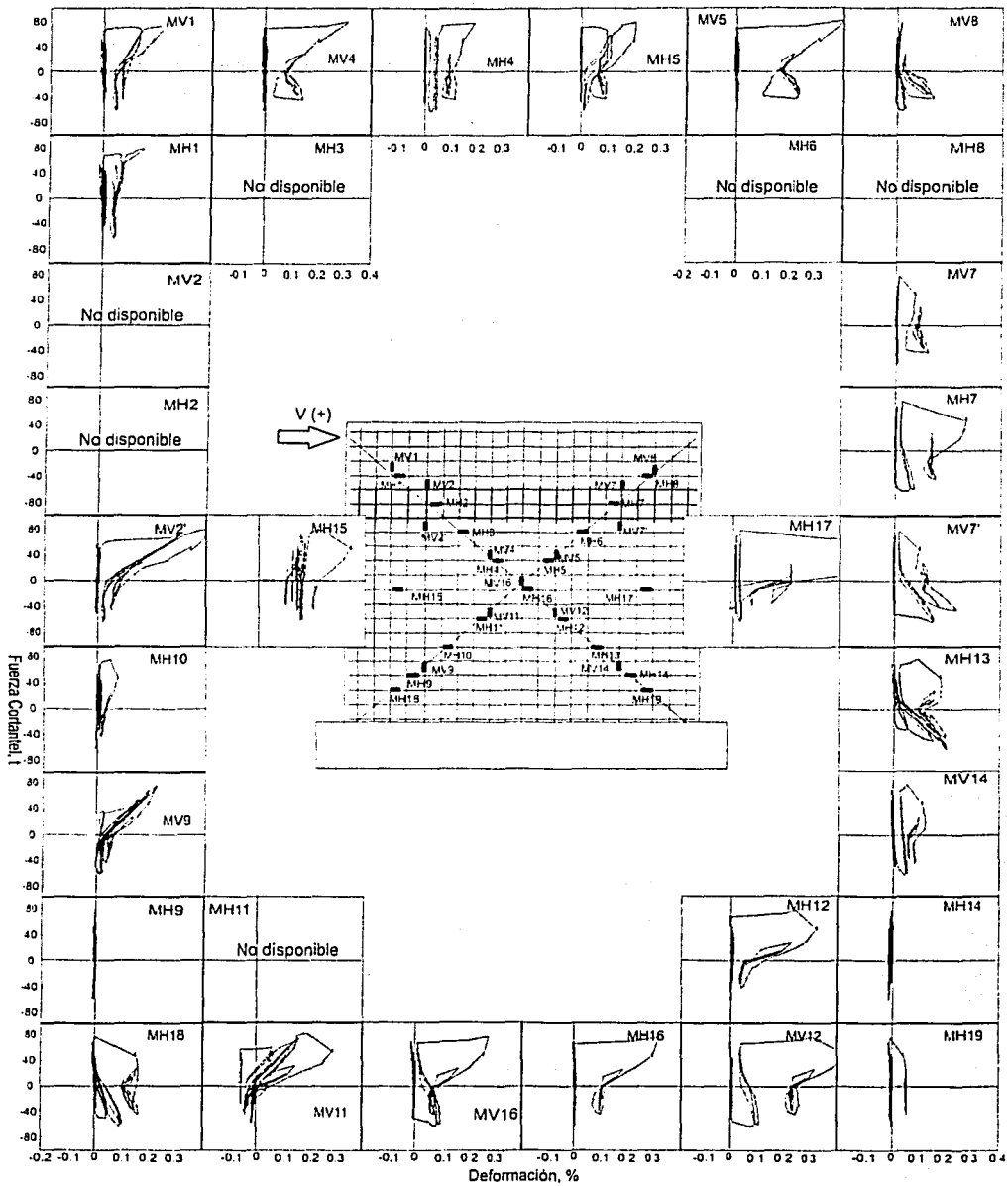


Figura B.7 Deformímetros en la malla del espécimen TH

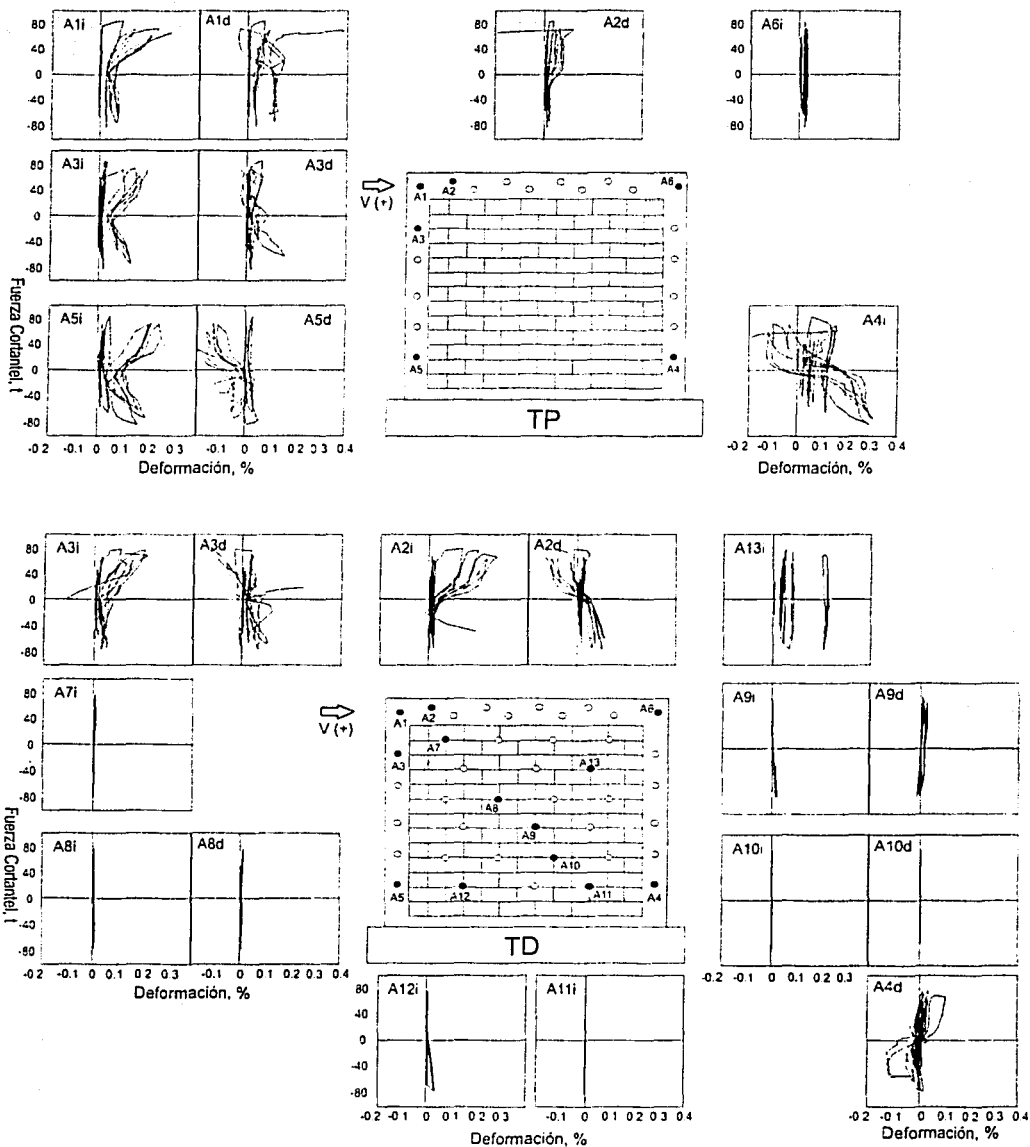
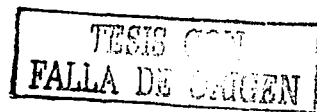


Figura B.9 Deformímetros en los anclajes de los especímenes TP y TD

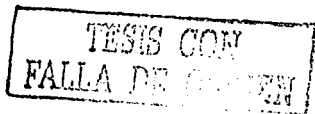
TESIS CON
FALLA DE
CORTANTE

REFERENCIAS

- American Concrete Institute (ACI-318, 1995) "Building code requirements for structural concrete and commentary", , Comité 318, 369 pp.
- Bass R.A., Carrasquillo R.L. y Jirsa J.O (1989), "Shear transfer across new and existing concrete interfaces", ACI Structural Journal, Vol 86, No. 4, julio-agosto, pp. 383-393.
- Bazán E. (1980), "Muros de mampostería ante cargas laterales. Estudios analíticos", Tesis doctoral, DEPFI, Facultad de Ingeniería, UNAM, septiembre, 94 pp.
- Bazán E. y Meli R. (1998), "Diseño sísmico de edificios", Limusa, Noriega Editores, México D.F., 317 pp.
- Birkeland P.W. y Birkeland H.W. (1966), "Connections in precast concrete construction", ACI Journal, Detroit, Mich., Vol 63, No. 3, marzo, pp. 345-367.
- Castillo R.M. (1997), "Comportamiento de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería sujetos a cargas laterales", Tesis de maestría, DEPFI, Facultad de Ingeniería, UNAM, 102 pp.
- Choi D.U., Jirsa J.O y Fowler D.W. (1999a), "Shear transfer across interface between new and existing concretes using large powder-driven nails", ACI Structural Journal, Vol 96, No. 2, marzo-abril, pp. 183-192.
- Choi D.U., Fowler D.W. y Jirsa J.O (1999b), "Interface shear strength of concrete at early ages", ACI Structural Journal, Vol 96, No. 3, mayo-junio, pp. 343-347.
- Departamento del Distrito Federal (DDF, 1993), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del D.F., 2 de agosto, 96 pp.
- Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del D. F., 27 de febrero, 16 pp.
- Departamento del Distrito Federal (DDF, 1996), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta Oficial del Departamento del D. F., 25 de marzo, 68- pp.
- Fardis M.N. (editor), (1996), "Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled Frames and recommendations for code provisions", Consorcio Europeo de Mesas Vibradoras (ECOEST) y Programa de Investigación para el Eurocódigo 8 (PREC8), Publicado por el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, Lisboa, Portugal, noviembre, 199 pp.
- Flores L.E. y Alcocer S.M. (1998), "Evaluación experimental del desempeño de muros de bloque hueco de concreto reforzado con malla electrosoldada y recubrimiento de concreto", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. 2, Monterrey, Nuevo León, 18 al 21 de noviembre, pp 802-811.



- Hernández O. (1999), "Modalidades de refuerzo de la mampostería en México", Capítulo 5 del libro "Edificaciones de mampostería para vivienda", Primera edición, Fundación ICA, México, 316 pp.
- Hilti (1997), "Product technical manual", Tulsa, OK, USA, 211 pp.
- Hofbeck J.F., Ibrahim I.O y Mattock A.H. (1969) "Shear transfer in reinforced concrete", ACI Journal, Vol. 66, No. 2, febrero, pp. 119-128.
- Jiménez J., y Kreger M.E. (1993), "Behavior of steel-to-concrete connections for use in repair and rehabilitation of reinforced concrete structures", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Texas en Austin, marzo, 102 pp.
- Jiménez L.R. (1989), "Strengthening of reinforced concrete frame using an eccentric wall", Tesis de Maestría, Universidad de Texas en Austin, mayo, 67 pp.
- Klingner R.E., Muratli, H. y Shirvani M. (1999), "A technical basis for revision to anchorage criteria", Universidad de Texas en Austin, informe preparado para la Nuclear Regulatory Commission, Washington DC., 455 pp.
- Lazalde G. (2001), "Comportamiento experimental ante cargas laterales de muros diafragma con recubrimiento de concreto y distintos sistemas de anclaje", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, octubre, 130 pp.
- López A. (1998), Comunicación Personal, (Coordinador de proyectos estructurales AC-Telmex).
- Madinaveitia M. y Rodríguez G. (1970), "Resistencia a carga vertical de muros fabricados con materiales usuales en el Distrito Federal", Informe No 261, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, febrero, 75 pp.
- Marcelino J. (2000), "Refuerzo de marcos con muros de concreto empleando conectores distribuidos uniformemente", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM, 104 pp.
- Mast R.F. (1968), "Auxiliary reinforcement in concrete connections", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, ST6, junio, pp. 1485-1504.
- Meli R. (1979), "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", 2ª Edición, corregida y aumentada, Informe No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, mayo, 141 pp.
- Meli R. y Hernández O. (1971), "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal", Informe No. 297, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, diciembre, 46 pp.
- Mosalam K.M., White R.N. y Gergely P. (1997), "Seismic evaluation of frames with infill walls using quasi-static experiments", Reporte NCEER-97-0019, Universidad de Cornell, Ithaca, Nueva York, diciembre, 76 pp.
- NMX-C-010 (1986), "Industria de la construcción. Concreto. Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 9 pp.



NMX-C-404-ONNCCE (1997), "Industria de la construcción. Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 11 pp.

Park R. y Paulay T. (1991), "Estructuras de concreto reforzado", Limusa, Noriega Editores, México, primera edición 1978, 796 pp.

Paulay T. y Priestley M.J.N, (1991), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Wiley Interscience, John Wiley & Sons, Inc., EU, 744 pp.

Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI, 1997a), "Industria de la construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto", NMX-C-083-1997-ONNCCE.

Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI, 1997b), "Industria de la construcción – Concreto sometido a compresión – Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson", Norma Mexicana NMX-C-128-1997-ONNCCE.

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

Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI, 1988), "Industria de la construcción – Concreto – Agregados – Especificaciones", Norma Mexicana NMX-C-111-1988.

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

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

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

AGRADECIMIENTOS

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

Hilti Mexicana S.A. de C.V. aportó los clavos y cartuchos de pólvora marca Hilti usados en el estudio. Se reconoce su desinteresado apoyo. En especial se agradece al Ing. Mauricio Alvizo su entusiasta cooperación y participación.

Agradezco a Sergio Alcocer su amistad y la orientación para la realización de este trabajo.

Finalmente se hace un reconocimiento a todas las personas que colaboraron en los ensayos de este estudio. A los Ings. Raúl Cornejo y Estanislao Martínez y al Sr. Luis Santos de la empresa Planificación y Construcción S.A. de C.V. que realizó la construcción; a los Srs. Pablo y Carlos Olmos por su ayuda durante los ensayos, y en especial, a los estudiantes que participaron durante las diversas etapas del proyecto: Gustavo Lazalde, Jaime Marcelino, Victor Hugo Vargas, Francisco Alvarado, Rodrigo Alarcón, Noé Sánchez, Miguel Ángel Pacheco y Hugo Casamayor.

Ciudad de México, a 14 de agosto de 2003

