

01161



Universidad Nacional Autónoma de México

Posgrado en Ingeniería

**ENSAYE DE TRES MUROS DE CONCRETO
ARMADO BAJO CARGAS LATERALES CON
DIFERENTES CUANTÍAS DE REFUERZO**

Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería
Estructuras

Presenta

ALVARO CELESTINO MORALES

Director: Dr. Sergio Alcocer Martínez de Castro

Ciudad Universitaria, México, D.F.
Febrero de 2005

m. 340 930



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ENSAYE DE TRES MUROS DE CONCRETO ARMADO BAJO CARGAS LATERALES CON DIFERENTES CUANTÍAS DE REFUERZO

RESUMEN

Con el fin de estudiar la influencia del refuerzo distribuido en el comportamiento sísmico en cortante de muros bajos de concreto armado, se ensayaron en laboratorio tres especímenes con diferentes cuantías de refuerzo en el alma. Los muros fueron cuadrados de espesor delgado y con cuantías de refuerzo bajas, y se sometieron a carga lateral monótona en el plano hasta la falla. Los especímenes se diseñaron para que su falla se presentara en cortante por tensión diagonal. Los resultados indican que el comportamiento de muros con cuantías menores a la mínima recomendada en las Normas es satisfactorio, pudiéndose disminuir este límite. Además, se demostró que la analogía de la armadura puede sobreestimar la colaboración del acero de refuerzo en la resistencia, inclusive para muros ligeramente reforzados. Luego, la contribución del concreto es subestimada ya que aumenta junto con la cuantía de refuerzo en el alma.

ABSTRACT

This study addresses the influence of distributed reinforcement on the seismic shear behavior of reinforced concrete squat walls, through the results of an experimental program, that includes the test of three full-scale specimens, with different amounts of reinforcement ratios. The walls were lightly reinforced and were subjected to horizontal, in-plane, monotonic loading to failure. The design of the specimens ensured a diagonal tension type of failure. A satisfactory behavior was observed for the wall with a reinforcement ratio less than the minimum recommended in international codes. Moreover, the truss model approach in the current codes may overestimate the reinforcement contribution to shear strength, even for lightly reinforced shear walls. As a consequence, the concrete contribution is underestimated, and increases with the amount of distributed reinforcement.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a editar mi trabajo electrónico e impreso al
contenido de mi trabajo recepcional.
NOMBRE: ALVARO CELESTINO
FECHA: 09/02/05
[Firma]

CONTENIDO

RESUMEN	iii
ABSTRACT	iii
CONTENIDO	v
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABLAS	xv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES	3
1.1 ALCANCE.....	3
1.2 INTRODUCCIÓN.....	3
1.3 EL CORTANTE EN ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO.....	4
1.3.1 Contribución del concreto.....	4
1.3.2 Analogía de la armadura.....	5
1.3.3 Teoría de los campos de compresión (TCC).....	6
1.3.4 Modelo de puntales y tensores (MPT).....	6
1.4 NORMAS PARA DISEÑO EN CORTANTE DE MUROS DE CONCRETO ARMADO.....	7
1.4.1 El código del Instituto Americano del Concreto (ACI).....	7
1.4.2 El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF).....	10
1.4.3 El código europeo (Eurocode EC2 y EC8).....	12
1.4.4 El reglamento japonés (AIJ).....	15
1.5 OTROS MÉTODOS PROPUESTOS EN LA LITERATURA.....	17
1.5.1 Trabajo de Hernández y Zermeño (1980).....	17
1.5.2 Trabajo de Wood (1990).....	18
1.5.3 Trabajo de Leiva y Montaña (2001).....	19
1.5.4 Trabajo de Sánchez (2002).....	21
1.6 BASE DE DATOS DE MUROS DE CONCRETO.....	26
1.6.1 Estructura de la base de datos.....	26
1.6.2 Muros que fallaron en cortante.....	27
1.6.3 Evaluación de reglamentos.....	29
1.6.4 Evaluación de otras expresiones.....	32
1.7 RESUMEN.....	33
CAPÍTULO 2 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	35
2.1 ALCANCE.....	35
2.2 INTRODUCCIÓN.....	35
2.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES.....	35
2.3.1 Cimentación.....	36
2.3.2 Muros.....	40
2.3.2.1 Diseño en flexión.....	41
2.3.2.2 Compresión diagonal.....	42
2.3.2.3 Deslizamiento en la base.....	42
2.3.2.4 Detalles generales.....	43
2.4 MEDICIÓN DEL COMPORTAMIENTO.....	46
2.4.1 Instrumentación externa.....	47

2.4.2	Instrumentación interna.....	49
2.5	CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES.....	52
2.5.1	Construcción de las cimentaciones.....	52
2.5.2	Construcción de los muros.....	54
2.5.3	Detalles finales.....	54
2.6	ENSAYO DE ESPECÍMENES.....	55
2.6.1	Dispositivo de carga.....	56
2.6.2	Captura de datos.....	61
CAPÍTULO 3 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS ESPECÍMENES.....		63
3.1	ALCANCE.....	63
3.2	INTRODUCCIÓN.....	63
3.3	ENSAYO DEL ESPÉCIMEN MCN-0-M.....	64
3.4	ENSAYO DEL ESPÉCIMEN MCN-57-M.....	69
3.5	ENSAYO DEL ESPÉCIMEN MCN-114-M.....	75
3.6	RESUMEN.....	80
CAPÍTULO 4 COMPORTAMIENTO DETALLADO DE LOS ESPECÍMENES.....		83
4.1	ALCANCE.....	83
4.2	INFORMACIÓN PROVENIENTE DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA.....	83
4.2.1	Componentes de la deformación global.....	83
4.2.2	Rotaciones y curvaturas.....	91
4.2.3	Perfil de la deformada.....	93
4.3	INFORMACIÓN PROVENIENTE DE LA INSTRUMENTACION INTERNA.....	95
4.3.1	Deformímetros en la base.....	95
4.3.2	Deformímetros en la diagonal principal.....	100
4.3.3	Deformímetros horizontales en el alma.....	104
4.3.4	Deformímetros verticales en el alma.....	107
4.3.5	Secuencia de fluencias.....	109
4.4	AGRIETAMIENTOS.....	112
4.5	RESUMEN.....	115
CAPÍTULO 5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		117
5.1	ALCANCE.....	117
5.2	RESISTENCIA.....	117
5.2.1	Predicción de la resistencia.....	119
5.2.2	Contribución del acero de refuerzo en el alma.....	121
5.3	RIGIDEZ.....	126
5.4	CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN.....	129
5.5	COMPARACIÓN CON ENSAYES CÍCLICOS.....	130
5.6	REFUERZO MÍNIMO EN EL ALMA.....	133
5.7	RESUMEN.....	134
CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		135
6.1	RESUMEN.....	135
6.2	CONCLUSIONES.....	135
6.3	ESTUDIOS FUTUROS.....	136
APENDICE A PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....		139
A.1	ALCANCE.....	139
A.2	CONCRETO.....	139
A.3	ACERO.....	143

NOTACIÓN.....	145
GLOSARIO.....	149
REFERENCIAS.....	151
AGRADECIMIENTOS.....	155

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1 – Comparación entre las contribuciones del concreto según el código ACI y el reglamento RDF. La parte sombreada representa la variación de la contribución del concreto con respecto al refuerzo horizontal dada en las Ecs. 1.11
- Figura 1.2 – Comparación entre las contribuciones del concreto del ACI y del modelo de Hernández y Zermeño (en psi)
- Figura 1.3 – Comparación entre las contribuciones del concreto del ACI, del modelo de Hernández y Zermeño y del modelo de Leiva
- Figura 1.4 – Envolvente del modelo de Sánchez para el caso de falla por tensión diagonal
- Figura 1.5 – Valores de α_{CR} , β_{CR} y γ_{CR} , α y β para el cálculo del esfuerzo cortante promedio y distorsión de agrietamiento según el modelo de Sánchez (f_{yv} y f_{yh} en MPa)
- Figura 1.6 – Valores de α_m , F_e y γ_m para el cálculo del esfuerzo cortante promedio máximo según el modelo de Sánchez (f_{yv} y f_{yh} en MPa)
- Figura 1.7 – Valores de α , β , γ , δ para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio máximo según el modelo de Sánchez (f_{yh} y f_{yv} en MPa)
- Figura 1.8 – Valores de α_u y δ_u para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio último según el modelo de Sánchez (f_{yh} en MPa)
- Figura 1.9 – Comparación entre las contribuciones del concreto del ACI, del modelo de Hernández y Zermeño, del modelo de Leiva y del modelo de Sánchez
- Figura 1.10 – Características de los muros que integran la base de datos; izquierda: 166 muros rectangulares; derecha: 156 muros con columnas en los bordes
- Figura 1.11 – Características de los muros que conforman la base de datos: porcentajes de cada tipo de falla para cada grupo
- Figura 1.12 – Cuantía de refuerzo horizontal versus vertical de los muros escogidos (en porcentaje)
- Figura 1.13 – Relación de aspecto versus relación de cortante de los muros escogidos
- Figura 1.14 – Dependencia del esfuerzo cortante con respecto a la relación de cortante M/VL , y el producto $\rho_h f_{yh}$
- Figura 1.15 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental versus $\rho_h f_{yh}$, para los distintos reglamentos estudiados
- Figura 1.16 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental versus $\rho_v f_{yv}$, para los distintos reglamentos estudiados
- Figura 1.17 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental versus M/VL , para los distintos reglamentos estudiados
- Figura 1.18 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental, versus M/VL , para el código ACI (capítulo 21) y el reglamento del Distrito Federal RDF; las resistencias se limitaron por compresión diagonal
- Figura 1.19 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental versus M/VL , para las expresiones de Hernández, Wood, Leiva y Sánchez
- Figura 1.20 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental para las cuatro expresiones estudiadas versus, derecha: $\rho_h f_{yh}$, izquierda: $\rho_v f_{yv}$

- Figura 2.1 – Geometría del espécimen típico (medidas en metros)
- Figura 2.2 – Geometría de la cimentación típica (medidas en metros)
- Figura 2.3 – Colocación en planta de muros de diferentes relaciones de aspecto sobre las cimentaciones (medidas en metros)
- Figura 2.4 – Armado de la cimentación típica
- Figura 2.5 – Armado de los muros: planta, elevación y sección transversal muro MCN-57-M
- Figura 2.6 – Armado del muro MCN-0-M: planta y elevación
- Figura 2.7 – Armado del muro MCN-114-M: planta y elevación
- Figura 2.8 – Instrumentación externa típica con transductores de desplazamiento
- Figura 2.9 – Instrumentación externa: se observan los mecanismos de cilindro-émbolo para los transductores de carátula; el transductor de vástago en la base para medir el deslizamiento, H12; y los transductores de vástago que miden la deformada del muro en su altura
- Figura 2.10 – Instrumentación externa: a) detalle de mecanismo cilindro-émbolo de los deformímetros de carátula; y b) detalle de los instrumentos V6 y H2
- Figura 2.11 – Instrumentación interna: muro MCN-0-M
- Figura 2.12 – Instrumentación interna: muro MCN-57-M y MCN-114-M
- Figura 2.13 – Instrumentación interna: estado final de la instrumentación en estribos; se observa el bloque de gasa con resina de fibra de vidrio que protege al deformímetro
- Figura 2.14 – Construcción de cimentación típica: a) colocación de bloques de unicel y ductos verticales; b) colocación de canasta de acero de refuerzo; y c) colado de cimentaciones
- Figura 2.15 – Construcción de muros: a) colado de columnas en campanas de la cimentación; b) armado y cimbrado del muro MCN-114-M; c) y d) colado de muros con bomba
- Figura 2.16 – Detalle de la transición metálica
- Figura 2.17 – Esquema final del dispositivo de carga; arriba: elevación; abajo: detalle de la unión entre viga metálica y losa de concreto
- Figura 2.18 – Esquema final del dispositivo de carga: planta
- Figura 2.19 – Dispositivo de carga: a) colocación de transición metálica; b) anclaje de gatos en muro de reacción; y c) anclaje de gatos en transición metálica
- Figura 2.20 – Posición final del muro antes del ensayo: a) con los gatos sin enderezar, se observa el sistema de adquisición de datos en la parte inferior (círculo); y b) con los gatos enderezados
- Figura 3.1 – Especimen MCN-0-M: curva de respuesta global
- Figura 3.2 – Estados de daño para: (a) carga de agrietamiento diagonal; (b) penetración de la segunda grieta diagonal principal en columna en tensión; (c) carga de falla; y (d) falla en sentido inverso
- Figura 3.3 – Estados de daño en la parte superior de la columna en tensión para: (a) distorsión de 0.42%; y (b) falla del muro, distorsión de 0.55%
- Figura 3.4 – Especimen MCN-0-M: curva de respuesta y estados de daño para diferentes distorsiones
- Figura 3.5 – Especimen MCN-57-M: curva de respuesta global
- Figura 3.6 – Estado de daño del modelo MCN-57-M para una distorsión de 0.60% y un cortante de 34 t
- Figura 3.7 – Detalle de la parte superior de la columna en tensión al alcanzarse la carga máxima
- Figura 3.8 – Detalle del talón de compresión del muro MCN-57-M en la etapa final del ensayo: (a) carga máxima y (b) carga última
- Figura 3.9 – Estado de daño del modelo MCN-57-M en la última etapa del ensayo: (a) carga máxima y (b) carga última

- Figura 3.10 – Espécimen MCN-57-M: curva de respuesta y estados de daño para diferentes distorsiones
- Figura 3.11 – Espécimen MCN-114-M: curva de respuesta global
- Figura 3.12 – Detalle del talón de compresión para dos diferentes distorsiones
- Figura 3.13 – (a) Estado de daño del muro MCN-114-M para una distorsión de 0.49%; y (b) detalle de penetración de grieta diagonal principal en columna en tensión (carga máxima)
- Figura 3.14 – Espécimen MCN-114-M en el momento en que se alcanzó la falla del muro
- Figura 3.15 – MCN-114-M: curva de respuesta y estados de daño para diferentes distorsiones
- Figura 4.1 – Componentes de la deformación global
- Figura 4.2 – Deformación angular de los especímenes
- Figura 4.3 – Componentes de la deformación global a lo largo del ensaye utilizando el método de las diagonales
- Figura 4.4 – Curvas carga-distorsión de las tres componentes de desplazamiento utilizando el método de las diagonales; en línea punteada se presenta la curva carga lateral (normalizada)-distorsión global
- Figura 4.5 – Componentes de corte y flexión con respecto al desplazamiento lateral total global, sin tomar en cuenta el deslizamiento
- Figura 4.6 – Definición de los desplazamientos nodales y relativos en el método de Seible e Igarashi
- Figura 4.7 – Componentes de la deformación global a lo largo del ensaye utilizando el método de Seible e Igarashi; en línea punteada se presenta la curva carga lateral (normalizada)-distorsión global
- Figura 4.8 – Mecanismo resistente típico luego de alcanzada la carga máxima (se han exagerado las deformaciones)
- Figura 4.9 – Cálculo de la rotación y curvatura promedio de los muros; ρ es el radio de curvatura y θ la rotación promedio
- Figura 4.10 – Arriba: curva momento-rotación, el momento flexionante está normalizado con respecto al momento resistente de diseño; abajo: curva momento-curvatura, el momento está normalizado con respecto al momento máximo actuante
- Figura 4.11 – Ubicación típica de los instrumentos utilizados para el cálculo del perfil de deformaciones en la altura
- Figura 4.12 – Perfil de la deformada en la altura. Arriba: perfil de la deformada de los tres muros para diferentes distorsiones, sin tomar en cuenta la componente de deslizamiento; abajo: las mismas curvas pero adicionalmente se han dibujado los perfiles de las componentes de flexión (encerradas en un círculo)
- Figura 4.13a – Muro MCN-0-M: ubicación de los deformímetros en las columnas y sus gráficas carga lateral global-deformación
- Figura 4.13b – Muro MCN-57-M: ubicación de los deformímetros en las columnas y base junto con sus gráficas carga lateral global-deformación
- Figura 4.13c – Muro MCN-114-M: ubicación de los deformímetros en las columnas y base junto con sus gráficas carga lateral global-deformación
- Figura 4.14 – Perfiles de deformación en las bases de los muros obtenidas con las mediciones de los deformímetros ubicados en las barras verticales
- Figura 4.15 – Deformación típica del talón de compresión en los tres especímenes
- Figura 4.16a – Muro MCN-57-M: ubicación de los deformímetros horizontales y verticales en la diagonal principal junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes

- Figura 4.16b – Muro MCN-114-M: ubicación de los deformímetros horizontales y verticales en la diagonal principal junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes
- Figura 4.17 – Perfiles de deformación en las diagonales principales de los muros con base en las mediciones de los deformímetros eléctricos
- Figura 4.18a – Muro MCN-57-M: ubicación de los deformímetros en las barras horizontales del alma junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes
- Figura 4.18b – Muro MCN-114-M: ubicación de los deformímetros en las barras horizontales del alma junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes
- Figura 4.19 – Perfiles de deformación de barras horizontales de los muros MCN-57-M y MCN-114-M
- Figura 4.20a – Muro MCN-57-M: ubicación de los deformímetros en dos barras verticales del alma junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes
- Figura 4.20b – Muro MCN-114-M: ubicación de los deformímetros en tres barras verticales del alma junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes
- Figura 4.21 – Perfiles de deformación de algunas barras verticales de los muros con base en las mediciones de los deformímetros eléctricos
- Figura 4.22a – MCN-57-M: secuencia de fluencias. Arriba: secuencia de fluencias en barras verticales; abajo: secuencia de fluencia en barras horizontales
- Figura 4.22b – MCN-114-M: secuencia de fluencias. Arriba: secuencia de fluencias de barras verticales; abajo: secuencia de fluencias de barras horizontales
- Figura 4.23a – MCN-0-M: anchura de grietas versus distorsión; en línea punteada se muestra como referencia la gráfica carga lateral-distorsión global
- Figura 4.23b – MCN-57-M. Izquierda: agrietamiento final del muro; se muestran los números de las grietas analizadas, se grafica el refuerzo y con rectángulos llenos los deformímetros que lograron fluir, con rectángulos vacíos el resto de instrumentos en el alma. Derecha: curva anchura de grieta versus distorsión global; en línea punteada se muestra como referencia la gráfica carga lateral-distorsión global junto con la secuencia de fluencias
- Figura 4.23c – MCN-114-M. Izquierda: agrietamiento final del muro; se muestran los números de las grietas analizadas, se grafica el refuerzo y con rectángulos llenos los deformímetros que lograron fluir, con rectángulos vacíos el resto de instrumentos en el alma. Derecha: curva anchura de grieta versus distorsión global; en línea punteada se muestra como referencia la gráfica carga lateral-distorsión global junto con la secuencia de fluencias

- Figura 5.1 – Curvas esfuerzo cortante-distorsión global para los tres muros ensayados; se indican los puntos correspondientes al primer agrietamiento inclinado, carga de agrietamiento y al inicio de la fluencia
- Figura 5.2 – Curvas carga lateral-distorsión, normalizadas con respecto a los valores máximos de los muros con acero de refuerzo en el alma; se indican los puntos correspondientes al primer agrietamiento inclinado, primera y segunda grieta diagonal principal, el inicio de la fluencia y la penetración de una grieta diagonal principal en las columnas
- Figura 5.3 – Dependencia de la resistencia al corte con respecto al producto $\rho_h f_{yh}$; los cuadrados oscuros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M
- Figura 5.4 – Cociente entre la fuerza cortante teórica y la experimental versus el producto $\rho_h f_{yh}$, para el código ACI (Capítulos 21 y 11), el reglamento RDF y el Eurocode EC2, los cuadrados negros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M
- Figura 5.5 – Cociente entre la fuerza cortante teórica y la experimental versus el producto $\rho_h f_{yh}$, para el modelo de Hernández, Wood, Leiva y de Sánchez; los cuadrados negros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M
- Figura 5.6 – Curvas esfuerzo-deformación; en línea punteada: espécimen ensayado en máquina universal; en línea llena: curva elasto-plástica usada en el análisis de deformímetros
- Figura 5.7 – Ubicación y estado de deformación de los instrumentos (rectángulos llenos) utilizados en el cálculo de la contribución del acero de refuerzo; izquierda: muro MCN-57-M; derecha: muro MCN-114-M
- Figura 5.8 – Curvas esfuerzo cortante-distorsión para los tres muros ensayados; se muestra la curva rotada del muro MCN-57-M
- Figura 5.9 – Curvas normalizadas rigidez secante-desplazamiento horizontal global
- Figura 5.10 – Cálculo de la ductilidad con el criterio de Park; los círculos negros indican el inicio de la fluencia de las barras del alma
- Figura 5.11 – Curvas esfuerzo cortante-distorsión global de los muros MCN-57-C y MCN-114-C; el esfuerzo cortante ha sido normalizado con respecto a la raíz cuadrada de f_c'
- Figura 5.12 – Comparación entre las curvas esfuerzo cortante-distorsión global de los muros ensayados cíclica y monótonamente; el esfuerzo ha sido normalizado con respecto a la raíz cuadrada de f_c'
- Figura 5.13 – Dependencia de la resistencia al corte con respecto al producto $\rho_h f_{yh}$; los cuadrados negros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M; los triángulos negros los muros MCN-57-C y MCN-114-C
- Figura 5.14 – Cociente entre la fuerza cortante teórica y la experimental versus el producto $\rho_h f_{yh}$, para el código ACI (Capítulos 21 y 11), el reglamento RDF y el Eurocode EC2; los cuadrados negros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M y los triángulos negros los muros MCN-57-C y MCN-114-C
- Figura A.1 – Prueba de revenimiento para: (a) los muros, y (b) el primer grupo de cimentaciones
- Figura A.2 – Ensayo de cilindros en máquina universal: (a) ensayo en compresión uniaxial; (b) ensayo en compresión diametral

LISTA DE TABLAS

- Tabla I.1 – Muros de la base de datos de muros rectangulares que fallaron por corte
- Tabla 2.1 – Sobre-resistencia a la flexión en muros
- Tabla 2.2 – Sobrerresistencia al deslizamiento en muros
- Tabla 5.1 – Resultados de la contribución del acero de refuerzo a la resistencia al corte utilizando la información medida con los deformímetros eléctricos
- Tabla 5.1 – Resultados de la contribución del acero de refuerzo a la resistencia al corte utilizando la información medida con los deformímetros eléctricos
- Tabla A.1 – Resultados de ensayos de cilindros en compresión uniaxial para la mezcla de muros
- Tabla A.2 – Resultados de ensayos de cilindros en compresión uniaxial para el primer grupo de cimentaciones
- Tabla A.3 – Resultados de ensayos de cilindros en compresión diametral para la mezcla de muros
- Tabla A.4 – Resultados de ensayos de tensión en barras de acero

INTRODUCCIÓN

La respuesta a la creciente demanda de viviendas populares en México ha sido el fuerte incremento en su producción durante la última década; por ejemplo, entre los años 2002 y 2003 se construyeron más de 800 mil viviendas en todo el país. No obstante este esfuerzo, el crecimiento demográfico demandará la construcción de más de 600 mil viviendas al año hasta el año 2030 (Consejo Nacional de Población, 2004).

Los muros de carga son la opción más utilizada en la construcción de vivienda en México. Los muros pueden ser de mampostería de ladrillo de barro, tabicón de cemento, concreto o piedra. Su función estructural consiste en resistir las cargas gravitacionales, dar la rigidez y resistencia laterales a la vivienda, así como transmitir las cargas a la cimentación. Es común que la construcción de los muros se haga de manera económica, no cumpliéndose con espesores, refuerzos, detallado ni calidad de los materiales requeridos para el buen comportamiento de dichas estructuras durante un sismo. Por ejemplo, el buen desempeño de la mampostería, ante cargas de servicio y, sobre todo, ante cargas sísmicas, está fuertemente ligado a un proceso constructivo eficiente que, en el caso de este material, no puede ser fácilmente automatizado.

Como una solución a este problema, en los últimos años ha aumentado el uso del concreto en la construcción de vivienda. Es así que se utilizan muros de concreto de poca altura, de espesor delgado y cuantías de refuerzo bajas, en reemplazo de los muros de mampostería confinada o armada. Esto se debe a la rapidez y economía con las que se construyen los muros de concreto actualmente y a los novedosos procesos de automatización, que reducen las incertidumbres en obra. Si a esto le sumamos el desarrollo y manufactura de nuevos tipos de concreto, como el concreto celular y el auto-compactable, el resultado es una mejora en los procesos constructivos y una disminución en los costos. Pese a todas estas ventajas, el comportamiento de muros de concreto de poca altura, o robustos, cuya respuesta estructural está dominada por deformaciones de corte, aún no se ha logrado definir satisfactoriamente. Además, existe muy poca experiencia en obra y en estudios experimentales en el mundo, en lo que respecta a muros robustos de espesor delgado y cuantías de refuerzo bajas.

Como consecuencia de lo planteado anteriormente, el Instituto de Ingeniería de la UNAM está desarrollando un proyecto de investigación llamado "Comportamiento Sísmico de Viviendas con Muros de Concreto," actualmente patrocinado por la empresa CEMEX Concretos y cuya parte experimental se está llevando a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. Los objetivos de este proyecto son: desarrollar criterios de análisis, diseño, detallado y construcción, aplicables a muros robustos de diversos tipos de concreto, con espesores delgados y cuantías de refuerzo bajas, construidos según la práctica local para vivienda. Como resultado final del proyecto se desea proponer recomendaciones de diseño y construcción aplicables a las NTC-Concreto.

Para cumplir con estos objetivos se han planteado dos etapas experimentales. En la Etapa I se ensayarán 26 muros robustos de concreto normal, celular y auto-compactable ante carga lateral en el plano, con cuantías de refuerzo bajas y espesores delgados. En la segunda etapa, están contemplados ensayos de muros con fibras y de muros con espesores menores que los contemplados en la Etapa I.

El presente trabajo es el primer paso de este gran esfuerzo conjunto y se concentra en estudiar la influencia del acero de refuerzo distribuido en el comportamiento de muros robustos de concreto, con base en los resultados de los ensayos ante carga lateral monótona en el plano de tres muros cuadrados de concreto normal, con refuerzo en el alma igual a 0, 57 y 114% de la cuantía mínima dada en las Normas. Estos ensayos pertenecen a la sub-etapa I-a del proyecto, que comprende ensayos ante carga monótona de muros de concreto normal, celular y auto-compactable.

Los objetivos de este trabajo de tesis son los siguientes:

1. Estudiar el comportamiento de muros cuadrados de concreto armado, de espesor delgado y cuantías de refuerzo bajas, cuando se les somete a carga monótona horizontal en su plano y cuando la falla es en cortante por tensión diagonal.
2. Evaluar la contribución del acero de refuerzo horizontal y vertical a la resistencia, capacidad de deformación y control de la rigidez de los muros ensayados.
3. Evaluar la factibilidad del uso de muros de concreto armado con cuantías menores que la mínima dada en las Normas.
4. Discutir la bondad de los códigos y expresiones que tratan de predecir la resistencia al corte de muros robustos de concreto armado.
5. Valorar los puntos que deben seguir siendo estudiados en las siguientes sub-etapas del proyecto.

El Capítulo 1 de este trabajo de tesis desarrolla el marco teórico en el que se ubica la investigación realizada y el Capítulo 2, la descripción del programa experimental. En el Capítulo 3 se describen los ensayos realizados y en el Capítulo 4 se explica con mayor detalle la información visual y medida mediante instrumentos a lo largo de los experimentos. En el Capítulo 5 se analizan y discuten los resultados obtenidos con base en los objetivos ya descritos. Las conclusiones y recomendaciones se pueden encontrar en el Capítulo 6, luego del cual se presenta el Apéndice A, que contiene el estudio de las propiedades mecánicas del acero y del concreto utilizados en la construcción de los especímenes. En la parte final se presenta el glosario, las referencias y los agradecimientos.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 ALCANCE

El presente capítulo incluye una descripción breve de los hallazgos obtenidos hasta fechas recientes en lo que respecta al comportamiento en cortante de elementos de concreto armado. Luego se presentan y discuten las filosofías de diseño de distintos reglamentos y otras teorías utilizadas para predecir la resistencia al corte de muros. En la parte final, estas expresiones son evaluadas utilizando una base de datos de muros ensayados en laboratorio.

1.2 INTRODUCCIÓN

Aunque los conceptos de diseño por resistencia última de elementos de concreto armado fueron definidos hace más de un siglo, el consenso general en la comunidad científica de la época apuntó poco tiempo después a los métodos de diseño por esfuerzos admisibles en el intervalo elástico. Tiempo después, en la década de los cincuentas, las teorías de resistencia última volvieron a destacar ya que se comprendió que una excesiva resistencia de las estructuras no era esencial y, ni siquiera, deseable; mientras más fuertes se concebían las estructuras, siempre se presentaba un sismo cuya demanda superaba la resistencia de diseño. El diseño por resistencia última vino acoplado con el concepto de falla dúctil en el que, junto con una resistencia adecuada en el intervalo elástico, se exige que las estructuras cuenten con suficiente ductilidad de deformación en el intervalo inelástico, sin una disminución apreciable de la resistencia. La manera más sencilla de lograr este objetivo es lograr el predominio de las deformaciones inelásticas por flexión en los elementos de la estructura, sobre otro tipo de deformaciones que impliquen un comportamiento menos dúctil, como las responsables de las fallas por corte, tema principal de este trabajo de tesis.

Es así que en la década de los setentas se desarrolló en Nueva Zelanda el diseño por capacidad, que consiste en diseñar las secciones críticas de una estructura para que en la etapa última de carga, la resistencia de los modos de falla menos dúctiles sea mayor que la sobre-resistencia en flexión. Además, para asegurar un comportamiento dúctil ante cargas inducidas por eventos sísmicos, se deben cumplir otros requerimientos, como una configuración estructural adecuada y una distribución inteligente de las secciones críticas de la estructura que, adecuadamente detalladas, serán los puntos en que se concentren las deformaciones inelásticas (Paulay y Priestley, 1992). El diseño por capacidad se puede generalizar para cualquier o todos los estados de carga de una estructura o elemento estructural. Así, la falla por flexión pasó a formar parte de los modos de falla deseables, y la falla por corte de los modos de falla indeseables; esto devino en un estudio más profundo de la primera en comparación con la segunda.

En muros de concreto, el tipo de falla dominante depende principalmente de la relación de aspecto H/L , o como más recientemente se recomienda, de la relación de cortante M/VL , donde M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante en la base del muro, respectivamente. Para muros con relación de aspecto alta, un comportamiento dúctil en flexión del muro puede ser fácilmente

alcanzado; sin embargo, para muros con relación de aspecto baja, el modo de falla dominante es el de cortante y es muy difícil lograr que se presenten deformaciones predominantes en flexión¹.

En el diseño de estructuras a base de muros de concreto robustos, la ausencia requerida de fallas por corte, que reducen la capacidad dúctil por flexión de la estructura ante cargas inducidas por sismos, es difícil de obtener. Desafortunadamente, el diseño sísmico por corte de muros estructurales no ha alcanzado el nivel de confianza con el que cuentan el diseño de vigas y columnas. Esto queda reflejado en los factores de reducción de resistencia bajos utilizados por los reglamentos, para cubrir las incertidumbres en el comportamiento sísmico de muros de concreto que fallan por corte. Así, el diseño por capacidad encuentra una barrera en los muros robustos de concreto armado. Como consecuencia de esto, un mayor entendimiento del proceso de falla por corte es necesario, vía ensayos experimentales (Lopes, 2001a).

1.3 EL CORTANTE EN ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

El concepto más antiguo, y hasta ahora el más utilizado en la práctica de diseño en cortante de elementos de concreto armado, es aceptar una contribución del acero, V_s , y una contribución del concreto, V_c , en la resistencia. La analogía de la armadura es el método más conocido para el cálculo de la contribución del acero, mientras que la contribución del concreto se ha basado generalmente en expresiones empíricas.

1.3.1 Contribución del concreto

Los mecanismos principales que resisten el corte en vigas sin refuerzo transversal son la “acción de viga” y la “acción de arco”. La acción de viga representa el comportamiento de un miembro prismático a flexión en el que la resistencia a la fuerza cortante se basa en el cambio del flujo de cortante en la longitud de la viga. Cuando la adherencia entre el acero longitudinal y el concreto que lo rodea se pierde, el flujo de cortante es cero y la única manera de resistir el cortante externo es mediante compresión interna inclinada, o acción de arco. En una viga normal de concreto reforzado en que, debido al deslizamiento, a grietamiento y o tras causas, no se puede desarrollar toda la fuerza de adherencia necesaria para la acción de viga, los dos mecanismos ofrecen una resistencia combinada ante las fuerzas cortantes.

La contribución del concreto, V_c , que actualmente se utiliza en los principales reglamentos, proviene del estudio experimental de vigas sin refuerzo transversal. La expresión más conocida considera el esfuerzo cortante promedio de tensión diagonal como función de la resistencia a tensión del concreto (en psi; entre corchetes se presenta la misma expresión en MPa):

$$v_c = 2\sqrt{f'_c} \quad [v_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}] \quad (\text{Ec. 1.1})$$

¹ Lopes (2001b) indica que, para muros de concreto armado, sólo se puede hablar de una relación de cortante baja si es que, al mismo tiempo, la relación de aspecto es baja; en caso contrario, para muros esbeltos con relaciones de cortante bajas, las expresiones para muros robustos no son válidas.

Esta ecuación expresa un límite inferior basado en ensayos de vigas esbeltas sin carga axial y con, por lo menos, 1% de cuantía de refuerzo longitudinal. La expresión anterior predice conservadoramente la resistencia al corte de las vigas en la mayoría de los casos (ASCE-ACI, 1962)². Otras expresiones empíricas toman en cuenta parámetros como la carga axial, la relación de cortante, la cuantía de refuerzo longitudinal, el peralte del elemento y el tamaño máximo del agregado³. Las expresiones empíricas, sin embargo, carecen de sustento físico y no reflejan los mecanismos reales de transferencia de cortante del concreto, que son: esfuerzos cortantes en la zona comprimida, transferencia de cortante por trabazón del agregado, fricción en la grieta, efecto de dovola del refuerzo longitudinal, mecanismo de puntal, y esfuerzos residuales en las grietas inclinadas (ASCE-ACI, 1973).

1.3.2 Analogía de la armadura

La analogía de la armadura fue concebida por Ritter a finales del siglo XIX para el diseño de vigas de concreto armado. Inicialmente postulaba que una vez alcanzado el agrietamiento de la viga por tensión diagonal, ésta puede ser idealizada como una armadura con diagonales de concreto en compresión paralelas a la dirección de las grietas inclinadas y sin transferencia de esfuerzos a través de éstas, lo que implica que tan sólo el acero de refuerzo transversal colabora en la resistencia al corte mediante la resistencia V_s .

Teorías más recientes han considerado la contribución del concreto, V_c , que engloba los esfuerzos de tensión y los mecanismos de trabazón del agregado o fricción a través de las superficies de las grietas, dando como resultado un ángulo de inclinación de los esfuerzos principales de compresión en el alma de la viga menor que el de las grietas inclinadas, y una componente vertical adicional a lo largo de la grieta inclinada que colabora en la resistencia a cortante del elemento.

Diferentes teorías basadas en la analogía de la armadura se basan en las diferentes combinaciones de los conceptos definidos anteriormente. Ritter y Morsch proponen una inclinación de los puntales de 45° sin considerar contribución del concreto en la resistencia, lo que da resultados demasiados conservadores. Ramírez y Breen (1991) calculan el ángulo de inclinación de los puntales de compresión suponiendo que la capacidad del elemento para resistir cortante se alcanza con la fluencia del acero de refuerzo transversal y, simultáneamente, con la resistencia a compresión de los puntales; en lo que respecta a la contribución del concreto consideran que ésta se presenta a partir del agrietamiento diagonal. Se debe mencionar que considerar un ángulo de inclinación de los puntales diagonales de 45° es generalmente conservador, ya que los ángulos reales observados en los experimentos son menores, encontrándose así más estribos a través de una grieta, y reduciéndose la demanda en el acero transversal.

El modelo de Armadura con Fricción en la Grieta (ASCE-ACI, 1998) considera la contribución del acero de refuerzo con un modelo de armadura a 45°, y la contribución del concreto como la transferencia de fuerzas de fricción a través de las grietas inclinadas en el alma de las vigas. Este modelo da una explicación física para la contribución del concreto, donde el deslizamiento y el

² La expresión recomendada originalmente depende también de la cuantía de refuerzo longitudinal y de la relación de cortante M/Vd .

³ Como por ejemplo las correlaciones de Zsutty para vigas esbeltas (Zsutty, 1968) y para vigas robustas (Zsutty, 1971).

ancho de las grietas deben ser calculados con análisis no-lineales, dando como resultado un estado biaxial de esfuerzos con el eje principal de compresión a una inclinación menor que la inclinación de la grieta. Una variante de este modelo es el método de cortante-fricción, donde la fuerza necesaria para lograr un deslizamiento en la grieta inclinada es directamente proporcional a la fuerza aplicada en la dirección perpendicular. En el caso de un elemento de concreto armado la fuerza a vencer es la de tensión en el refuerzo transversal ya que la rugosidad de las grietas implica que al presentarse deslizamiento también se abra la grieta, causando tensión en el acero.

1.3.3 Teoría de los campos de compresión (TCC)

Este método toma en cuenta que a lo largo de la historia de carga de una viga de concreto armado, su historia de agrietamientos es bastante compleja; por ejemplo, la pendiente de las grietas inclinadas varía a medida que se carga el elemento, y a lo largo de su altura. Bajo este punto de vista, la consideración de un ángulo de inclinación constante de las grietas parece bastante burda. Si consideramos una sección elemental cuadrada del alma de una viga, la TCC propone que luego del agrietamiento por tensión diagonal inicial -cuando los puntales de compresión estaban inclinados α grados y existían ciertos esfuerzos en el acero de refuerzo y el concreto- el nuevo ángulo de inclinación de los esfuerzos principales de compresión -con los puntales ahora inclinados $\alpha+d\alpha$ grados y con otra magnitud de esfuerzos en acero y concreto- coincide con el ángulo de inclinación de las deformaciones principales a compresión; este último valor puede ser calculado utilizando las nuevas condiciones de deformación del acero de refuerzo, tanto horizontal como transversal, y del concreto comprimido. De esta manera, se puede predecir la respuesta carga-deformación de la sección utilizando condiciones de equilibrio, compatibilidad de deformaciones y leyes constitutivas, tanto del acero de refuerzo longitudinal y transversal, como del concreto agrietado diagonalmente.

Una contribución importante de la TCC es la demostración experimental de la disminución de la capacidad del concreto agrietado diagonalmente para resistir compresiones, ante el aumento de las deformaciones principales a tensión. No obstante esta consideración, la TCC considera la ausencia de esfuerzos de tensión en el concreto, perpendiculares a la grieta inclinada, luego del agrietamiento inclinado. Pruebas experimentales han demostrado que no sólo existen esfuerzos de tensión en el concreto luego del agrietamiento, sino que éstos contribuyen significativamente a la resistencia al corte del elemento. La teoría de campos de compresión modificada (TCCM), desarrollada por Vecchio y Collins (1986) toma en cuenta estos efectos.

1.3.4 Modelo de puntales y tensores (MPT)

Como una generalización de los modelos de armadura, el MPT representa los flujos de fuerzas en elementos de concreto armado; los flujos de esfuerzos de compresión se idealizan mediante puntales y los de tensión mediante tensores. Aunque pueden darse diferentes combinaciones, generalmente los puntales son de concreto y los tensores son representados por el acero de refuerzo, ambos esforzados uniaxialmente. El MPT de un elemento de concreto armado se analiza como una armadura articulada en sus nudos, puntos de confluencia de puntales y tensores. La ventaja del MPT es que toma en cuenta simultáneamente el cortante y la flexión en el elemento modelado, no obstante, la mejor aportación de este modelo es su enfoque particular de diseño al definir las regiones *B* y *D*.

El término *D* (del inglés *disturbed*) se refiere a las regiones con discontinuidades geométricas o de carga, donde no se cumple la ley de Bernoulli; el término *B* (del inglés *beam*) indica las regiones del elemento donde sí se cumple la ley de Bernoulli, zonas que pueden ser diseñadas utilizando la teoría de vigas. Las regiones *D* se extienden a partir de un cambio de sección, de agujeros o de puntos de aplicación de cargas concentradas o reacciones, una distancia igual a dos veces el peralte del elemento. Cualquier estructura existente, por más sencilla que sea, cuenta simultáneamente con regiones *B* y *D*. El MPT propone que las regiones *B* pueden ser diseñadas usando la teoría de vigas, donde la suposición de que las secciones planas permanecen planas es válida, o en cambio, se puede utilizar un MPT para toda la estructura (Alcocer, 1998).

El MPT es de particular importancia en el análisis de elementos muy peraltados, como vigas peraltadas o muros de concreto robustos, en los que prácticamente todo el elemento es una región *D*. Hwang y otros (2001) desarrollaron un modelo suavizado de puntales y tensores que predice la resistencia de muros robustos de concreto armado que presentaron un modo de falla en compresión diagonal. Este modelo mejora los modelos de armadura suavizados¹ (Gupta y Rangan, 1998) al suponer que el flujo de esfuerzos en el alma de un muro robusto no es uniforme; esto se debe a la presencia de cargas concentradas, en la parte superior, y de la cimentación, en la parte inferior del muro. Los autores consideraron que un modelo de puntales y tensores es una mejor opción para representar el flujo de fuerzas del muro. Este trabajo postula que la falla por corte en compresión diagonal está gobernada por el suavizado del concreto. Este modelo fue calibrado con los resultados experimentales de 62 muros que fallaron en compresión diagonal dando predicciones bastante buenas, especialmente para el caso de muros rectangulares.

1.4 NORMAS PARA DISEÑO EN CORTANTE DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

En las secciones anteriores se han mostrado algunas teorías que tratan de explicar el comportamiento en cortante de elementos de concreto armado; algunas lo explican de manera física y otras de manera empírica. Una consecuencia de esto es la variedad de enfoques de los diferentes reglamentos de diseño en el mundo. A continuación se describen las filosofías de diseño de cuatro códigos de diseño muy importantes e influyentes: el código ACI (American Concrete Institute, 2002), el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Gobierno del Distrito Federal, 2004), el Eurocode (Eurocode N°2, 1989; Eurocode N°8, 1988) y el Reglamento Japonés (Architectural Institute of Japan, 1990).

1.4.1 El código del Instituto Americano del Concreto (ACI)

El código ACI se refiere al cortante en muros de concreto en dos secciones. En el Capítulo 11 -Cortante y Torsión- da expresiones generales para el caso de cargas gravitacionales, y en el capítulo 21 enfoca el diseño ante cargas inducidas por sismos. En general, se considera que la resistencia nominal a cortante de una sección transversal de un muro se obtiene sumando la contribución del concreto, V_c , y del acero, V_s , de la siguiente manera:

¹ La palabra *suavizado* implica la consideración de que el concreto agrietado en compresión exhibe menor resistencia y rigidez que el concreto en compresión uniaxial.

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 1.2})$$

El código ACI supone que la contribución del concreto, V_c , es la misma, independientemente de si el elemento cuenta o no con acero horizontal⁶ y se basa en la expresión empírica ya discutida en la sección 1.3.1 (en libras):

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} t(0.8L) \quad (\text{Ec. 1.3})$$

donde f'_c es la resistencia a compresión del concreto en psi, t es el espesor del muro en pulgadas, y $0.8L$ el peralte efectivo también en pulgadas, siendo L la longitud del muro. Esta expresión es función de la resistencia a tensión del concreto, expresada por la raíz cuadrada de f'_c , y proviene de resultados experimentales de vigas de concreto armado sin refuerzo transversal que fallaron por tensión diagonal. Para un cálculo más detallado se recomienda el menor valor calculado con las siguientes expresiones (en libras):

$$V_c = 3.3\sqrt{f'_c} t(0.8L) + \frac{N(0.8L)}{4L} \quad (\text{Ec. 1.4})$$

$$V_c = \left[0.6\sqrt{f'_c} + \frac{L \left(1.25\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N}{Lt} \right)}{\frac{M}{V} - \frac{L}{2}} \right] t(0.8L) \quad (\text{Ec. 1.5})$$

donde N , M y V son, respectivamente, la carga axial en libras, el momento flexionante en libras-pulgada, y la fuerza cortante en libras, últimos de la sección. Cuando el denominador de la ec.1.5 es negativo, sólo se usa la ec.1.4. A diferencia de la ec.1.3, estas dos ecuaciones han sido halladas analíticamente. La ec.1.4 representa la fuerza cortante necesaria para lograr un esfuerzo principal de tensión en el centroide de la sección transversal del muro, de tal manera que se forme una grieta por tensión diagonal importante. Aunque la evidencia experimental indica que las grietas por tensión diagonal ocurren cuando el esfuerzo principal a tensión es de $7\sqrt{f'_c}$ (psi), se tomó el límite inferior de $4\sqrt{f'_c}$ (psi) y, con ayuda del círculo de Mohr, se obtuvo la ec.1.4.

En el caso de la ec. 1.5, la fuerza cortante calculada corresponde a la necesaria para obtener un esfuerzo de tensión por flexión a una altura de $L/2$ de la sección estudiada, de tal manera que se forme una grieta por flexión que luego aumente su inclinación por efectos de cortante. Aunque la resistencia del concreto al agrietamiento por flexión está dada por $10\sqrt{f'_c}$ (psi), de manera conservadora se trabajó con un valor de $6\sqrt{f'_c}$ (psi). Luego de un análisis de esfuerzos suponiendo que las secciones planas permanecen planas en la sección estudiada, se obtiene el segundo sumando

⁶ Sin embargo, de la TCC se desprende que la contribución del concreto a la resistencia al corte puede variar dependiendo de las cuantías de refuerzo, no sólo horizontal sino también vertical (ver sección 1.3.3).

de la parte derecha de la ec.1.5, que da resultados muy conservadores. Se ha demostrado experimentalmente que se requiere de un esfuerzo cortante adicional de $0.6\sqrt{f'_c}$ (psi) para que una grieta por flexión se extienda por completo de modo diagonal. Mientras la relación M/V aumenta, la ec.1.5 es la que controla la respuesta, tendiendo a valores de $0.6\sqrt{f'_c}$ (psi). Sin embargo, no se considera razonable trabajar con un valor menor que la ec.1.3, límite inferior proveniente de los resultados experimentales de vigas esbeltas⁷.

Para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo, V_s , a la resistencia al corte, se utiliza la analogía de la armadura suponiendo un ángulo de inclinación de los puntales de compresión de 45°, y que el 100% del acero de refuerzo horizontal del muro fluye al alcanzar la resistencia:

$$V_s = \frac{A_v f_y (0.8L)}{s} \quad (\text{Ec. 1.6})$$

donde A_v es el área de las barras de refuerzo horizontal, f_y es su esfuerzo nominal de fluencia, y s su separación. Con respecto al acero de refuerzo distribuido verticalmente en el alma, el ACI reconoce su participación en la resistencia al corte para muros con relación de aspecto baja, e inclusive indica que bajo esta condición, el refuerzo horizontal se vuelve menos efectivo. Sin embargo, este hecho no se toma en cuenta directamente en las expresiones para el cálculo de resistencias. Se propone que cuando la relación de aspecto del muro, H/L , sea menor que 2.5, la cuantía de refuerzo vertical debe ser al menos la calculada con la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (\text{Ec. 1.7})$$

donde ρ_v y ρ_h son, respectivamente, las cuantías de refuerzo vertical y horizontal. Con respecto al acero mínimo, se recomienda una cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical de 0.0025. Este número proviene de suponer el caso extremo de que luego del agrietamiento diagonal, el concreto ya no tome más cortante ($V_c=0$), y las barras de acero horizontal fluyan y tomen el 100% del cortante que el concreto se encargaba de resistir hasta ese momento, es decir, en el mejor de los casos, $2\sqrt{f'_c}$ (psi). Si igualamos este valor con la ec.1.6 obtenemos la expresión (f'_c y f_y en psi):

$$\rho_{h,min} = \frac{2\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (\text{Ec. 1.8})$$

Para valores de f'_c de 200 kg/cm² (2,857 psi) y tomando en cuenta un f_y de 2,800 kg/cm² (40 ksi), $\rho_{h,min}$ es 0.0027, cercano al valor mínimo. Sin embargo, para valores de f_y más comunes actualmente, como 4,200 kg/cm² (60 ksi), se necesita una resistencia del concreto mínima de 400 kg/cm² (5,714 psi) para asegurar un $\rho_{h,min}$ de 0.0025. De este análisis se desprende que la cuantía

⁷ Esto último no tiene un sustento experimental y es más bien una consideración de forma.

mínima podría variar, e inclusive ser menor que la recomendada en los reglamentos de diseño, dependiendo de los valores de f'_c y f_y .

En el Capítulo 21 para diseño ante cargas inducidas por sismos, la resistencia nominal a cortante está dada por la siguiente expresión (en libras):

$$V_n = tL \left(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_h f_y \right) \quad (\text{Ec. 1.9})$$

El primer término entre paréntesis representa la contribución del concreto y el segundo la contribución del acero de refuerzo horizontal del muro. El coeficiente α_c toma en cuenta el aumento de resistencia de tensión diagonal de muros con relaciones de aspecto bajas; así, $\alpha_c = 3$ para $H/L \leq 1.5$ y es igual a 2 cuando $H/L \geq 2$, pudiéndose interpolar linealmente para casos intermedios. La contribución del acero de refuerzo se calcula con la analogía de la armadura, tomando en cuenta un ángulo de inclinación de los puntales de 45° y suponiendo que todo el acero de refuerzo horizontal fluye en el momento en que se alcanza la carga máxima.

Finalmente, el esfuerzo cortante nominal promedio no puede ser mayor que $8\sqrt{f'_c}$ (psi) para el área total de muros en planta, ni mayor que $10\sqrt{f'_c}$ (psi) para muros individuales⁸. El ACI indica que estos límites superiores aseguran una buena redistribución de la fuerza cortante en planta, e indirectamente evitan fallas por compresión diagonal del concreto en los puntales diagonales y por deslizamiento en la base del muro. En lo que respecta al acero mínimo, se recomienda un valor de 0.0025, indicándose que la cuantía de acero vertical no puede ser menor que la horizontal si es que la relación de aspecto del muro es menor o igual a 2.

En resumen, el código ACI divide en dos la resistencia nominal a cortante de muros de concreto: la contribución del acero de refuerzo por medio de la analogía de la armadura y la contribución del concreto en tensión diagonal, ya sea utilizando expresiones empíricas o calculadas analíticamente⁹. El enfoque del ACI tiene la ventaja de ser bastante sencillo, aunque tiene algunos problemas conceptuales. Por ejemplo, supone que en el momento de la carga máxima, se dan simultáneamente la falla por tensión diagonal en el alma del muro y la fluencia de las barras de refuerzo horizontal. Además, existe una contradicción en la expresión dada para evitar una falla por compresión diagonal en el concreto comprimido, ya que ésta no se hace dependiente de la resistencia a compresión, como sería lógico, sino de la de tensión.

1.4.2 El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF)

Este reglamento se basa en las mismas hipótesis que el código ACI: considera que el concreto contribuye a la resistencia suponiendo una falla por tensión diagonal; supone que todas las barras de acero de refuerzo horizontal fluyen en el momento de la carga máxima, y su contribución se toma en cuenta mediante la analogía de la armadura con puntales inclinados 45° ; propone un límite de resistencia nominal para evitar una falla por compresión diagonal en los puntales de

⁸ Este último valor es el recomendado como límite del esfuerzo cortante nominal en el Capítulo 11.

⁹ En realidad, las expresiones calculadas "analíticamente" siempre contienen correcciones empíricas.

concreto que es función de la resistencia a tensión del concreto; y, finalmente, toma en cuenta el aumento de la contribución del concreto para muros con relación de aspecto baja.

Las expresiones para calcular la contribución del concreto, V_c , son las siguientes¹⁰ (en kg; entre corchetes se presentan las mismas expresiones en unidades inglesas con el propósito de compararlas con las del código ACI):

$$\frac{H}{L} \leq 1.5 \quad V_c = 0.85\sqrt{f'_c}tL \quad [V_c = 3.2\sqrt{f'_c}tL] \quad (\text{Ec.1.10})$$

$$\frac{H}{L} \geq 2.0 \begin{cases} \rho_h \leq 0.015 & V_c = 0.8(0.2 + 20\rho_h)\sqrt{f'_c}tL \\ \rho_h > 0.015 & V_c = 0.4\sqrt{f'_c}tL \quad [V_c = 1.5\sqrt{f'_c}tL] \end{cases} \quad (\text{Ecs.1.11})$$

donde t , H y L son, respectivamente, el espesor, la altura y la longitud del muro en centímetros, ρ_h es la cuantía de refuerzo horizontal, y f'_c está en kg/cm^2 . Para valores intermedios de relación de aspecto se puede interpolar linealmente. De las Ecs.1.11 se desprende que la resistencia del concreto para muros esbeltos depende directamente de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, hecho que no destaca el código ACI. También se observa que para este tipo de muros, el RDF es más conservador que el código ACI (ver ec.1.9 del ACI para diseño ante carga sísmica) y para muros robustos las expresiones dan resultados similares (ver figura 1.1).

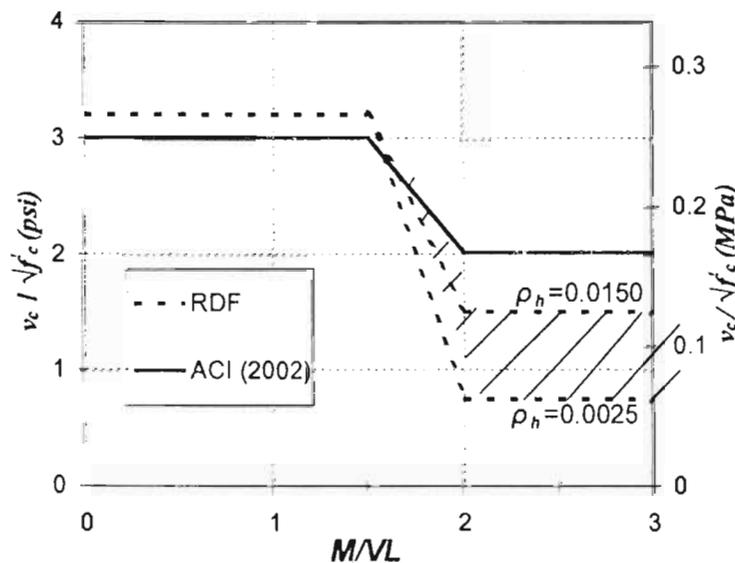


Figura 1.1 – Comparación entre las contribuciones del concreto según el código ACI y el reglamento RDF. La parte sombreada representa la variación de la contribución del concreto con respecto al refuerzo horizontal dada en las Ecs.1.11

¹⁰ Las variables se han uniformado para que puedan ser compadas con las del código ACI. Las expresiones originales del RDF dependen del peralte efectivo, d , que se puede aproximar a $0.8L$.

El nivel de conservadurismo con respecto al código ACI, de las expresiones para el cálculo de V_c para muros esbeltos, tiene dos fuentes. Primero, la contribución del concreto se vuelve más importante a medida que aumenta la cuantía de refuerzo horizontal, siendo, en todos los casos, menor que la recomendada por el ACI; para muros con cuantías mínimas de refuerzo horizontal, el aporte del concreto resulta en valores menores que la mitad de los calculados con la ec. 1.9 del ACI. En segundo lugar, el RDF relaciona V_c con el peralte efectivo del muro, d , mientras que el ACI lo hace con la longitud L .

Para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo a la resistencia al corte se utiliza la analogía de la armadura, de la misma manera que en el Capítulo 21 del ACI. Finalmente, se limita la resistencia nominal a cortante con la siguiente expresión, (en kg; entre corchetes se presenta la misma expresión en unidades inglesas):

$$V_n \leq 2\sqrt{f'_c}tL \quad [V_n \leq 7.53\sqrt{f'_c}tL] \quad (\text{Ec. 1.12})$$

Con respecto al detallado del acero de refuerzo, el reglamento RDF enfoca el problema de igual manera que el código ACI, limitando la cuantía de acero horizontal a 0.0025 y dando una expresión igual a la ec.1.7 para el cálculo de la cuantía de acero vertical de muros con relación de aspecto menor o igual a 2.5.

1.4.3 El código europeo (Eurocode EC2 y EC8)

El Eurocode no maneja factores de reducción de resistencia¹¹, como sí lo hacen el código ACI y el RDF. Para tomar en cuenta las incertidumbres en el cálculo y en la construcción, el Eurocode maneja factores de reducción de las resistencias de los materiales. Para estructuras ubicadas en regiones no sísmicas se utilizan las recomendaciones dadas en el Eurocode 2 (EC2). Al igual que el ACI y el RDF, el EC2 considera las contribuciones del concreto y del acero de refuerzo horizontal a la resistencia al corte; la contribución del concreto en tensión diagonal está dada por la siguiente expresión¹² (en kN):

$$V_c = \left[0.06\sqrt{f'_c} (1.2 + 40\rho_v) + 0.15\frac{N}{tL} \right] t(0.8L) \quad (\text{Ec. 1.13})$$

donde ρ_v representa la cuantía de acero vertical en tensión. Aunque no se considera un aumento de la resistencia para muros robustos, sí se considera el aumento de la resistencia con la carga axial y, adicionalmente, relaciona directamente la resistencia al corte por tensión diagonal con la cuantía de refuerzo vertical.

¹¹ Los factores de reducción de resistencia se proporcionan para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias de los materiales, en la mano de obra y en las dimensiones.

¹² La nomenclatura de las variables involucradas ha sido uniformada para que las expresiones de distintos reglamentos puedan ser comparables.

Para hallar la contribución del acero de refuerzo se utiliza la analogía de la armadura con un ángulo de 45° mediante la expresión $V_s = A_v f_y (0.9d) / s$, donde $0.9d$ representa el brazo de palanca entre las cuerdas de la armadura, y d es $0.8L$. También se proporciona una expresión para tomar en cuenta la contribución del acero de refuerzo diagonal en la resistencia, y, finalmente, una segunda expresión opcional para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo convencional en muros con relación de cortante menor que 1.3, dada por:

$$V_s = \left[\rho_h \left(\frac{M}{VL} - 0.3 \right) + \rho_v \left(1.3 - \frac{M}{VL} \right) \right] f_y t (0.8L) \quad (\text{Ec. 1.14})$$

Esta expresión tiene la forma típica de las obtenidas utilizando la analogía de la armadura y se utiliza cuando M/VL se encuentra entre 0.3 y 1.3. Cuando $M/VL \leq 0.3$ sólo el acero vertical contribuye a la resistencia y cuando $M/VL \geq 1.3$ sólo el acero horizontal contribuye a la resistencia. La mínima cuantía de refuerzo permitida es de 0.0020.

Para evitar fallas por compresión diagonal se proporciona el siguiente límite para la resistencia calculada (en kN; las nomenclaturas de las variables han sido uniformadas):

$$V_c + V_s \leq \frac{1}{2} v f_{cd} t (0.9d) \quad v = 0.7 - \frac{f'_c}{200} \geq 0.5 \quad f_{cd} = \frac{f'_c}{1.5} \quad (\text{Ecs. 1.15})$$

donde f_{cd} es la resistencia a compresión de diseño. Estas expresiones provienen de suponer que los muros se pueden modelar utilizando el MPT, donde el esfuerzo de compresión máximo que pueden tomar los puntales está dado por $v f_{cd}$. El valor de v es función de la inclinación y separación de las grietas, las deformaciones de tensión en el refuerzo horizontal, y la deformación longitudinal en el alma (ASCE-ACI, 1998); de manera simplificada, el factor de efectividad v es el presentado en las ecs. 1.15¹³. Esta expresión es distinta a la dada por el ACI y el RDF, cuyo límite por compresión diagonal es función de la resistencia a tensión del concreto.

El Eurocode EC8 es el reglamento que controla el diseño de estructuras en regiones sísmicas. En este reglamento se diferencia claramente el diseño de muros dependiendo de su desempeño esperado. Se definen entonces muros de comportamiento dúctil elevado (DCH), muros de comportamiento dúctil moderado (DCM) y muros de comportamiento dúctil bajo (DCL). Para muros DCL se deberán usar las expresiones dadas en el EC2, y para muros DCM las correspondientes a muros DCH, con restricciones más relajadas en el detallado del acero. Al igual que los reglamentos discutidos anteriormente, se divide la resistencia al corte en la contribución del concreto y del acero de refuerzo. La contribución del concreto depende solamente de su resistencia a la tensión y se calcula con la siguiente expresión (en kN; entre paréntesis se presenta la misma expresión en unidades inglesas):

¹³ En las expresiones originales se utiliza el valor f_{ck} , resistencia característica a la compresión, que en este texto se ha reemplazado por f'_c , con el fin de poder comparar las expresiones de distintos reglamentos; además, $f_{ck} \approx 0.9 f'_c$ (ASCE-ACI, 1998).

$$V_c = 0.15\sqrt{f'_c}tL \quad [V_c = 1.8\sqrt{f'_c}tL] \quad (\text{Ec. 1.16})$$

En las zonas donde se espera la formación de una articulación plástica, esta expresión se puede usar sólo si la carga axial es mayor que $0.10tLf_{cd}$; si la carga axial es menor que este valor no se considera la contribución del concreto a la resistencia. La ec. 1.16 da valores cercanos a los calculados utilizando la expresión correspondiente a muros esbeltos del código ACI. Al comparar la ec. 1.16 con la ec. 1.9 del ACI, nos damos cuenta que el EC8 es más conservador para el caso de muros robustos, y, en general, bastante más conservador cuando se trata de muros con carga axial baja, como en el caso de construcciones de pocos niveles con muros de concreto chatos.

La contribución del acero de refuerzo distribuido se calcula utilizando las mismas expresiones del EC2, es decir, por medio de la analogía de la armadura con un brazo de palanca entre cuerdas de $0.9d$, o usando la ec. 1.14. Al igual que el código ACI y el reglamento RDF, la cuantía mínima de refuerzo recomendada es de 0.0025. Finalmente, para prevenir el colapso de muros por compresión diagonal, se limitan los esfuerzos de compresión de los puntales de concreto en las zonas críticas con la expresión siguiente:

$$V_c + V_s \leq 0.20f_{cd}tL \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} \quad f_{ck} \approx 0.9f'_c \quad (\text{Ecs.1.17})$$

Esta expresión da valores similares a los obtenidos con las ecs. 1.15 del EC2, para el caso del menor valor del coeficiente de eficiencia, $v=0.5$.

Una diferencia importante entre el Eurocode EC8 y los reglamentos ACI y RDF es la exigencia del cálculo explícito de la resistencia al deslizamiento. Se consideran tres mecanismos resistentes: la resistencia brindada por el acero vertical actuando como dovela; la resistencia que aporta el acero diagonal; y la resistencia debida a la fricción. Para muros robustos, con $H/L \leq 2$, se sugiere que por lo menos el 50% de la resistencia al corte total en la base del muro provenga del acero diagonal¹⁴.

El Eurocode maneja algunos conceptos distintos a los discutidos en las secciones correspondientes a los reglamentos de Norteamérica. Primeramente, el ACI y el RDF utilizan un límite superior dependiente de la resistencia a tensión del concreto para así evitar fallas por compresión diagonal y deslizamiento (ver ec. 1.12); el EC8 en cambio, toma en cuenta directamente la falla por deslizamiento y limita el cortante resistente para que no se produzca una falla por compresión diagonal en los puntales de concreto suponiendo un MPT. El ACI y RDF consideran un aumento en la contribución del concreto para muros robustos, punto que el Eurocode no toma en cuenta; sin embargo, este último acepta una mayor contribución del acero de refuerzo vertical en la resistencia a cortante de muros robustos ($H/L \leq 1.3$) por medio de la ec. 1.14. Finalmente, el Eurocode se distancia más de otros reglamentos ya que considera el desempeño esperado en el diseño de los muros.

¹⁴ Salonikios y otros (2000) indican que las expresiones para el cálculo de la resistencia al deslizamiento son bastante conservadoras, sobre todo para muros robustos.

Más que un juicio de valor de los distintos reglamentos estudiados hasta el momento, del párrafo anterior se desprende que las diferencias conceptuales observadas se deben, en gran medida, a las incertidumbres en el tratamiento del cortante en muros de concreto (Salonikios y otros, 1999).

1.4.4 El reglamento japonés (AIJ)

La discusión del reglamento japonés quizá sea la más interesante de los cuatro códigos estudiados. Se basa en una superposición de los mecanismos de armadura (analogía de la armadura) y de arco (o mecanismo de puntal) en el cálculo de la resistencia. A grandes rasgos, se puede definir el mecanismo de armadura como la contribución del acero de refuerzo horizontal y el mecanismo de arco como la contribución del concreto. La expresión recomendada es la siguiente (las nomenclaturas de las variables han sido uniformadas):

$$V_u = \rho_h f_s tL \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) \frac{v f_c'}{2} tL \quad (\text{Ec. 1.18})$$

Mediante esta ecuación se pretende evitar una falla por corte asegurando que el modo de falla sea en flexión. El término ϕ es el ángulo de inclinación del puntal comprimido en el mecanismo de armadura, θ el ángulo del puntal comprimido correspondiente al mecanismo de arco, y β representa una condición de equilibrio explicada posteriormente.

El primer sumando de la parte derecha de la ec.1.18 corresponde a la contribución del mecanismo de armadura, que simplemente es la aplicación de la analogía de la armadura con un ángulo de inclinación de los puntales diagonales, ϕ . A diferencia de los reglamentos revisados anteriormente, el AIJ recomienda tres expresiones para el cálculo del ángulo ϕ , con un valor máximo de $\cot \phi$ igual a 2 para asegurar una buena transmisión del mecanismo de trabazón del agregado a lo largo de las grietas inclinadas. Se distinguen, así, dos métodos de diseño: el método-*A* y el método-*B*. En el método-*A*, el valor de $\cot \phi$ varía entre 1 y 2, bajo la condición de que el mecanismo de armadura, asociado a cierta cuantía de refuerzo horizontal, tome la máxima fuerza cortante posible; en el método-*B*, el valor de $\cot \phi$ se fija en 1 bajo la condición de que el concreto del puntal de compresión en el mecanismo de armadura, asociado a cierta cuantía de refuerzo horizontal, tome el mínimo esfuerzo posible. El método-*B* es más conservador que el método-*A*. En el caso de muros se recomienda el uso de un valor constante de $\cot \phi$ igual a 1, ya que con este valor se pudieron predecir mejor los resultados experimentales con los que se calibró la expresión propuesta. De esta manera, el AIJ también supone que el 100% de las barras de refuerzo horizontal fluyen en el momento de alcanzar la resistencia.

Del equilibrio de un elemento de armadura se obtiene el esfuerzo de compresión en el concreto del puntal diagonal del mecanismo de armadura; la diferencia entre este valor y la resistencia a compresión del concreto agrietado nos da el esfuerzo remanente con el que el concreto puede contribuir al mecanismo de arco; como simplificación, no se toma en cuenta la diferencia de inclinación entre los puntales de los mecanismos de armadura y de arco. En el segundo término de la parte derecha de la ec. 1.18, el factor $1-\beta$ es el que toma en cuenta la resistencia remanente en el concreto agrietado, que representa la contribución del mecanismo de arco; el valor de β es el siguiente:

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \frac{\rho_h f_y}{\nu f'_c} \quad (\text{Ec. 1.19})$$

El valor del ángulo de inclinación del puntal en el mecanismo de arco, θ , proviene de condiciones geométricas del muro y está dado por la siguiente expresión:

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{H}{L}\right)^2 + 1} - \frac{H}{L} \quad (\text{Ec. 1.20})$$

De las ecs. 1.18 y 1.19 se observa que la contribución del mecanismo de arco decrece a medida que la cuantía de refuerzo horizontal aumenta. Además, al igual que el EC2, el AIJ dicta que la resistencia a compresión del concreto agrietado diagonalmente debe ser menor que la del concreto sin agrietar, mediante el concepto de factor de eficiencia del concreto, ν_o y ν :

$$\nu_o = 0.7 - \frac{f'_c}{2000} \quad (\text{Ec. 1.21})$$

$$\begin{aligned} \nu &= \nu_o & R_u < 0.005 \\ \nu &= 0.4\nu_o & R_u > 0.02 \end{aligned} \quad (\text{Ecs. 1.22})$$

En las ecs. 1.22, ν representa el factor de eficiencia utilizado en diseño de muros sismo-resistentes. Las ecs. 1.22 fueron derivadas empíricamente con resultados experimentales; R_u representa la rotación máxima en radianes en la base del muro considerando que la falla se presenta cuando la resistencia decae al 80% de la carga máxima. Para valores intermedios de R_u se puede interpolar linealmente. Estas ecuaciones representan un método simple de asegurar que la resistencia a cortante sea mayor que el cortante asociado a la resistencia a flexión. En términos sencillos, las ecs. 1.22 son equivalentes a la consideración del ACI y el RDF, de aumentar la contribución del concreto para muros robustos, ya que este tipo de muros no rotarán mucho en su base, a diferencia de los muros muy esbeltos, que rotan apreciablemente debido a las deformaciones dominantes de flexión.

El AIJ también maneja un límite superior para la resistencia nominal al corte, basado en resultados experimentales, cuyo propósito es asegurar ductilidad apropiada luego del punto de fluencia de las barras verticales. Este límite superior se define como la resistencia máxima en el momento en que el esfuerzo en el puntal diagonal del mecanismo de armadura, alcanza la resistencia efectiva a compresión del concreto agrietado. Este límite se da cuando $\rho_h f_y$ es igual a $\nu f'_c/2$; en este punto el factor $1-\beta$ se vuelve cero y, del equilibrio del elemento de armadura, $\rho_h f_y$ es igual a $\nu f'_c/2$. En este momento la fuerza total es resistida por el mecanismo de armadura y de la ec. 1.18 se obtiene:

$$V_u = 0.5\nu f'_c t L \quad (\text{Ec. 1.23})$$

Al incrementar la cuantía de acero de refuerzo horizontal se logra que la colaboración del mecanismo de arco en la resistencia sea nula. Para un $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ (3428 psi) y una rotación en la base promedio de 0.0125 rad, en una zona de articulación plástica, la ec.1.23 arroja un esfuerzo cortante promedio $v_u = 0.2 f'_c = 0.2 \times 240 = 48 \text{ kg/cm}^2$. si calculamos el valor correspondiente al límite dado por el ACI de $10\sqrt{f'_c}$ (psi), obtenemos $v_u = 10\sqrt{3428} = 585 \text{ lb/pulg}^2 = 41 \text{ kg/cm}^2$. Los valores obtenidos con ambos reglamentos son similares, no obstante, provienen de conceptos distintos.

Es necesario indicar que las expresiones mostradas fueron calibradas con muros de concreto con columnas en los bordes. El AIJ exige esta condición en la concepción de muros estructurales de concreto armado. El espesor mínimo recomendado es de 15cm y el diámetro mínimo del refuerzo es del #3. La separación mínima de las barras de refuerzo en zonas en las que se contempla la formación de articulación plástica es de 20 cm y se colocará en dos capas; la cuantía mínima es de 0.0025. También se toma en cuenta la colaboración del refuerzo diagonal, en caso de existir, considerando la fluencia del 100% de las barras colocadas.

1.5 OTROS MÉTODOS PROPUESTOS EN LA LITERATURA

Los avances propuestos en los códigos internacionales se deben, principalmente, al esfuerzo de la investigación a nivel mundial. A continuación se presentan algunos trabajos que han apuntado hacia la mejor comprensión del problema del cortante en muros de concreto armado.

1.5.1 Trabajo de Hernández y Zermeño (1980)

Se propone que para muros esbeltos, las expresiones dadas por el ACI para el cálculo de V_c son razonables, siendo muy conservadoras para muros robustos (Hernández y Zermeño, 1980; Hidalgo y otros, 2002). Se recomienda la siguiente expresión para el cálculo de la contribución del concreto, v_c (en psi) donde σ es el esfuerzo axial de compresión:

$$v_c = v_o \sqrt{1 + \frac{\sigma}{v_o}} \quad (\text{Ec. 1.24})$$

El cociente σ/v_o debe ser menor o igual a 5 y v_o es igual a :

$$v_o = \left[6 - 1.1 \left(\frac{M}{VL} \right)^2 \right] \sqrt{f'_c} \geq 1.89 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 1.25})$$

Se propone la misma expresión dada por el ACI para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo, V_s , es decir, utilizando la analogía de la armadura con un ángulo de 45° , o también se puede utilizar la ec. 1.26, que toma en cuenta la contribución del acero vertical para muros con relaciones de cortante entre 0.25 y 1.25, muy similar a la recomendada por el Eurocode:

$$v_s = \rho_h f_{yh} \left(\frac{M}{VL} - 0.25 \right) + \rho_v f_{yv} \left(1.25 - \frac{M}{VL} \right) \quad (\text{Ec. 1.26})$$

Para relaciones de cortante mayores que 1.25 sólo se considera la contribución del acero horizontal y para relaciones de cortante menores que 0.25 tan sólo el acero vertical contribuye a la resistencia.

El modelo de Hernández y Zermeño se calibró con pruebas experimentales de 31 muros de sección rectangular; 8 de ellos sin columnas en los bordes y el resto con columnas en los bordes. En la figura 1.2 se presenta una comparación entre la expresión dada por el ACI para zonas sísmicas (ver contribución del concreto en ec. 1.9) y las ecuaciones 1.24 y 1.25, para muros en los que $M/VL=H/L$ y con carga axial despreciable. Se observa que la ec. 1.24 puede duplicar los valores de v_c recomendados por el ACI.

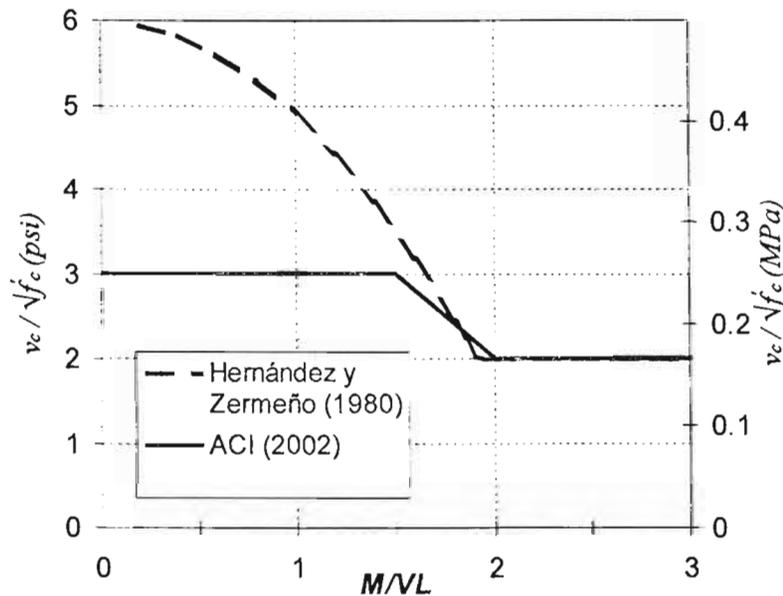


Figura 1.2 – Comparación entre las contribuciones del concreto del ACI y del modelo de Hernández y Zermeño (en psi)

1.5.2 Trabajo de Wood (1990)

Wood utilizó una base de datos de 143 muros ensayados en laboratorio con $M/VL \leq 2$, para obtener un límite inferior de la resistencia al corte de muros robustos. La mayoría de los muros considerados tenían columnas en los bordes; sólo el 13% de los muros fueron de sección rectangular. El modelo de Wood no considera una contribución del acero de refuerzo y propone que la resistencia al corte mínima esté dada por la siguiente expresión (en psi):

$$v_n = 6\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 1.27})$$

Este límite puede ser aumentado al dado por la ec. 1.28 en caso de que se considere conveniente. Esta expresión fue hallada con un modelo de cortante-fricción (en psi):

$$v_n = \frac{A_{vf} f_y}{4A_{cv}} \leq 10\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 1.28})$$

donde A_{vf} es el área total de refuerzo vertical, incluyendo el de los bordes en caso de existir columnas extremas, y A_{cv} es el área de la sección transversal del muro. Wood desarrolló estos criterios ya que, utilizando la base de datos ya descrita, comprobó que la expresión dada en el capítulo 21 del ACI (ec. 1.9) subestima la resistencia al corte de muros con refuerzo bajo y sobreestima aquella de los muros con más de 1.5 veces la cuantía mínima recomendada de 0.0025¹⁵.

1.5.3 Trabajo de Leiva y Montaña (2001)

Con este trabajo se regresa al concepto de aceptar una contribución del acero y una del concreto, evaluadas por separado, a la resistencia al corte. De manera parecida al AIJ, los autores proponen una degradación de la contribución del concreto debida a la demanda de deformaciones no lineales; esta última es evaluada mediante la ductilidad de curvatura alcanzada al instante de la falla. Para calcular la contribución del acero de refuerzo horizontal, se utiliza la analogía de la armadura, sin embargo, a diferencia de lo visto anteriormente, no se considera que el 100% de las barras de refuerzo horizontal fluyen, sino que se utiliza un factor de efectividad hallado experimentalmente, α , de 0.7. Los autores explican que esto se debe a que el ancho de la grieta inclinada en los extremos del muro es mínimo, siendo imposible que fluya el refuerzo horizontal que cruza estas zonas. A continuación se presentan las expresiones propuestas que se calibraron con los resultados experimentales de 43 muros de concreto armado de sección rectangular que presentaron falla por corte (en kg/cm²):

$$v_n = 2 \left[1 + 10 \frac{M}{M_n} \rho_v \right] H_{(M/VL)} f_{(\mu_\phi)} \sqrt{f'_c} + \alpha \rho_h f_y \quad (\text{Ec. 1.29})$$

donde M/M_n es el nivel de sollicitación en flexión de la sección estudiada; M es el momento flexionante actuante en la falla; M_n es el momento flexionante nominal de la sección crítica considerando como criterio de falla por flexión, una deformación en la fibra extrema en compresión de 0.003; ρ_v es la cuantía total de refuerzo vertical; y α es el factor de efectividad del refuerzo horizontal igual a 0.7. $H_{(M/VL)}$ es un factor que considera un aumento de la contribución del concreto en la resistencia para muros robustos, y $f_{(\mu_\phi)}$ el factor que disminuye la contribución del concreto al aumentar la ductilidad de curvatura, μ_ϕ :

¹⁵ En la figura 1.15 se observa una tendencia similar obtenida con los muros de la base de datos del Instituto de Ingeniería (ver sección 1.6).

$$H_{(M/VL)} = \begin{cases} 1 - 0.25 \frac{M}{VL} & \frac{M}{VL} \leq 1 \\ 0.75 & \frac{M}{VL} > 1 \end{cases} \quad (\text{Ecs.1.30})$$

$$f_{(\mu_\phi)} = \begin{cases} 0.90 & \mu_\phi = 1 \\ 1 - 0.1\mu_\phi & \mu_\phi > 1 \end{cases} \quad (\text{Ecs.1.31})$$

Los términos μ_ϕ y M/M_n evalúan el nivel de daño por flexión en el elemento al momento de la falla por corte, de lo que se desprende que M/M_n debe ser, idealmente, menor que 1. También se observa que los términos correspondientes a la ductilidad, $f_{(\mu_\phi)}$, y la relación de aspecto, $H_{(M/VL)}$, son interdependientes, no obstante esta última colabora directamente en el nivel de deformaciones no lineales en flexión que un muro es capaz de alcanzar.

En este estudio se propone que la contribución del concreto a la resistencia al corte: *a)* aumenta junto con la resistencia a tensión del concreto, *b)* disminuye a medida que aumenta la ductilidad de curvatura de la sección, *c)* aumenta para muros robustos, con $M/VL < 1$, y *d)* aumenta a medida que se incrementa el refuerzo vertical.

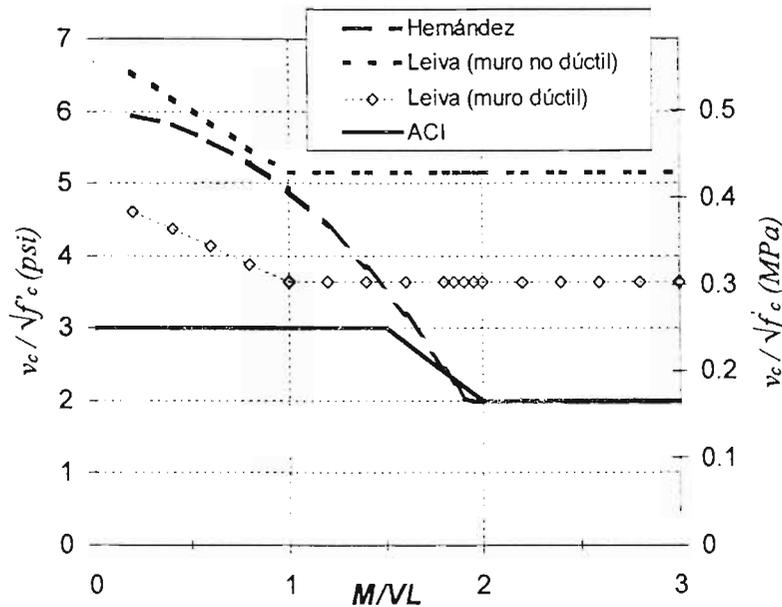


Figura 1.3 – Comparación entre las contribuciones del concreto del ACI, del modelo de Hernández y Zermeño y del modelo de Leiva

En la figura 1.3 se grafica la contribución del concreto de la ec. 1.29 junto con las expresiones correspondientes al capítulo 21 del ACI y al método de Hernández y Zermeño. Para este cálculo se supuso que: la falla por corte se produce a un 50% del cortante correspondiente a la

resistencia a flexión, es decir, $M/M_n=0.5$; las deformaciones del muro fueron predominantemente de corte, con una ductilidad de curvatura igual a 1.5 y $f_{(\mu\phi)}=0.85$; una cuantía de refuerzo vertical total de 0.015. Paralelamente, se considera un muro con una mayor contribución de deformaciones por flexión: ductilidad de curvatura de 4 y $M/M_n=1$. En la figura 1.3 se observa que el modelo de Leiva y Montañó considera valores de la contribución del concreto mayores que los modelos anteriores, para el muro con deformaciones dominantes de corte, y considera una degradación importante en esta contribución para muros con deformaciones por flexión importantes. No obstante este hecho, en el último caso la contribución del concreto es siempre mayor que la recomendada por el ACI.

1.5.4 Trabajo de Sánchez (2002)

Este modelo fue desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Aunque es el más completo y el que muestra menos variabilidad al ser evaluado con resultados experimentales, se basa, en gran medida, en expresiones empíricas. Este modelo estima la envolvente de respuesta de muros de concreto con falla por corte en tensión diagonal. De esta manera, se dan expresiones para el cálculo de resistencias y distorsiones en diferentes puntos de la curva carga-distorsión (ver figura 1.4). El modelo propuesto se compone de una envolvente trilineal definida por: carga de agrietamiento diagonal (punto A), carga máxima (punto B) y carga última (punto C).

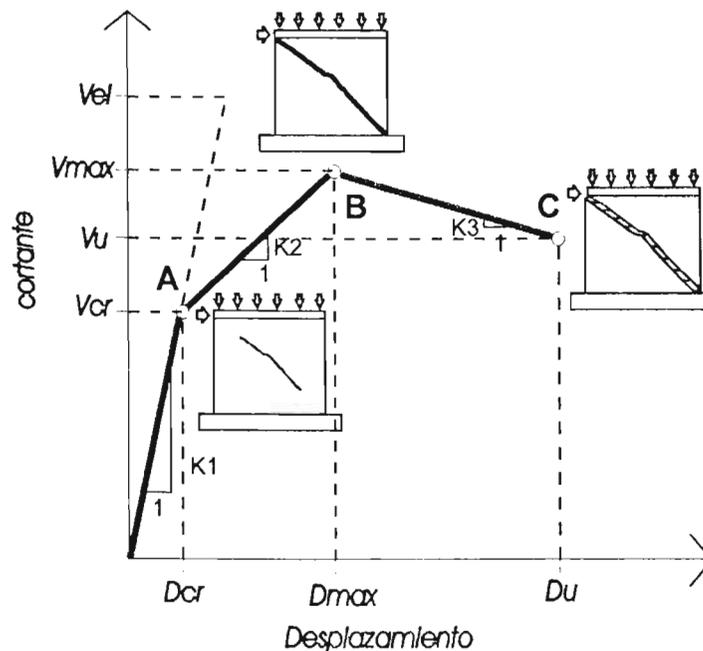


Figura 1.4 – Envolvente del modelo de Sánchez para el caso de falla por tensión diagonal

Se considera que la rama inicial termina al presentarse una grieta diagonal principal por tensión diagonal (punto A). En esta primera rama se incluyen todas las pequeñas pérdidas de rigidez del muro ocasionadas por los agrietamientos de flexión que se presentan al inicio de la aplicación de la carga, resultando una rigidez K_1 . En la segunda rama, la rigidez disminuye a K_2 y el refuerzo horizontal comienza a trabajar de manera más efectiva. Al final de esta rama, la grieta por tensión diagonal penetra en los bordes de las secciones localizadas en los extremos superior e inferior del

muro, (punto B). Finalmente, en la rama de descarga, se presenta una pérdida de resistencia. El agrietamiento inclinado reduce la resistencia de los bordes y la falla del muro se presenta cuando la resistencia disminuye 20% (punto C). Se considera que al aumentar la relación de cortante y mejorar el detallado del refuerzo transversal en los bordes del muro, la pendiente K_3 se vuelve más suave; también, a mayor cuantía de refuerzo horizontal mayor ductilidad.

El esfuerzo cortante promedio, v_{CR} , y la distorsión en el agrietamiento diagonal, R_{CR} (punto A) se definen de la siguiente manera (en MPa):

$$v_{CR} = [\alpha_{CR} + (\beta_{CR} - \gamma_{CR}) \rho_h f_y] \sqrt{f'_c} \tag{Ec. 1.32}$$

$$R_{CR} = \alpha + \beta \tag{Ec. 1.33}$$

donde R_{CR} es la distorsión en porcentaje, y representa la relación entre el desplazamiento horizontal en la parte superior del muro y su altura. Si $\rho_v f_y = 0$, el término β se multiplica por la expresión $\rho_h f_y$; si $\rho_v f_y \neq 0$, el término β se multiplica por la expresión $\rho_h f_y - \rho_v f_y$. Los valores de α_{CR} , β_{CR} , γ_{CR} , α , β se presentan en la figura 1.5. La resistencia y distorsión de agrietamiento dependen de la relación de cortante, M/VL , la resistencia a tensión del concreto, y las cuantías de refuerzo, tanto horizontal como vertical.

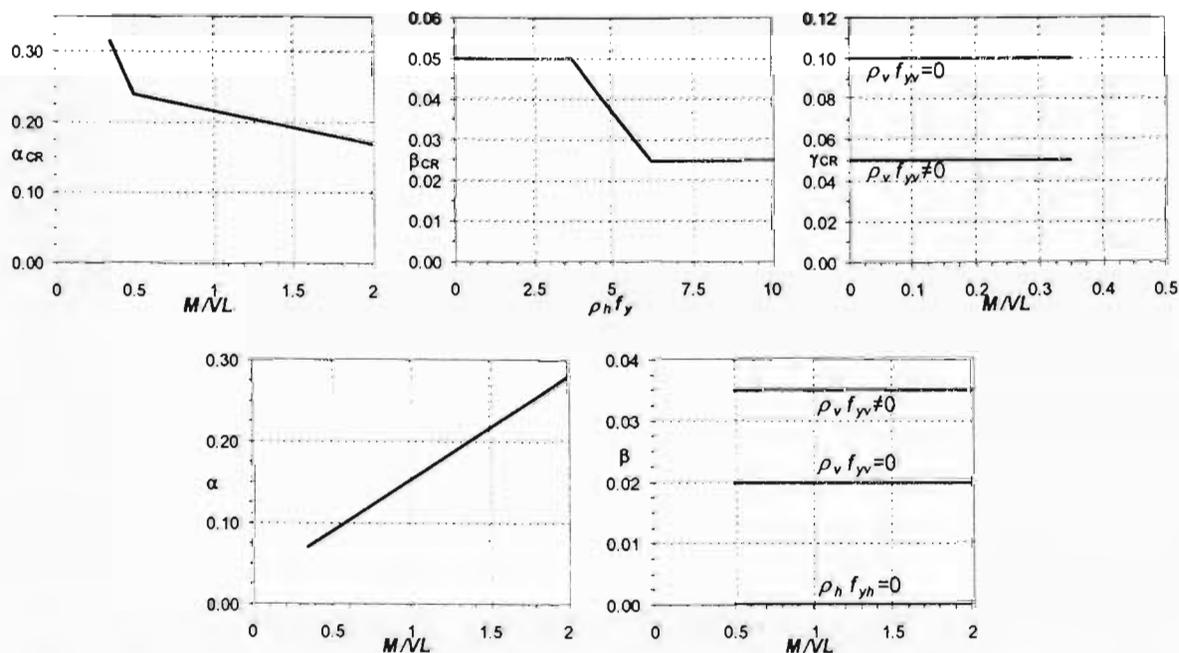


Figura 1.5 – Valores de α_{CR} , β_{CR} y γ_{CR} , α y β para el cálculo del esfuerzo cortante promedio y distorsión de agrietamiento según el modelo de Sánchez (f_{yv} y f_{yh} en MPa)

La expresión para el cálculo del esfuerzo cortante promedio máximo, v_m , que toma en cuenta las conocidas aportaciones del concreto y del acero horizontal, es la siguiente (en MPa):

$$v_m = \alpha_m \left(1 + \frac{\sigma_a}{20} \right) F_e \sqrt{f'_c} + \gamma_m \rho_h f_{yh} \quad (\text{Ec. 1.34})$$

donde σ_a es el esfuerzo axial de compresión y los coeficientes α_m , F_e , γ_m se obtienen de la figura 1.6. El segundo término de la parte derecha es la contribución del acero de refuerzo horizontal por medio de la analogía de la armadura, con una efectividad de fluencia de las barras de refuerzo horizontal menor que el 100%; mientras el modelo de Leiva trabaja con una eficiencia constante del 70%, este modelo propone una variación con respecto de la cantidad del acero horizontal colocado (ver factor γ_m en figura 1.6).

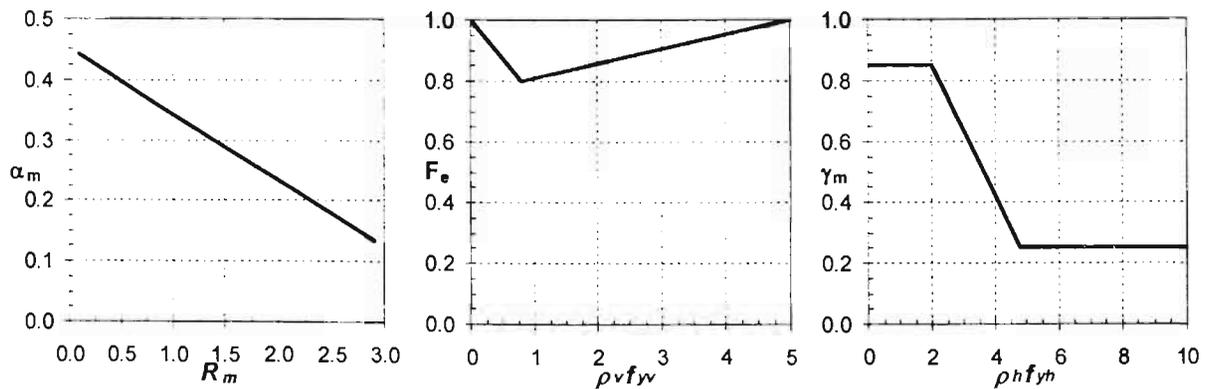


Figura 1.6 – Valores de α_m , F_e y γ_m para el cálculo del esfuerzo cortante promedio máximo según el modelo de Sánchez (f_{yv} y f_{yh} en MPa)

El primer sumando de la parte derecha de la ec. 1.34 representa la contribución del concreto. Esta componente es función de la resistencia a tensión del concreto y del nivel de carga axial. Además, se considera que la contribución del concreto a la resistencia máxima depende de la distorsión alcanzada por el muro, mediante el factor α_m , y de la cuantía de refuerzo vertical, mediante el factor F_e . Para valores de M/VL menores que 0.5, el factor α_m se debe multiplicar por la constante 1.33. El factor F_e toma en cuenta la posibilidad de que el espesor de la grieta inclinada pueda aumentar debido a las deformaciones de fluencia del refuerzo vertical, cuando éste resulta en cuantías de refuerzo bajas.

En la medida que el muro desarrolla mayor distorsión, la resistencia disminuye. El nivel de distorsión depende principalmente de la relación M/VL ; a medida que esta relación aumenta, también lo hace el nivel de distorsión. La distorsión, R_m , cociente entre la deformación horizontal en la parte superior del muro en el momento de la carga máxima y la altura del muro, se define como (esfuerzos en MPa; R_m en porcentaje, los coeficientes α , β , γ , δ se pueden obtener de la figura 1.7):

$$R_m = \frac{\alpha}{(H/L)^2} + \beta - \gamma(\rho_v f_y) + \delta(\rho_h f_y) \quad (\text{Ec. 1.35})$$

Finalmente, se define la resistencia última como el 80% de la resistencia máxima. La distorsión asociada a este punto depende principalmente de la relación M/VL . Las otras variables que afectan el nivel de distorsión última son las cuantías de refuerzo y el nivel de carga axial. La expresión correspondiente es la siguiente (esfuerzos en MPa):

$$R_u = \alpha_u - \beta_u \rho_v f_y + \left(\frac{M}{VL} - 0.08 \sigma_a - 0.43 \right) \gamma_u \delta_u f_a \quad (\text{Ec. 1.36})$$

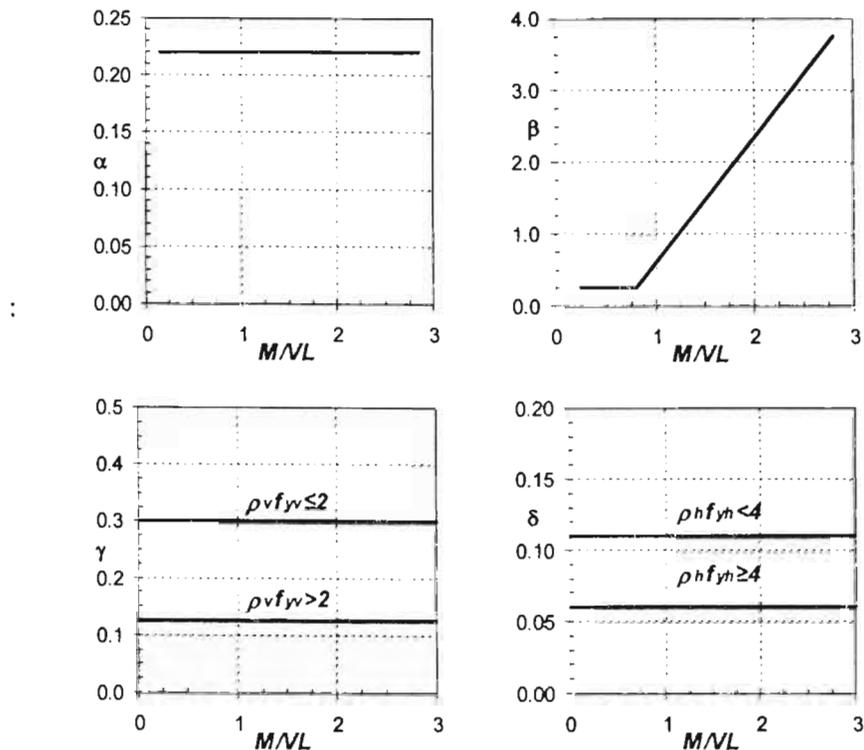


Figura 1.7 – Valores de α , β , γ , δ para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio máximo según el modelo de Sánchez (f_{yh} y f_{yv} en MPa)

Las expresiones que definen los coeficientes β_u , γ_u , f_a se presentan a continuación, y los valores de los coeficientes α_u , δ_u se presentan en la figura 1.8:

$$\beta_u = \begin{cases} 0.14 & \text{si } \rho_h f_{yh} = 0 \\ 0 & \text{si } \rho_h f_{yh} > 0 \end{cases} \quad \gamma_u = \begin{cases} \rho_v f_{yv} & \text{si } M/VL < 0.35 \\ \rho_h f_{yh} & \text{si } M/VL \geq 0.35 \end{cases} \quad f_a = \begin{cases} 1.4 & \text{si } \rho_h / \rho_v < 0.6 \\ 1.0 & \text{si } \rho_h / \rho_v \geq 0.6 \end{cases}$$

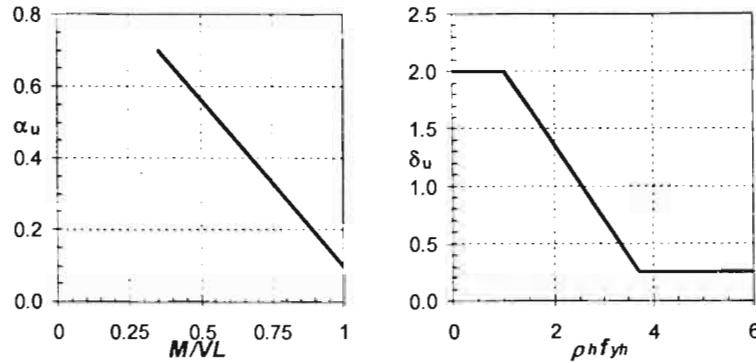


Figura 1.8 – Valores de α_u y δ_u para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio último según el modelo de Sánchez (f_{yh} en MPa)

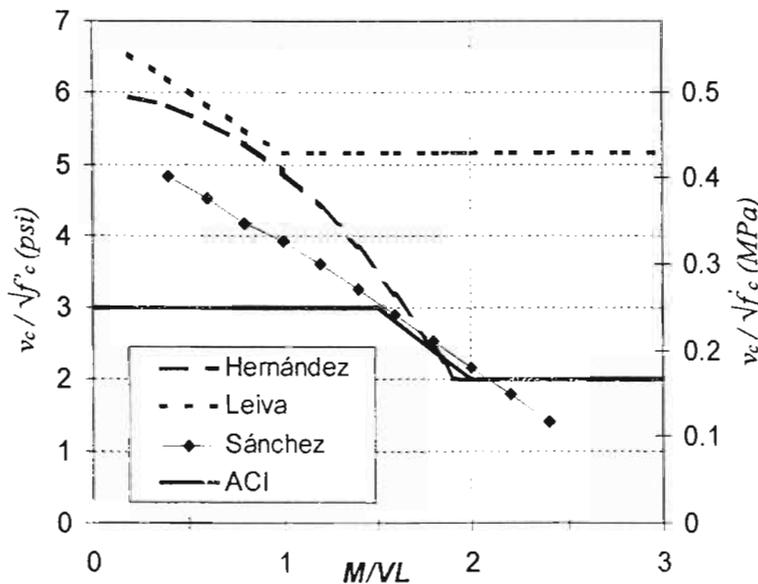


Figura 1.9 – Comparación entre las contribuciones del concreto del ACI, del modelo de Hernández y Zermeño, del modelo de Leiva y del modelo de Sánchez

En el método de Sánchez se utiliza una gran cantidad de parámetros empíricos, sin embargo, como se mostrará más adelante, es el que ajusta mejor con los resultados experimentales. Este método proporciona bases para tratar de entender el comportamiento de muros de concreto con respecto a su capacidad de deformación. La siguiente discusión se refiere a la ec. 1.34 que predice el esfuerzo cortante promedio máximo. Para un valor de F_e igual a 0.82, correspondiente a una cuantía de refuerzo distribuido vertical baja de 0.003, y un valor de σ_a de 0.4 MPa, correspondiente a una edificación de pocos niveles, se grafica la contribución del concreto a la resistencia, para diferentes valores de M/VL (ver figura 1.9). Se compara con las curvas correspondientes a las contribuciones del concreto a la resistencia máxima según el capítulo 21 del código ACI, el modelo de Hernández y Zermeño y el modelo de Leiva (se supone $M/VL=H/L$).

El modelo de Sánchez tiene la misma tendencia de aumentar la contribución del concreto a la resistencia para muros robustos, más allá de los valores recomendados por el ACI; sin embargo esta diferencia no es tan drástica como la de los otros métodos, al menos para muros con cuantías de refuerzo y carga axial bajas, como los supuestos en este ejercicio. Este modelo nunca toma en cuenta una efectividad del 100% de la fluencia de las barras horizontales en el cálculo del esfuerzo cortante máximo¹⁶; en la figura 1.6 se observa que la eficiencia disminuye drásticamente al aumentar la cuantía de refuerzo horizontal, hasta un valor cercano al 25% de eficiencia para cuantías de refuerzo de 0.01 (suponiendo un f_y de 4,200 kg/cm²). El modelo de Sánchez fue calibrado con los muros de la base de datos del Instituto de Ingeniería que se describe a continuación.

1.6 BASE DE DATOS DE MUROS DE CONCRETO

Por medio de una base de datos de muros de concreto ensayados experimentalmente en todo el mundo, se han evaluado las propuestas de diseño descritas anteriormente, que son: código ACI, reglamento RDF, Eurocode EC2 y EC8, reglamento japonés AIJ, modelo de Hernández y Zermeno, modelo de Wood, modelo de Leiva y Montañó y modelo de Sánchez.

1.6.1 Estructura de la base de datos

La base de datos de muros de concreto armado fue recopilada por el equipo de investigación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Esta base de datos cuenta con información de más de 300 ensayos de muros de concreto armado provenientes de investigaciones realizadas, en su mayoría, en América del Norte, Europa y Japón.

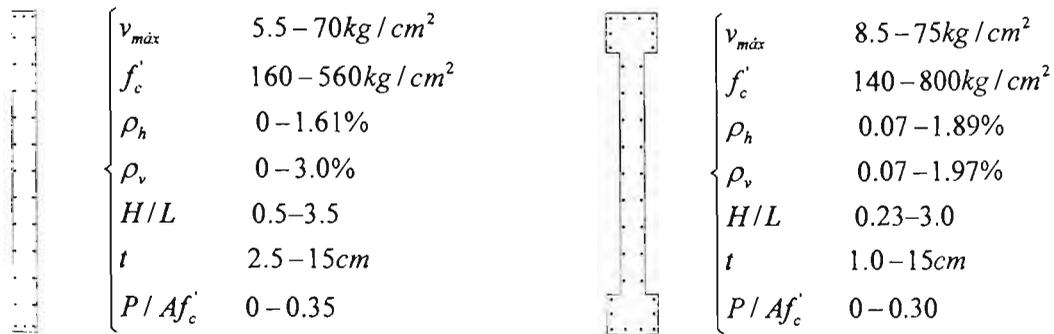


Figura 1.10 – Características de los muros que integran la base de datos; izquierda: 166 muros rectangulares; derecha: 156 muros con columnas en los bordes

Los muros se han agrupado en dos grandes rubros: muros rectangulares y muros con columnas en los bordes. Cada uno de estos grupos cuenta con más de 150 muros. Se ha identificado

¹⁶ En los muros robustos de sección rectangular ensayados por Hidalgo (1998) se presentó fluencia del 100% de las barras horizontales, siendo las cuantías de refuerzo horizontal menores que 1.5 veces la mínima de 0.0025.

el tipo de falla que se presentó en cada ensaye obteniéndose cuatro sub-grupos adicionales: muros que fallaron en tensión diagonal, muros que fallaron en compresión diagonal, muros que fallaron en flexión y muros que fallaron por deslizamiento. Las características de los muros que integran la base de datos se presentan en la figura 1.10; en la figura 1.11 se muestran los porcentajes de los tipos de falla para cada grupo.

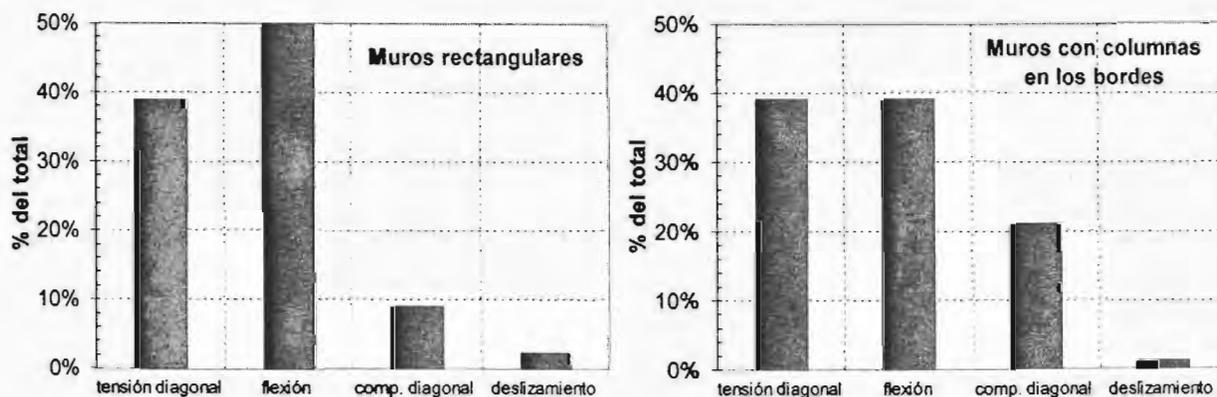


Figura 1.11 – Características de los muros que conforman la base de datos: porcentajes de cada tipo de falla para cada grupo

1.6.2 Muros que fallaron en cortante

Se tomaron los 64 muros rectangulares que presentaron falla por corte; en la tabla 1.1 se muestran los muros escogidos. De los 64 muros, 10 fueron sometidos a carga monótona creciente hasta la falla (Cárdenas, Cheng y un muro de Vallenas), y el resto a carga cíclica.

Tabla 1.1 – Muros de la base de datos de muros rectangulares que fallaron por corte

Número de especímenes	Ensayado por	Referencia
2	Cárdenas	Cárdenas y otros (1973)
5	Cárdenas	Cárdenas y otros (1980)
2	Cheng	Cheng y otros (1993)
1	Flores	*
6	Hernández	Hernández (1980a)
26	Hidalgo	Hidalgo y otros (1998)
1	Hirosawa	**
3	Lopes	Lopes (2001a)
1	Oesterle	Wood (1989)
1	Paulay	Paulay y otros (1982)
2	Pilakoutas	Pilakoutas y otros (1995)
1	Shiu	Wood (1989)
2	Vallenas	Vallenas y otros (1979)
9	Yoshizaki	**
2	Wiradinata	**

* Ensayado en el LEG del CENAPRED en 2003.

** Provenientes de la base de datos de muros de concreto de la UT, Austin.

En la figura 1.12 se observa que las cuantías de refuerzo vertical y horizontal de los muros que fallaron por corte, tienden a concentrarse entre 0 y 0.005; además, la mayoría de los muros tiene cuantías de refuerzo similares en ambas direcciones. En la figura 1.13 se observa que, aunque la gran mayoría de los muros fueron evaluados en voladizo, cuando $M/VL=H/L$, también se ensayaron muros con relación de cortante menor que la relación de aspecto. En estos muros, la altura del punto de inflexión del diagrama de momentos es menor que la altura del muro; en la figura 1.13 se observa que el caso extremo es de 0.5 de la altura del muro.

En la figura 1.14 se grafica el esfuerzo cortante promedio máximo entre la raíz cuadrada de f'_c versus la relación de cortante, M/VL , y el producto $\rho_h f_{yh}$, donde ρ_h es la cuantía de refuerzo horizontal en el alma de los muros, y f_{yh} el esfuerzo de fluencia correspondiente. Se observa que algunos muros superaron el límite dado por el ACI que previene fallas por compresión diagonal. También se observa que la resistencia al corte aumenta a medida que la relación M/VL disminuye, y a medida que el producto $\rho_h f_{yh}$ aumenta. No se grafica la dependencia con respecto a la variable $\rho_v f_{yv}$ ya que no se observó una correlación destacable con el esfuerzo cortante máximo.

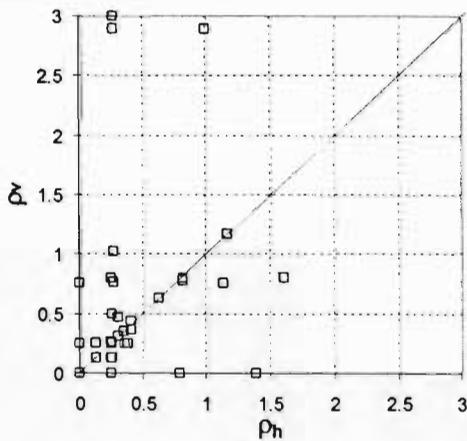


Figura 1.12 – Cuantía de refuerzo horizontal versus vertical de los muros escogidos (en porcentaje)

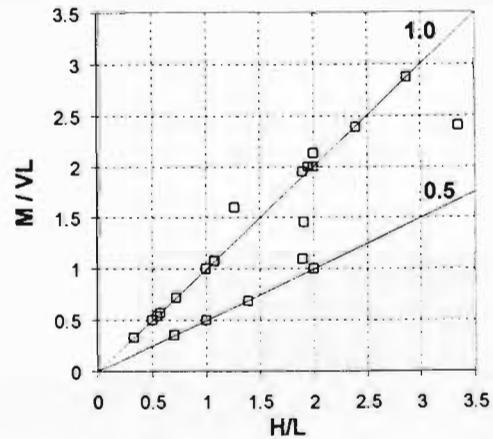


Figura 1.13 – Relación de aspecto versus relación de cortante de los muros escogidos

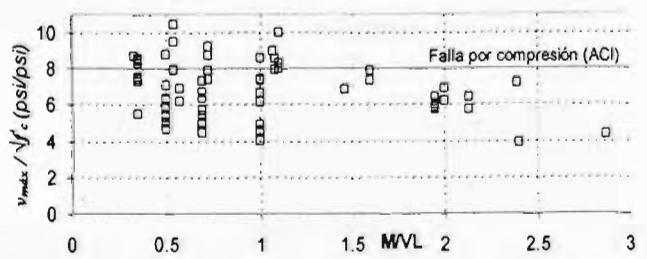
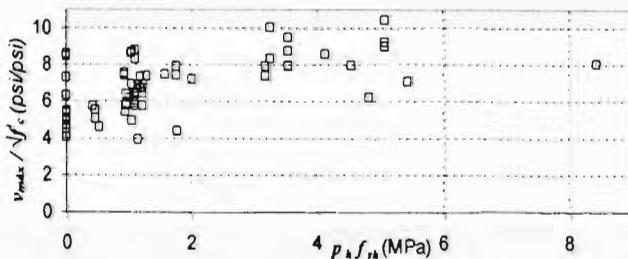


Figura 1.14 – Dependencia del esfuerzo cortante con respecto a la relación de cortante M/VL , y el producto $\rho_h f_{yh}$

1.6.3 Evaluación de reglamentos

En esta sección se evalúa la bondad de los códigos y reglamentos discutidos en las secciones anteriores. Se compara la resistencia predicha con la resistencia real de los ensayos de laboratorio y se grafica su variación con respecto de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical del alma de los muros, y finalmente la relación de cortante, M/VL . No se utilizaron los límites de resistencia por compresión diagonal; de esta manera, se pretende evaluar el rol de las variables presentes en las expresiones descritas y no sus límites superiores.

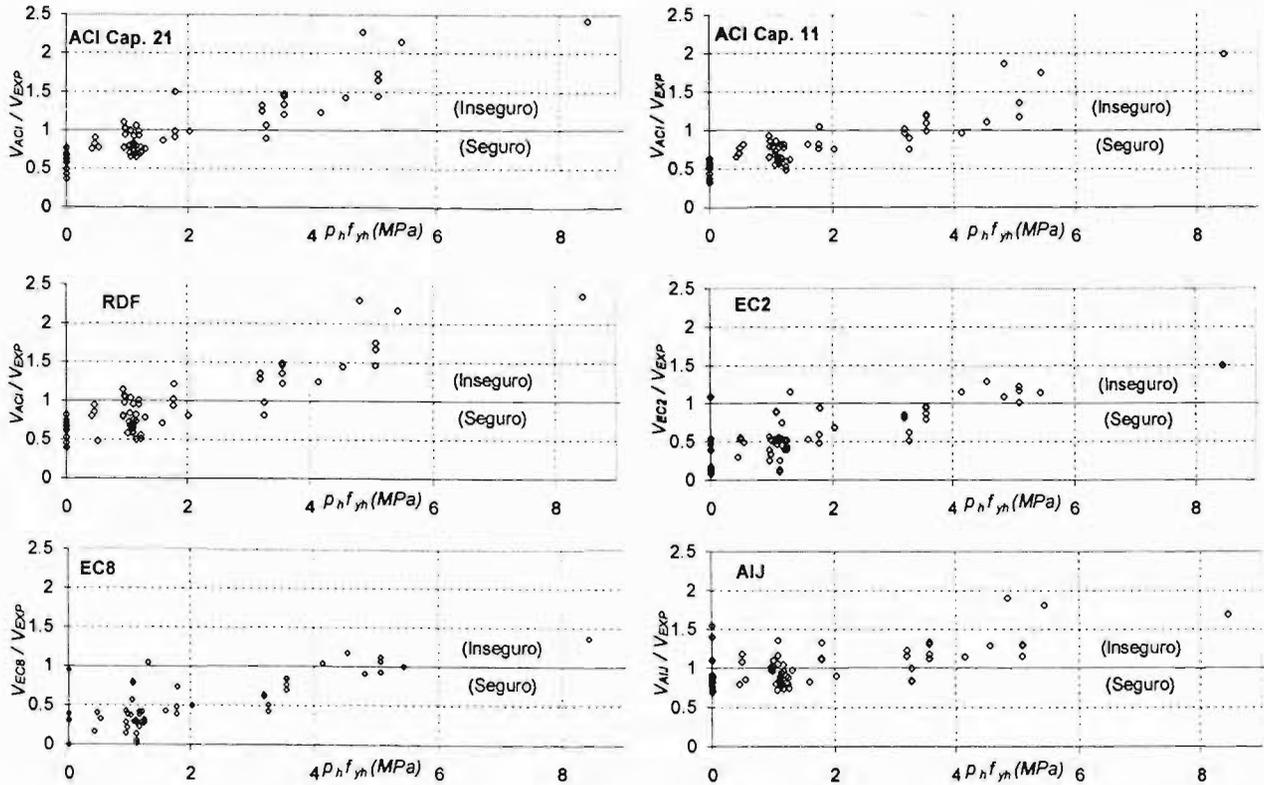


Figura 1.15 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental versus $\rho_h f_{yh}$, para los distintos reglamentos estudiados

En las figuras 1.15 y 1.16 se muestran las gráficas esfuerzo cortante teórico normalizado con respecto al experimental versus $\rho_h f_{yh}$ y $\rho_v f_{yv}$, para los 64 muros de la base de datos de muros rectangulares que fallaron por corte. Se han graficado las resistencias teóricas calculadas utilizando el código ACI (ecs 1.4, 1.5 y 1.6), el código ACI para cargas inducidas por sismos (ec.1.9), el reglamento del Distrito Federal RDF (ecs. 1.10 y 1.11), el eurocode EC2 (ecs. 1.13 y 1.14), el eurocode EC8 (ecs. 1.14 y 1.16) y el reglamento japonés AIJ (ec.1.18).

En la figura 1.15 se observa que los reglamentos ACI y RDF sobreestiman la resistencia al corte para muros con $\rho_h f_{yh}$ mayores que 2 MPa. Este valor corresponde a una cuantía de refuerzo horizontal, ρ_h , igual a 0.005 (cuando $f_{yh} = 4200 \text{ kg/cm}^2$), cercana a la cuantía de 0.0038 considerada

por Wood¹⁷. Los reglamentos EC2 y EC8 son más conservadores; por ejemplo, en 63 muros de los 64 estudiados, el EC8 no consideró el aporte del concreto en la resistencia al corte, debido a baja carga axial. En la gráfica 1.15 se observa que, en el caso del EC2 y EC8, los puntos se trasladan al lado de la seguridad de la gráfica ($V/V_{exp} < 1$). En el caso del AIJ, no se observa una tendencia clara. Se debe recordar que este reglamento está dirigido al diseño de muros con columnas en los bordes, por lo que puede sobreestimar la resistencia de muros rectangulares. No se observa una tendencia apreciable con respecto de la cuantía de refuerzo vertical (ver figura 1.16).

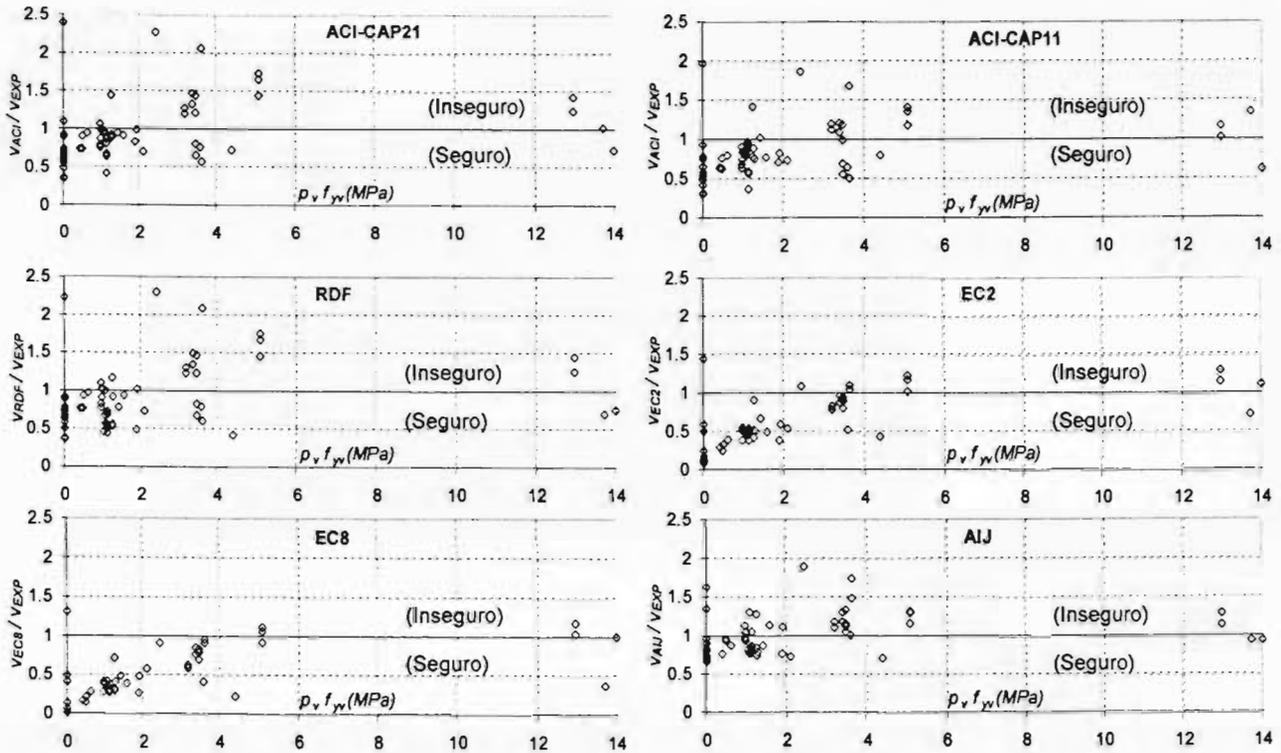


Figura 1.16 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental versus $\rho_v f_y$, para los distintos reglamentos estudiados

En la figura 1.17 se muestran las gráficas esfuerzo cortante teórico normalizado con respecto al experimental versus M/VL . Se observa que el intervalo en el que se presenta la mayor variabilidad de resultados es el correspondiente a muros robustos con M/VL entre 0.5 y 1.0. En la figura 1.18 se presentan gráficas similares pero cuando las resistencias teóricas fueron limitadas para evitar una falla por compresión diagonal: se utilizó el límite de $8\sqrt{f'_c}$ (psi) para el ACI y $7.5\sqrt{f'_c}$ (psi) para el RDF. Al utilizar estas expresiones, el límite de seguridad es obtenido en la mayoría de los casos; sin embargo, todavía se observan algunos valores del lado de la inseguridad. Estos puntos pueden ser corregidos utilizando factores de reducción de resistencia.

¹⁷ Wood indica que la ec. 1.9 del ACI da valores por el lado de la inseguridad para muros con cuantía de refuerzo horizontal mayor que 1.5 veces la mínima (ver sección 1.5.2).

Finalmente, se concluye que las resistencias al corte aumentan al disminuir la relación de aspecto; sin embargo, la mayoría de reglamentos presenta variabilidad apreciable para muros de estas características. Además, la resistencia al corte aumenta cuando la cuantía de refuerzo horizontal es mayor, sin embargo, el código ACI y el reglamento del Distrito Federal RDF subestiman la resistencia de muros con baja cuantía de refuerzo horizontal y sobreestiman la resistencia de muros con altas cuantías de refuerzo horizontal. Finalmente, no se observa una tendencia importante entre la resistencia y la cuantía de refuerzo vertical.

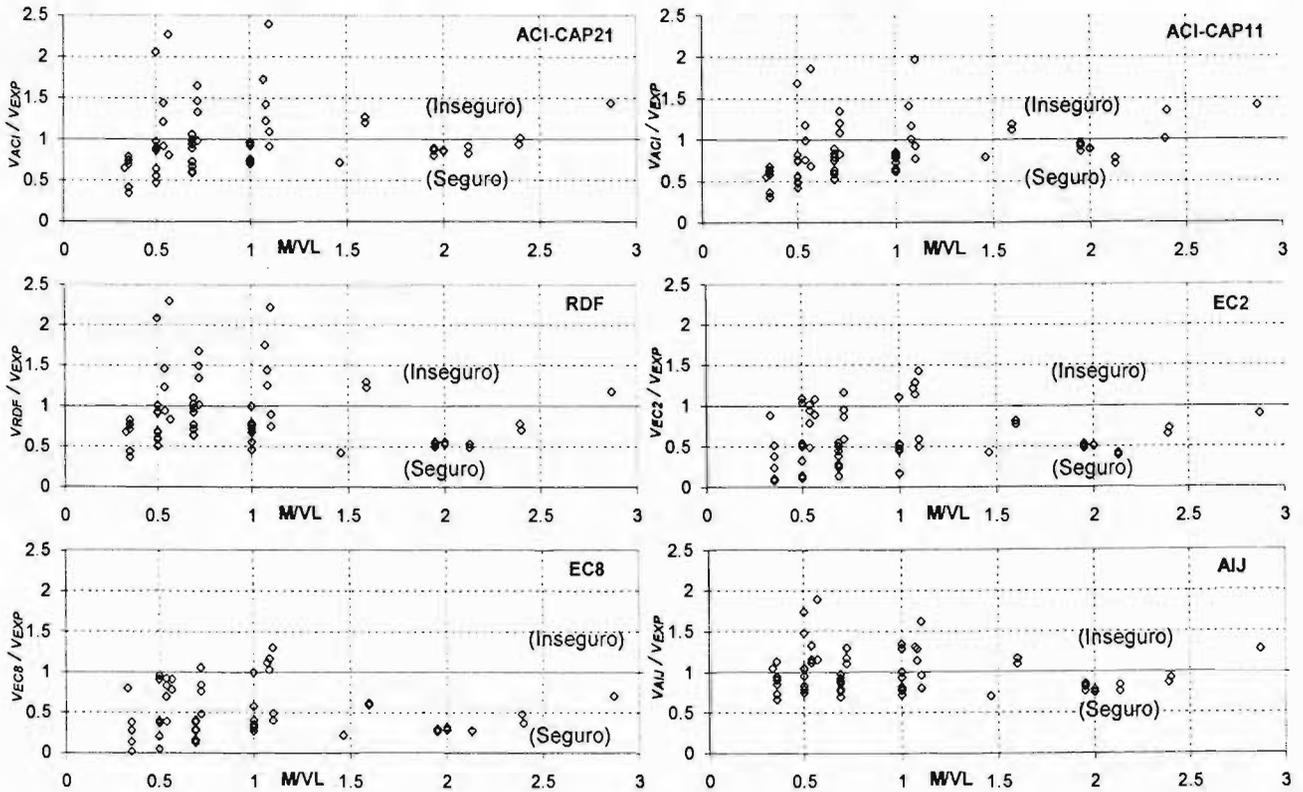


Figura 1.17 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental versus M/VL , para los distintos reglamentos estudiados

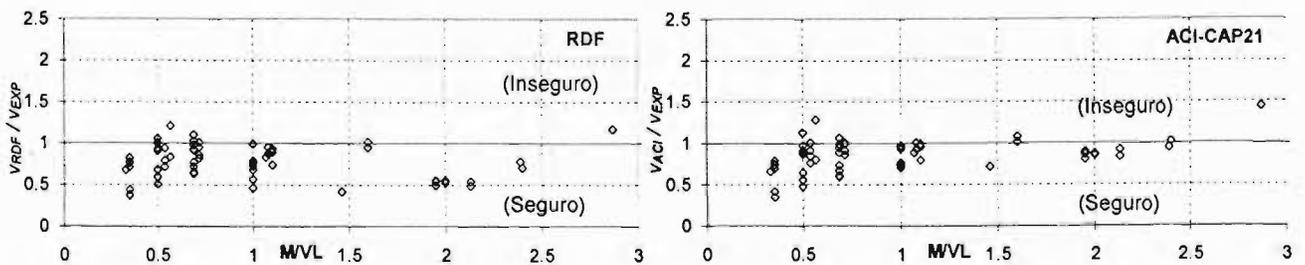


Figura 1.18 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental, versus M/VL , para el código ACI (capítulo 21) y el reglamento del Distrito Federal RDF; las resistencias se limitaron por compresión diagonal

1.6.4 Evaluación de otras expresiones

De la misma manera que en el caso de los reglamentos en la sección anterior, se estudiaron las ecs. 1.24 y 1.25 de Hernández, la ec 1.27 de Wood, las ecs. 1.29, 1.30 y 1.31 de Leiva y las ecs. 1.34 y 1.35 de Sánchez. En la figura 1.19 se muestran las gráficas esfuerzo cortante teórico normalizado con respecto al experimental versus M/VL . Aunque el modelo de Hernández estuvo orientado al caso de muros con relación de cortante baja, sobreestima su resistencia de manera apreciable. El límite inferior de Wood parece adecuado pero todavía presenta algunos puntos muy altos en el lado de la inseguridad. Finalmente, las expresiones más elaboradas de Leiva (Leiva y Montaña, 2001) y Sánchez (Sánchez, 2003) explican de manera más adecuada el comportamiento.

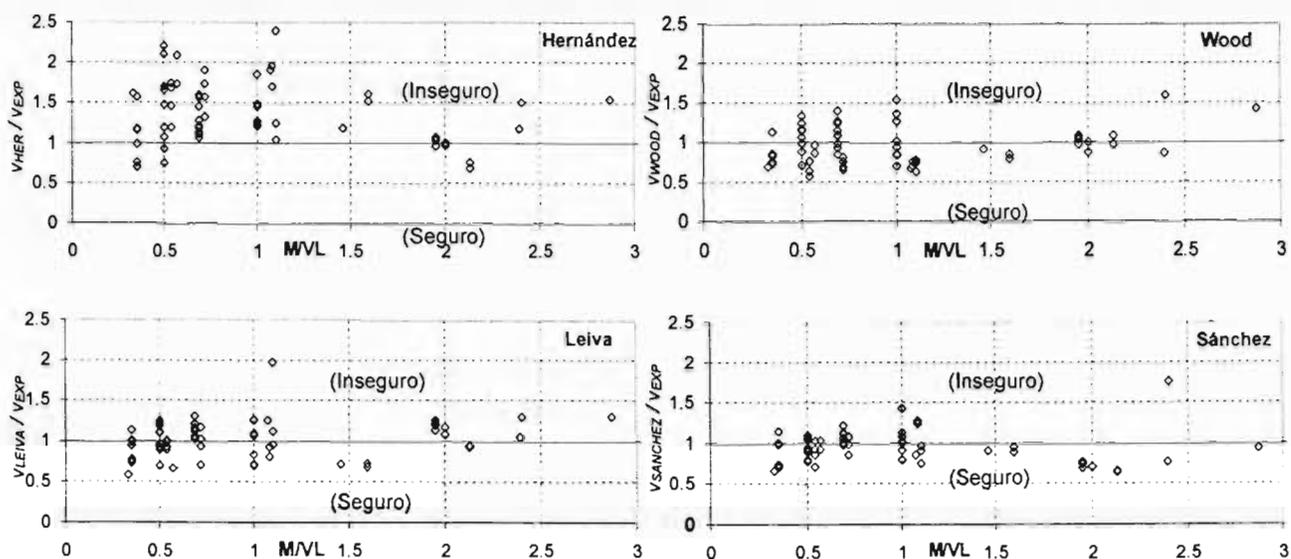


Figura 1.19 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental versus M/VL , para las expresiones de Hernández, Wood, Leiva y Sánchez

En la figura 1.20 se muestran las gráficas esfuerzo cortante teórico normalizado con respecto al experimental versus $\rho_h f_{yh}$ y $\rho_v f_{yv}$. Se observa que el modelo de Hernández sobreestima las resistencias de los muros con cuantías de refuerzo horizontal elevadas, y que el modelo de Wood da una predicción más favorable y reduce satisfactoriamente la resistencia en estos muros. No se observan tendencias apreciables con respecto al producto $\rho_v f_{yv}$.

Se concluye que los métodos estudiados tratan de predecir de manera adecuada la resistencia al corte, unos con éxito y otros con menos fortuna. El límite inferior de Wood reduce favorablemente la resistencia para muros con altas cuantías de refuerzo, mejorando las predicciones del código ACI y el RDF; sin embargo, el mismo método sobreestima la resistencia de los muros con baja cuantías de refuerzo. Finalmente, los modelos de Leiva y Sánchez predicen de manera adecuada las resistencias y eliminan la gran variabilidad de resultados observada cuando se utilizan los reglamentos discutidos.

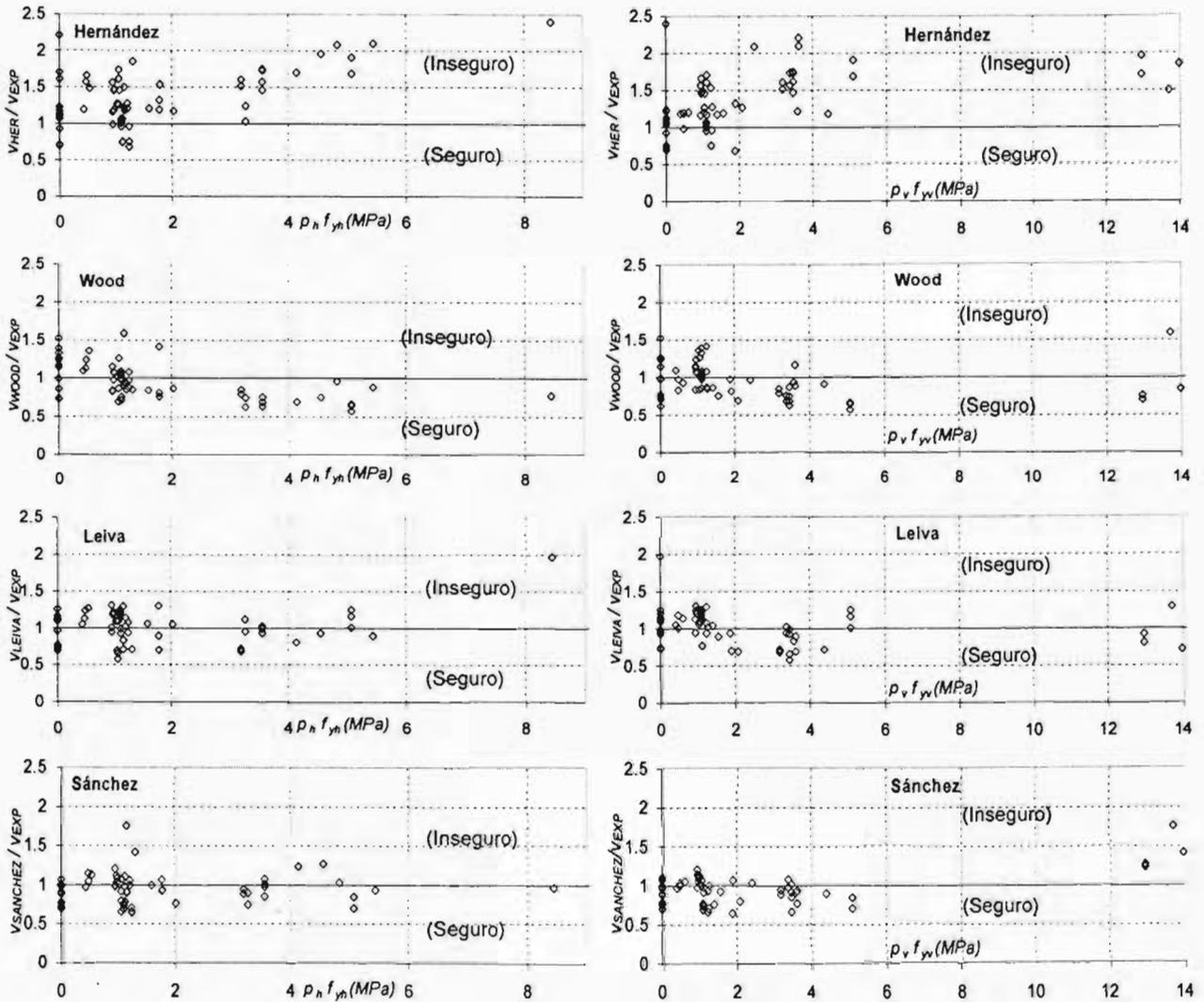


Figura 1.20 – Esfuerzo cortante promedio teórico normalizado con respecto al experimental para las cuatro expresiones estudiadas versus, derecha: $\rho_h f_{yh}$, izquierda: $\rho_v f_{yv}$

1.7 RESUMEN

Se han discutido diversos reglamentos y metodologías para el cálculo de la resistencia al corte de muros de concreto armado. Se ha enfocado la discusión en muros robustos, o con relaciones de aspecto menores que 2.

El uso de la analogía de la armadura para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo horizontal a la resistencia al corte es común en todas las expresiones revisadas (con excepción del método de la profesora Wood). Pocas son las expresiones que toman en cuenta la contribución del acero de refuerzo distribuido mediante otro tipo de mecanismos o la hacen responsable de otro tipo de fenómenos, como control de agrietamientos, efecto de dovela o confinamiento del concreto en el

alma. De esta manera, el remanente de la capacidad resistente se le asigna al concreto, con el uso de expresiones empíricas.

Todas las expresiones estudiadas, con excepción de las expresiones de Sánchez y de Leiva, presentan gran variabilidad en la predicción de resistencias, con respecto a variables importantes como son: las cuantías de refuerzo distribuidas y la relación de aspecto (o relación de cortante). De lo anterior se deduce que no existen métodos de diseño que expliquen de manera adecuada el comportamiento de muros de concreto armado, recurriéndose al uso de factores de reducción de resistencia elevados o a límites de resistencia.

CAPÍTULO 2

PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 ALCANCE

En el siguiente capítulo se presentan los detalles más relevantes del programa experimental. Así, se describen los especímenes ensayados, su diseño y construcción, y el tipo de ensaye al que fueron sometidos.

2.2 INTRODUCCIÓN

Como parte del proyecto general "Comportamiento Sísmico de Viviendas con Muros de Concreto," se ensayaron tres muros de concreto armado en voladizo hasta la falla, ante carga monótona creciente. Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. Se trató de ensayar muros representativos de la construcción de vivienda en México. Las características de los muros ensayados fueron: relación de aspecto baja ($H/L=1$), espesor delgado (10 cm) y cuantía de refuerzo bajas, esfuerzo axial (3 kg/cm^2) y resistencia a la compresión del concreto ($f_c=150 \text{ kg/cm}^2$) bajos.

Los muros fueron diseñados por capacidad para que su falla se presentara por cortante por tensión diagonal; se instrumentaron con deformímetros en el acero de refuerzo, transductores de desplazamiento y celdas de carga. Además, se acondicionó un nuevo sistema que permitió que el punto de aplicación de la carga horizontal se encontrara en la mitad de la longitud del muro, en su parte superior.

Los especímenes descritos pertenecen a la sub-etapa I-a del proyecto general, en la que se contemplaron 8 ensayos de muros bajo carga lateral monótona: tres muros de concreto normal, tres muros de concreto celular y dos muros de concreto auto-compactable. La variable manejada en esta sub-etapa, además del tipo de concreto, fue la cuantía de refuerzo en el alma, que fue de a 0, 57 y 114% de la cuantía mínima de refuerzo de 0.0025 recomendada por las Normas, tanto horizontal como verticalmente. En los casos de concretos normal y celular, se ensayó un muro para cada cuantía de refuerzo; en el caso de concreto auto-compactable no se ensayó el muro con 50% de la cuantía mínima.

2.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

El espécimen típico fue un muro de concreto armado cuadrado de 2.40 m de lado y 0.1 m de espesor (ver figura 2.1). En la parte superior del muro se coló monolíticamente una losa de concreto armado de 0.2 m de altura, 0.45 m de ancho y 2.40 m de largo. Este conjunto fue desplantado sobre una cimentación de concreto armado de 0.5 m de altura, 0.8 m de ancho y 3 m de largo.

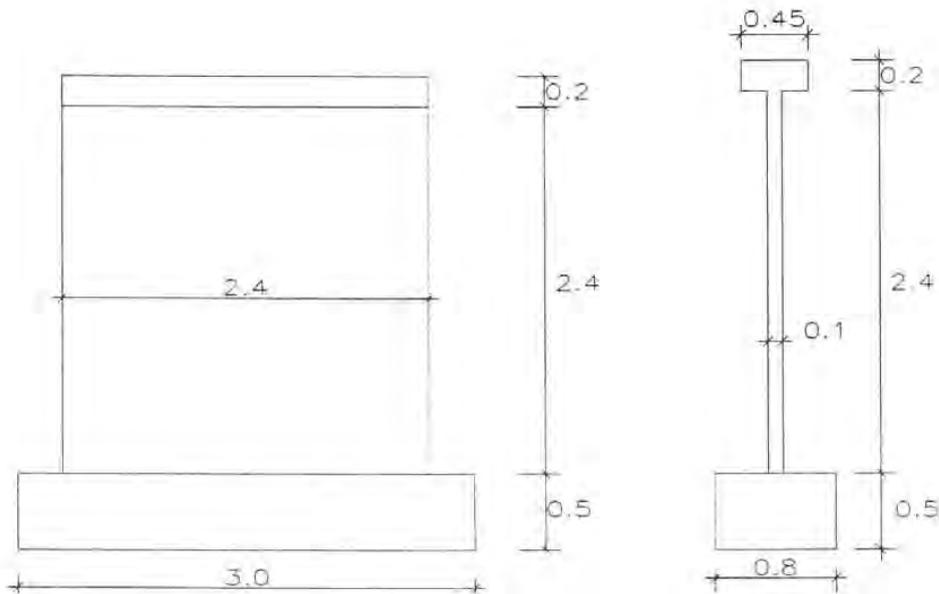


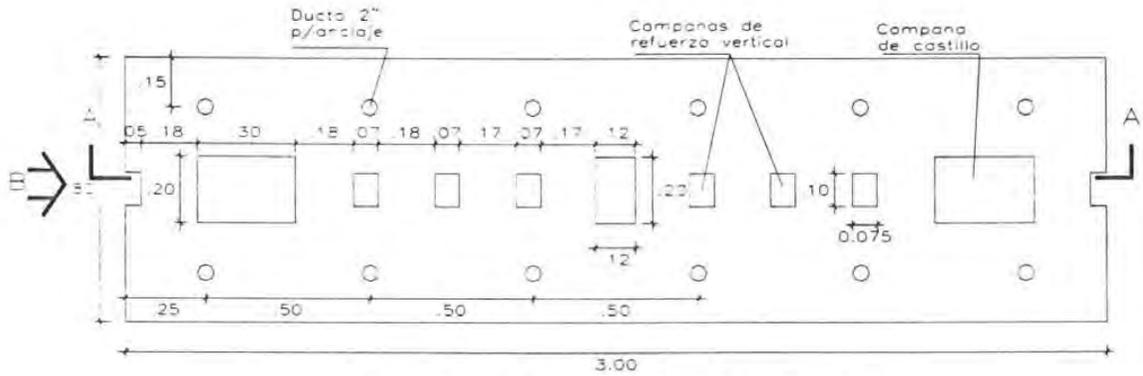
Figura 2.1 – Geometría del espécimen típico (medidas en metros)

2.3.1 Cimentación

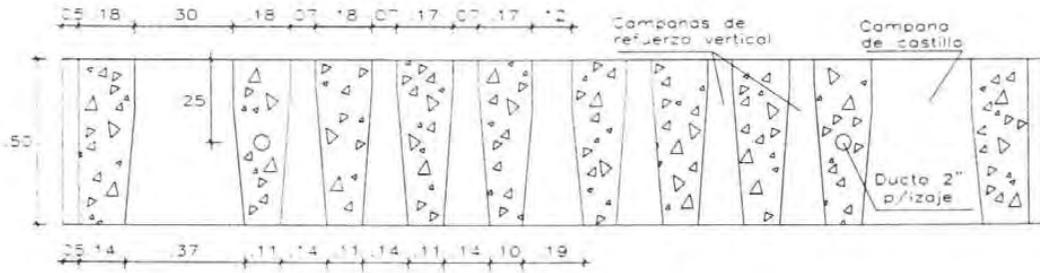
Se construyeron seis cimentaciones iguales y reutilizables para ensayar los 26 muros de la etapa I. Las cimentaciones cuentan con campanas donde se colocan las barras verticales del alma y de las columnas extremas (ver figura 2.2). Una vez ubicadas las barras verticales en la cimentación se cuele el concreto de las campanas y se puede empezar el cimbrado del muro. Luego de ensayado, el muro es demolido junto con el concreto en las campanas, y se repite el proceso para otro muro. De esta manera se evita el tener que colar una cimentación para cada muro, lo que eleva los costos y alarga los tiempos de construcción.

Las cimentaciones cuentan con tres tipos de ductos: *a*) ductos verticales cada 0.5 m para postensar las cimentaciones a la losa de concreto del laboratorio (ver “Planta de cimentación típica” en figura 2.2); *b*) dos ductos horizontales transversales al eje longitudinal de la cimentación para el transporte de éstas en el laboratorio (ver Corte A-A en figura 2.2); y *c*) dos ductos horizontales paralelos al eje longitudinal para el postensado de las cimentaciones en serie en el caso de ensayos de muros de gran longitud (ver Elevación B en figura 2.2).

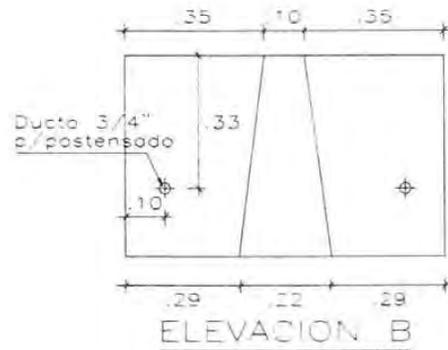
Las cimentaciones están diseñadas de tal manera que se puedan ensayar muros de distintas relaciones de aspecto. En el proyecto general se han considerado ensayos de muros con relaciones de aspecto de 0.5, 1 y 2, manteniendo la altura del muro constante e igual a 2.40 m. Para el ensaye de los muros con relación de aspecto de 0.5 se juntan dos cimentaciones longitudinalmente y se postensan con dos cables de alta resistencia a una fuerza inicial de 45 t por ducto. La ubicación en planta de los muros sobre las cimentaciones, para las tres relaciones de aspecto discutidas, se presenta en la figura 2.3.



PLANTA DE CIMENTACION TIPICA



CORTE A-A



ELEVACION B

Figura 2.2 – Geometría de la cimentación típica (medidas en metros)

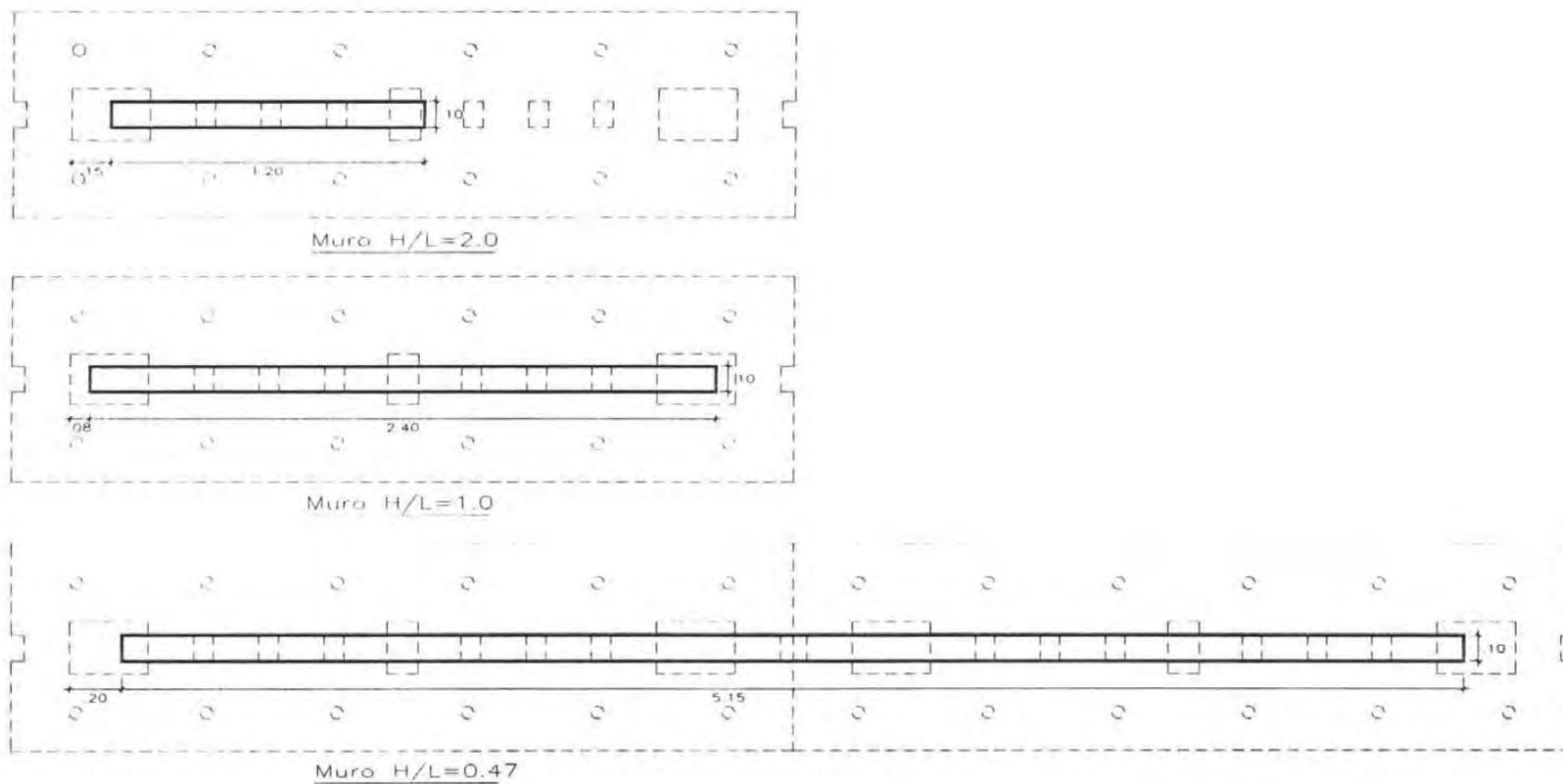


Figura 2.3 – Colocación en planta de muros de diferentes relaciones de aspecto sobre las cimentaciones (medidas en metros)

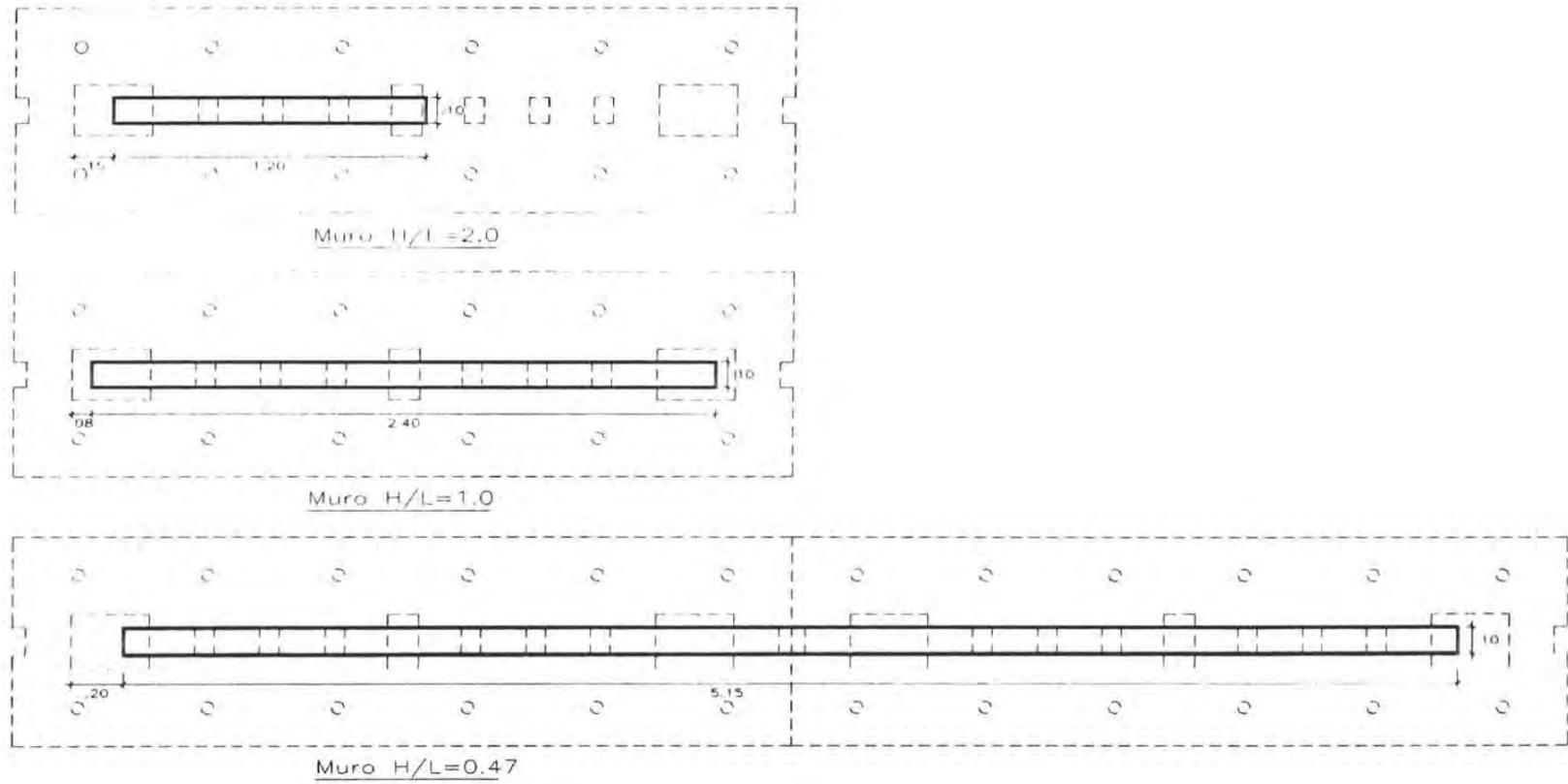


Figura 2.3 – Colocación en planta de muros de diferentes relaciones de aspecto sobre las cimentaciones (medidas en metros)

Tomando en cuenta el hecho de que las cimentaciones se van a utilizar entre cuatro y cinco veces cada una, el control del agrietamiento excesivo a lo largo de la vida del elemento es fundamental. Para tomar en cuenta este hecho se especificó un concreto con resistencia a la compresión de 400 kg/cm^2 (39.2 MPa) y se guardó especial cuidado en el detallado del acero (ver figura 2.4). Se supuso un esfuerzo nominal de fluencia en el acero de refuerzo de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ (412 MPa). El diseño de las cimentaciones se realizó tomando en cuenta las siguientes consideraciones (el diseño se repitió para las tres configuraciones mostradas en la figura 2.3):

- a) Diseño de la fuerza de postensado en los pernos de anclaje verticales, suponiendo la máxima carga lateral que puede ser desarrollada por los gatos horizontales; para muros de relación de aspecto de 1 esta carga máxima es de 100 t, utilizando dos gatos de 50 t. Se utilizan ocho pernos de anclaje, los cuatro más cercanos a las columnas en los extremos del muro. Se supuso que el conjunto muro-cimentación se comportaría como un cuerpo rígido y se obtuvo que se necesita un postensado de 50 t en cada perno.
- b) Para la misma condición de carga externa se diseñaron los voladizos de la cimentación, por flexión y cortante, suponiendo que la cimentación no se deforma entre pernos.
- c) Diseño local por cortante de las zonas de anclaje suponiendo una fuerza de tracción igual a la fuerza de postensado. Se supusieron superficies de falla diferentes para cada zona de anclaje, delimitadas por las superficies de deslizamiento más probables, como las superficies entre concreto nuevo y viejo en las campanas, o 25 cm (distancia media entre anclajes).
- d) Diseño local de la zona de las columnas extremas para evitar una falla de grupo debido a la tracción en conjunto de las barras en los núcleos a tensión. Como superficie de falla se supuso la superficie de las campanas de la cimentación, donde se colocan las barras de las columnas. Se utilizó un esfuerzo en las barras longitudinales menor que el de fluencia, ya que, según el diseño de los muros, la carga lateral máxima se producirá para un cortante menor que el necesario para provocar la falla por flexión.
- e) Finalmente, se realizó un análisis de las secciones en flexión suponiendo que la cimentación se comportaría como viga apoyada en los puntos de izaje, y de esta manera considerar el agrietamiento probable debido al transporte de la viga en el laboratorio. Se supuso una resistencia a la compresión menor que la especificada ya que, según el cronograma de actividades, el primer transporte de las vigas de cimentación se había planeado a los 14 días del colado.

2.3.2 Muros

Los tres muros en los que se basa este trabajo de tesis fueron de sección rectangular, de 2.4 m de longitud, 0.1 m de espesor y 2.4 m de altura. En la parte superior de los muros, y en toda su longitud, se coló monolíticamente una losa de 0.2m de altura y 0.45 m de ancho. Esta losa se encargó de asegurar la transmisión de las cargas horizontales a lo largo de la longitud del muro y, además, hizo las veces de losa de entepiso. La losa superior tuvo 24 agujeros de 3" cada 0.2 m que sirvieron para anclar la estructura metálica de aplicación de carga lateral.

La variable estudiada en esta etapa de la investigación fue la cuantía de refuerzo distribuida en el alma¹ del muro. El primer muro no contó con refuerzo en el alma (modelo MCN-0-M); el segundo muro contó con una cuantía de refuerzo de 0.0014 (MCN-57-M)² tanto horizontal como verticalmente; y el tercer muro con una cuantía de 0.0028 horizontal y vertical (MCN-114-M). Los tres muros se colaron el mismo día con el mismo tipo de concreto proveniente de la misma colada. El concreto utilizado fue concreto normal proveniente de una planta de la empresa CEMEX en el Distrito Federal.

Para lograr las cuantías de refuerzo señaladas, se utilizó acero del #3 cada 0.5 m en el muro MCN-57-M, y en el muro MCN-114-M acero del #3 cada 0.25 m, tanto horizontal como verticalmente. Con la cuantía de refuerzo en el alma conocida, el diseño se basó específicamente en asegurar que la falla del muro se diera en cortante por tensión diagonal. Se diseñó por capacidad dando mayor resistencia a los modos de falla no deseados que fueron: *a)* modo de falla en flexión, *b)* modo de falla en compresión diagonal, y *c)* modo de falla de deslizamiento en la base del muro.

2.3.2.1 Diseño en flexión

Los muros se diseñaron para que el esfuerzo cortante resistente asociado a la falla por flexión, fuera mayor que el asociado a la falla en cortante por tensión diagonal. La resistencia a flexión se halló por medio del programa BIAX, que calcula el diagrama momento-curvatura de una sección mediante un análisis seccional, suponiendo que las secciones planas permanecen planas. Para el cálculo de la resistencia al corte por tensión diagonal del muro se utilizaron las expresiones de Sánchez (ver sección 1.5.4). Además, como referencia se utilizaron las expresiones utilizadas por el ACI para el cálculo de la resistencia al corte (American Concrete Institute, 2002), aunque, estas expresiones no son válidas para cuantías de refuerzo en el alma menores que 0.0025³.

En el cálculo de la fuerza cortante resistente a flexión se utilizó un factor de sobrerresistencia del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, α , igual a 1, y el f_c' especificado de los muros de 150 kg/cm² (14.7 MPa). En el cálculo del cortante por tensión diagonal se utilizó un valor de α igual a 1.25 y el f_c' se multiplicó por un factor de 1.25 para considerar incertidumbres en el diseño de la mezcla. El método consistió en realizar iteraciones hasta que se encontrara el refuerzo necesario en las columnas extremas⁴ que arrojara una relación entre la fuerza cortante correspondiente a la falla por flexión y el cortante resistente a tensión diagonal cercano a 1.50, cuando se utiliza la expresión de Sánchez. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 2.1.

¹ Aunque los muros estudiados son rectangulares, en este trabajo se utiliza el término “alma” para definir la zona del muro que no comprende las columnas extremas. Se requiere esta diferenciación debido a que las columnas fueron reforzadas densamente para asegurar una falla en cortante por tensión diagonal, antes de que ocurriera una falla por flexión o deslizamiento.

² La nomenclatura utilizada fue la siguiente: M de muro, C de cuadrado, N de concreto normal, el número 57 indica el porcentaje del acero en el alma con respecto a la cuantía mínima de refuerzo recomendada por las Normas (0.0025) y, finalmente, M de ensaye monótono.

³ Esta vez no se utilizó el reglamento RDF ya que es similar al del ACI y, además, es más conservador que éste.

⁴ Se supuso que el ancho de las columnas extremas no superaría el 10% de la longitud del muro.

Tabla 2.1 – Sobre-resistencia a la flexión en muros

MURO	Resistencia a flexión		Sánchez y Alcocer		ACI-02 (Cap. 21) (zonas sísmicas)		ACI-02 (Cap.11) (zonas no sísmicas)	
	M (ton-m)	V _f (t)	V _n (t)	F.S. (2)/(3)	V _n (t)	F.S. (2)/(4)	V _n (t)	F.S. (2)/(5)
	(1)	(2)	(3)		(4)		(5)	
MCN-0-M	151.25	60.50	38.65	1.57	26.25	2.30	24.01	2.52
MCN-57-M	167.08	66.83	47.43	1.41	44.26	1.51	38.41	1.74
MCN-114-M	237.45	94.98	64.99	1.46	62.27	1.53	52.82	1.80

- (1) Momento flexionante máximo en la curva momento-curvatura hallada analíticamente.
- (2) Fuerza cortante basal en el muro en voladizo correspondiente al momento flexionante máximo analítico.
- (3) Resistencia al corte según el método de Sánchez y Alcocer (Ecs. 1.32 y 1.33).
- (4) Resistencia al corte según el Capítulo 21 del ACI-02 (Ec. 1.9).
- (5) Resistencia al corte según el Capítulo 11 del ACI-02 (Ecs. 1.4, 1.5 y 1.6)

Los valores de la tabla 2.1 corresponden a los siguientes armados finales en los columnas: 4 barras del #6 más 2 barras del #5 para el muro MCN-0-M, 8 barras del #5 para el muro MCN-57-M, y 8 barras del #6 para el muro MCN-114-M.

2.3.2.2 Compresión diagonal

Es razonable suponer que una falla por compresión diagonal era improbable en muros con cuantías de refuerzo en el alma bajas. La revisión se realizó utilizando el límite dado en el Capítulo 21 del ACI-02 mediante la expresión $V_n \leq 8\sqrt{f'_c}tL$ (psi); transformando a kg/cm^2 y reemplazando valores se tiene que para cualquiera de los tres muros, el límite de la resistencia nominal debe ser de 70 t (686.7 kN):

$$V_n \leq 2.12\sqrt{f'_c} tL = 2.12\sqrt{1.25 \times 150} \times 10 \times 240 / 1000 = 70 t$$

valor mayor que cualquiera de las resistencias nominales, V_n , mostradas en la tabla 2.1. Efectivamente, en el momento de los ensayos, los muros no fallaron por compresión diagonal.

2.3.2.3 Deslizamiento en la base

También era improbable la ocurrencia de una falla por deslizamiento en la base del muro, debido a la fuerte cuantía de refuerzo vertical en las columnas extremas. La revisión se realizó con las expresiones dadas en el Eurocode 8. Así, la resistencia al deslizamiento es la suma de tres componentes: la resistencia dada por el refuerzo vertical actuando como dovela V_{dd} , la resistencia del refuerzo inclinado V_{id} , y la resistencia de fricción del concreto V_{fd} . A continuación se muestran las expresiones utilizadas⁵ (por razones obvias no se tomó en cuenta la componente de deslizamiento, V_{id}):

⁵ Ya que se está trabajando con valores nominales, los factores de reducción de las resistencias de los materiales se tomaron iguales a 1.

$$V_{dd} \leq \begin{cases} 1.5 \sum A_v \sqrt{0.9 f'_c f_y} \\ 0.25 f_y \sum A_v \end{cases} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$V_{fd} \leq \begin{cases} \mu_f \left[\left(\sum A_v f_y + N \right) \xi + \frac{M}{0.8L} \right] \\ 0.25 f'_c \xi t L \\ \mu_f N \end{cases} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

donde A_v es el área de todo el refuerzo vertical en el muro, μ_f es el coeficiente de fricción concreto-concreto, N es la carga axial, M es el momento flexionante de diseño (se considera igual al momento flexionante correspondiente a la resistencia al corte calculada con el método de Sánchez y Alcocer), y ξ es la profundidad del eje neutro normalizada. Para la evaluación de las expresiones, se utilizaron los siguientes valores: profundidad del eje neutro del diagrama momento-curvatura hallado con el programa BIAX para un momento flexionante igual al 80% del máximo; coeficiente de fricción, μ_f , igual a 1. Además, no se consideró la expresión $\mu_f N$ de la Ec. 2.2, ya que es un límite demasiado conservador. En la tabla 2.2 se muestran los resultados obtenidos y se observa buena sobrerresistencia al deslizamiento.

Tabla 2.2 – Sobrerresistencia al deslizamiento en muros

MURO	A_v (cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	f_y (kg/cm ²)	μ_f	N (kg)	M/L (kg)	ξ (cm/cm)	V_{dd} (t)	V_{fd} (t)	V_n (t)	F.S.
MCN-0-M	30.80	150	4200	1	7200	38648.1	0.19	32.34	16.88	38.65	1.27
MCN-57-M	34.84	150	4200	1	7200	47428.6	0.23	36.58	20.63	47.43	1.21
MCN-114-M	50.57	150	4200	1	7200	64986.2	0.21	53.10	18.75	64.99	1.11

V_n : Resistencia al corte nominal según el método de Sánchez y Alcocer.

F.S.: Calculado como el cociente entre la resistencia al deslizamiento según el Eurocode 8 y la resistencia al corte según el método de Sánchez y Alcocer: $(V_{dd} + V_{fd}) / V_n$.

Finalmente, en el ensaye de los muros se comprobó que no se presentó una falla por deslizamiento.

2.3.2.4 Detalles generales

La losa superior fue colada monolíticamente con el muro de concreto y contó con una costura de estribos a todo lo largo (viga solera o dala) que penetró 0.1 m en el muro, con el fin de asegurar continuidad en el cambio de sección de la interfase muro-losa⁶. No obstante, las losas en viviendas típicas son de espesores bajos, en este proyecto se utilizó un espesor de 0.2 m. De esta manera se aseguró un correcto anclaje de las barras verticales de los columnas y del alma y se proporcionó mayor rigidez para evitar fallas locales.

⁶ El informe del CENAPRED de Pineda y Alcocer (2003) describe el caso de una falla en la interfase muro-losa debido a un detallado pobre en esta zona.

La losa soportó la estructura de acero donde se aplicó la carga horizontal de los gatos. Para este fin la losa contó con ductos verticales de 3" de diámetro en los cuales se colocaron los pernos que anclaron la estructura metálica al conjunto muro-losa. Debido a que no se deseaban fallas por deslizamiento en la superficie de contacto con la estructura metálica, se colocó la mayor cantidad de ductos posible en la losa con el fin de obtener una distribución densa de pernos de anclaje y, así, obtener una fuerza resistente por fricción mayor. También se tomó en cuenta el hecho de que debido al proceso constructivo, no siempre se pueden hacer coincidir todos los ductos de la losa con los agujeros de la estructura metálica. Es así que el diseño general de los muros señala ductos cada 0.2 m dando un total de 24 ductos. El número de pernos colocados en los ensayos varió de 14 a 16 pernos.

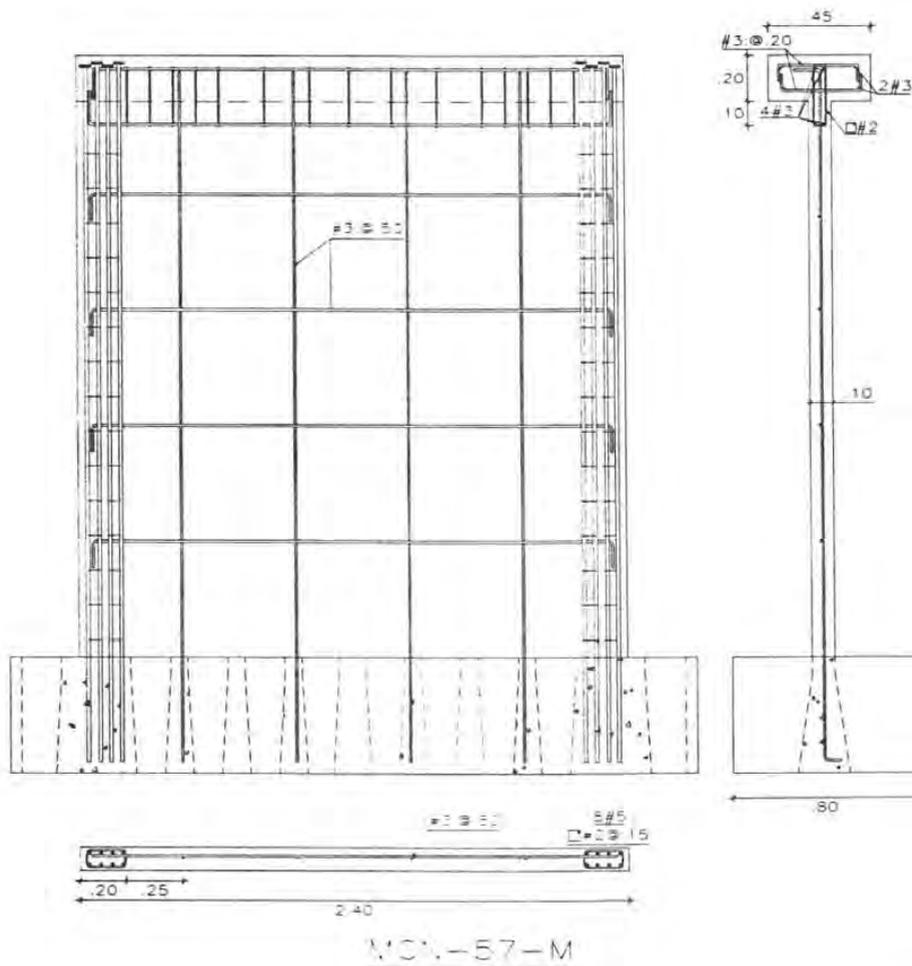


Figura 2.5 – Armado de los muros: planta, elevación y sección transversal muro MCN-57-M

El ancho de las columnas extremas nunca fue mayor que el 10% de la longitud del muro, principalmente debido a las dimensiones de las campanas de la cimentación (ver figura 2.5). Las columnas contaron con refuerzo transversal del #2 cada 0.15 m en toda su altura. No se concentraron estribos en los extremos debido a que no se esperaba ningún tipo de carga cíclica en

los ensayos que pudiera ocasionar degradación del concreto en estas zonas, pero sobre todo porque la sección fue diseñada para que fallara por corte antes de que se produjera una falla dúctil por flexión, por lo que no fue necesario asegurar un comportamiento dúctil en los extremos de las columnas. Todos los estribos contaron con ganchos a 135°.

Las barras verticales de los núcleos, del #5 y #6, y las del #3 del alma se anclaron correctamente en las campanas de la cimentación con una longitud de anclaje de 0.45 m. El anclaje en la losa superior fue más complicado; las barras del #3 se anclaron sin problemas con una longitud de anclaje de 0.15 m, sin embargo, para el anclaje de las barras del #5 y #6 se utilizaron topos cuadrados de 4 cm de lado y 1/4" de espesor soldados en los extremos de las barras, según recomienda el ACI-ASCE-352 (Chang, 2001). Las barras horizontales del #3 en el alma se anclaron convenientemente en los columnas con una longitud de anclaje de 0.12 m. En las figuras 2.5, 2.6 y 2.7 se muestran los armados de los tres muros.

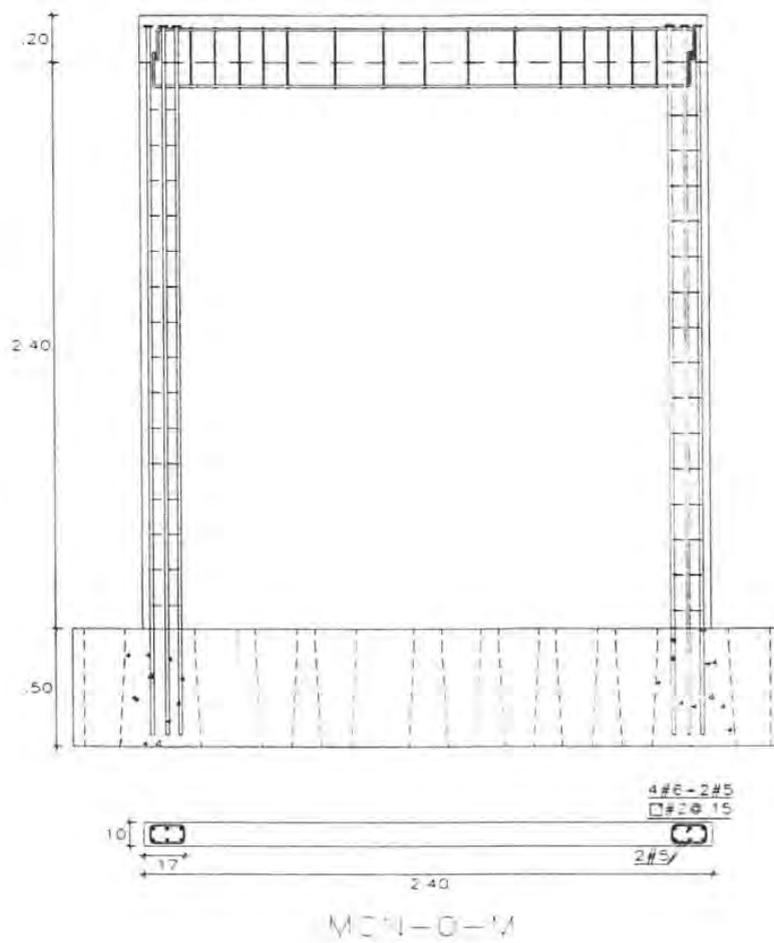


Figura 2.6 – Armado del muro MCN-0-M: planta y elevación

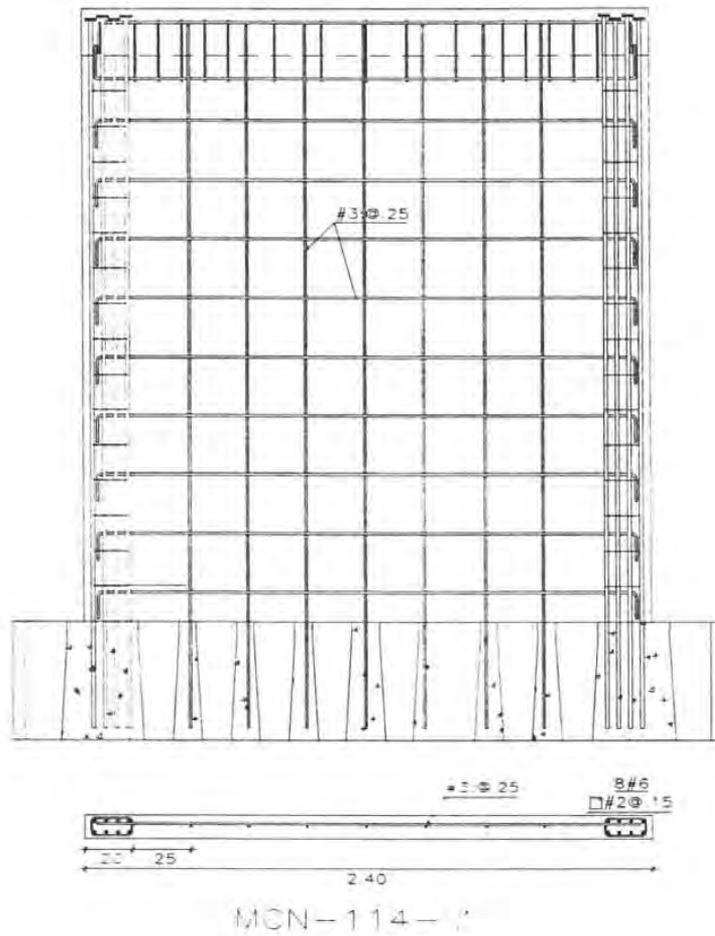


Figura 2.7 – Armado del muro MCN-114-M: planta y elevación

2.4 MEDICIÓN DEL COMPORTAMIENTO

Con el fin de evaluar el comportamiento global y local de los especímenes se realizaron mediciones visuales y mediante instrumentos. Las mediciones visuales se realizaron mediante:

- Bitácora de los ensayos: en estos documentos se describió paso a paso el ensayo. En las bitácoras se reportaron las historias de agrietamientos (anchos de grietas y ubicación de éstas), niveles de carga axial y cualquier dato relevante a lo largo del ensaye; tres estudiantes se encargaron de realizar las bitácoras durante los ensayos.
- Reportes fotográficos y audio-visuales.

Con respecto a las mediciones usando instrumentos, se utilizaron sensores de carga, desplazamiento y deformación. Las celdas de carga estuvieron ubicadas en los gatos que aplicaron la carga lateral y en los tensores que aplicaron la carga axial. Los transductores de desplazamiento conformaron la instrumentación externa del muro y los deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero de refuerzo conformaron la instrumentación interna. La ubicación y el tipo de

instrumentación permitieron obtener información sobre las cargas aplicadas a los especímenes, las componentes de deformación en los muros, las rotaciones en las secciones transversales y las deformaciones del acero horizontal y vertical.

2.4.1 Instrumentación externa

La instrumentación externa estuvo conformada por 21 instrumentos: 13 transductores de vástago y 8 transductores de carátula (ver figura 2.8). Los transductores de vástago midieron la deformada del muro en toda su altura (instrumentos H1 a H9), la rotación del muro en la losa superior (instrumentos V5 y V6) y las componentes de deslizamiento, del muro con respecto a la cimentación y de esta última con respecto a la losa del laboratorio (instrumentos H12 y H13, respectivamente). Los transductores de carátula midieron las deformaciones relativas de los lados y diagonales del muro (instrumentos H10, H11, V1, V3, D1 y D2), con las que se pudieron hallar las componentes de deformación por corte y flexión de los muros. También se utilizaron dos transductores de carátula adicionales para el cálculo de las rotaciones en la base del muro (instrumentos V2 y V4).

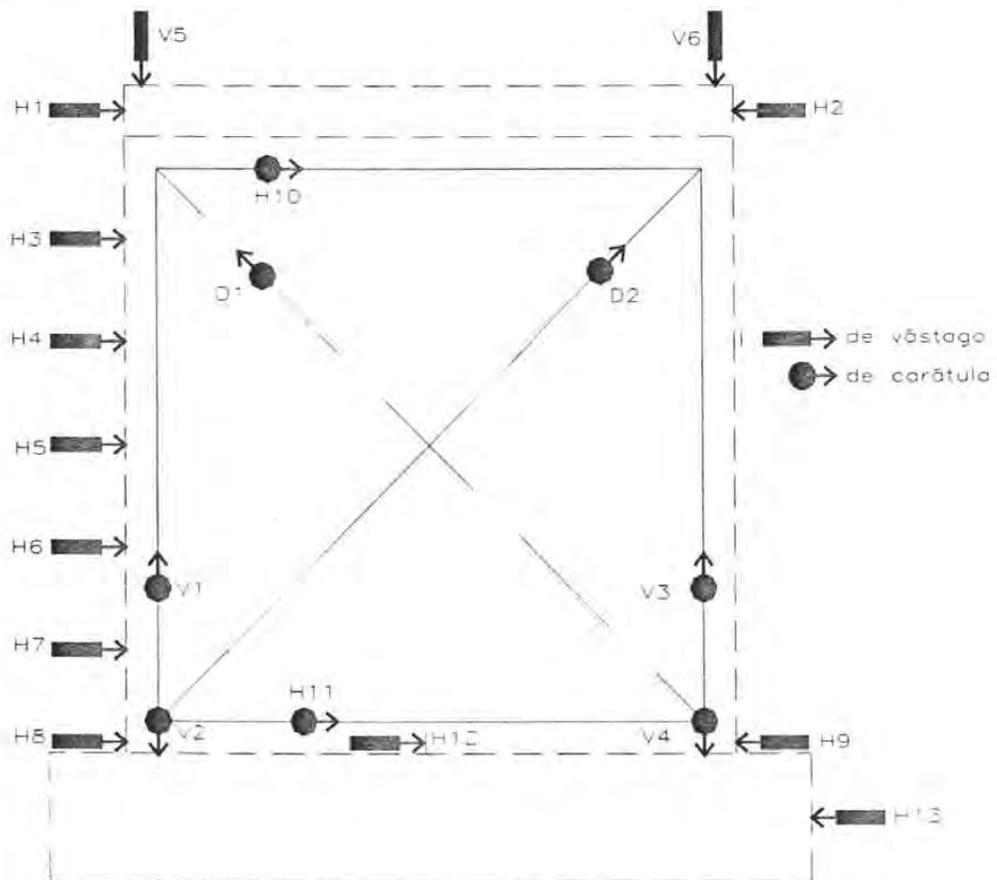


Figura 2.8 – Instrumentación externa típica con transductores de desplazamiento

Los transductores de carátula se colocaron mediante un sistema cilindro-émbolo de tubos de aluminio en el que un tubo se insertó en otro de mayor diámetro (ver figura 2.9). Se trató de reducir la fricción entre ellos mediante la colocación de una capa de grasa automotriz en la superficie del tubo interior. La longitud del traslape fue de $1/3$ de la longitud entre apoyos de las barras. Los tubos fueron conectados a los muros mediante barras roscadas de $5/16''$ de diámetro. Estas barras se colocaron en los muros luego del colado de éstos, taladrando los especímenes hasta una profundidad de 4 cm e insertando las barras con resina epóxica. En las cuerdas diagonales (instrumentos D1 y D2) la conexión entre los tubos y las barras roscadas se realizó mediante rótulas con el fin de no restringir los giros en las uniones y que funcionaran como una articulación (ver figura 2.10a).

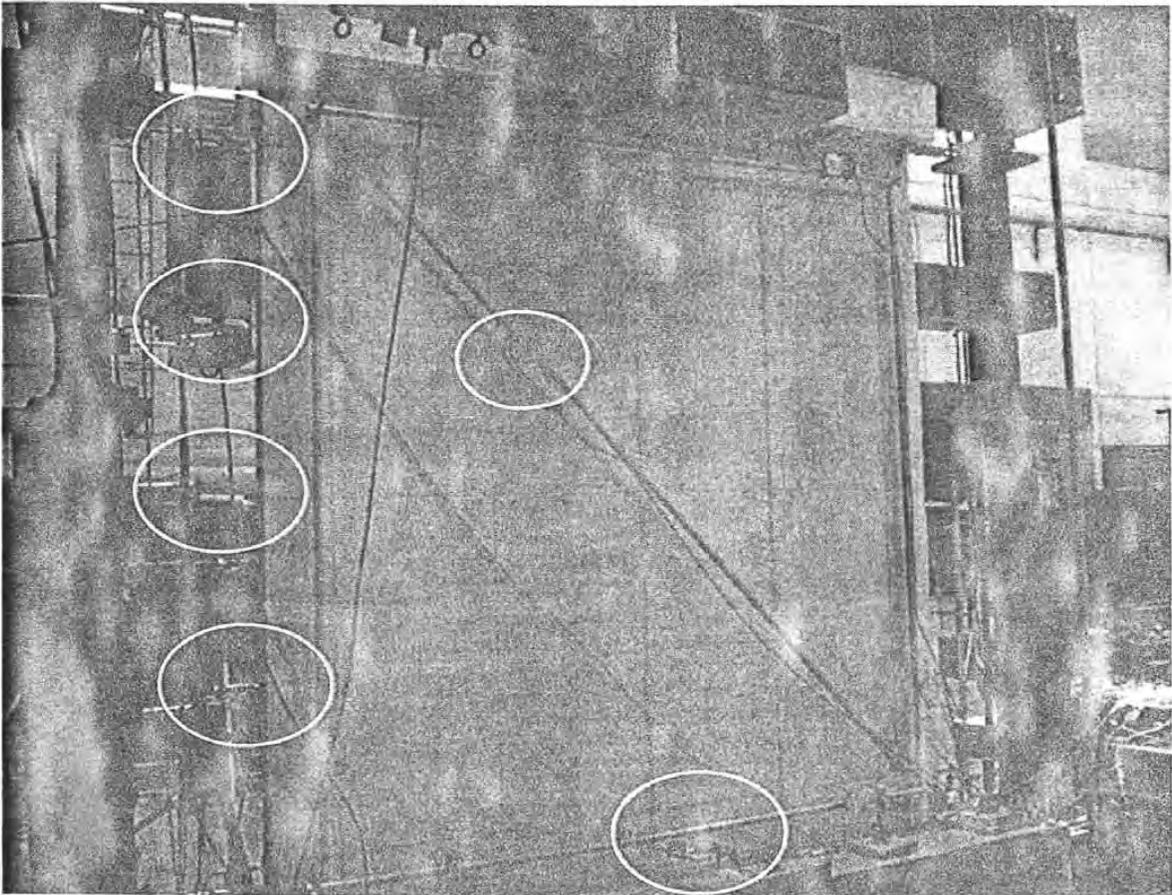


Figura 2.9 – Instrumentación externa: se observan los mecanismos de cilindro-émbolo para los transductores de carátula; el transductor de vástago en la base para medir el deslizamiento, H12; y los transductores de vástago que miden la deformada del muro en su altura

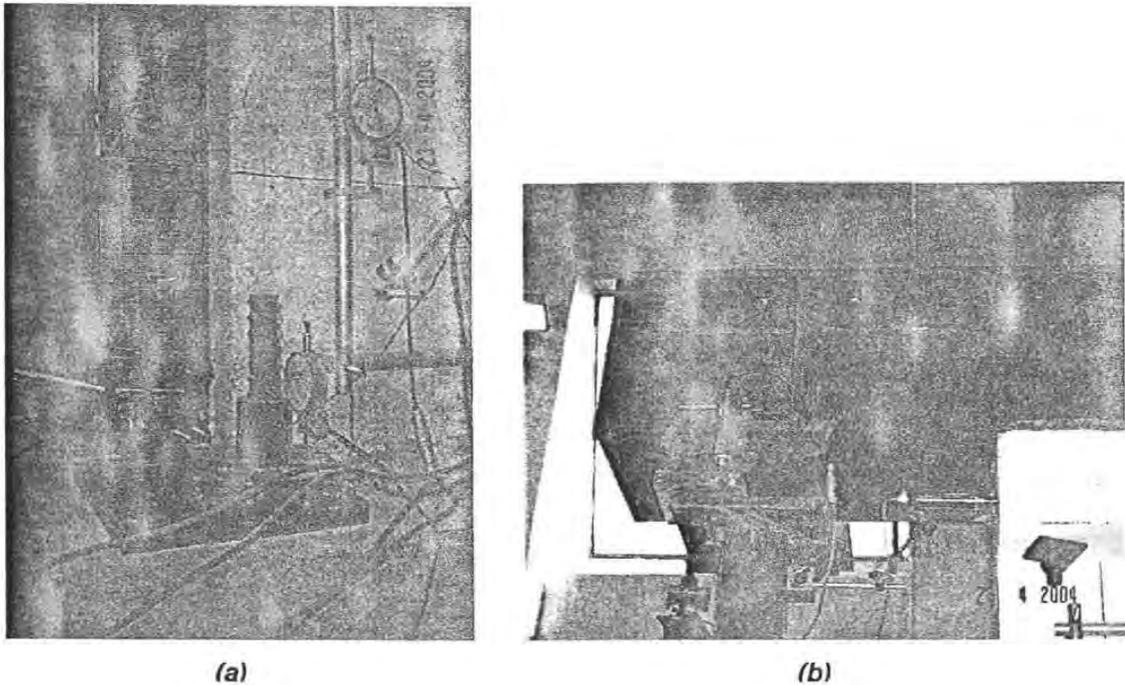


Figura 2.10 – Instrumentación externa: a) detalle de mecanismo cilindro-émbolo de los deformímetros de carátula; y b) detalle de los instrumentos V6 y H2

2.4.2 Instrumentación interna

La instrumentación interna se compuso de un arreglo de deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero de refuerzo. Se instrumentaron todos los tipos de barra en los muros, llámese, barras horizontales y verticales del alma, y barras longitudinales y estribos en las columnas. No se instrumentaron barras de refuerzo ni en la losa superior ni en la cimentación.

Se concentró la atención en el comportamiento de las barras de refuerzo en el alma, sobre todo en la zona en que éstas intersecan a la diagonal principal del muro, donde se espera la formación de una grieta por tensión diagonal que origine la falla de los especímenes. Básicamente, los tres muros tuvieron la misma instrumentación que se puede dividir en 7 grupos importantes:

Grupo L: son los instrumentos ubicados en las barras longitudinales de las columnas extremas y se encuentran ubicados en la base del muro.

Grupo E: ubicados en los estribos de las columnas extremas. Se colocaron tres deformímetros por columna, en dos estribos cercanos a la base del muro y en un estribo cercano a la losa superior.

Grupo LB: estos deformímetros se colocaron en las barras verticales del alma, en la base del muro.

Grupo DH: instrumentos adheridos a las barras horizontales del alma ubicados en la intersección con la diagonal principal del muro.

Grupo DV: igual que los DH pero adheridos a las barras verticales.

Grupo DG: ubicados en las barras verticales del alma más cercanas al lado de tensión a una distancia promedio de 0.15 m de la intersección con la diagonal principal del muro.

Grupo LH: ubicados en las barras horizontales del alma, en distintas ubicaciones para poder representar el perfil de deformación de las barras.

Adicionalmente se agregó un instrumento llamado LV1 en el centro de la barra vertical del alma más cercana a la columna tensionada. En las figuras 2.11 y 2.12 se muestra la instrumentación interna de los tres muros; en estas figuras los deformímetros están representados por rectángulos cuyo lado mayor es paralelo a la dirección de medición.

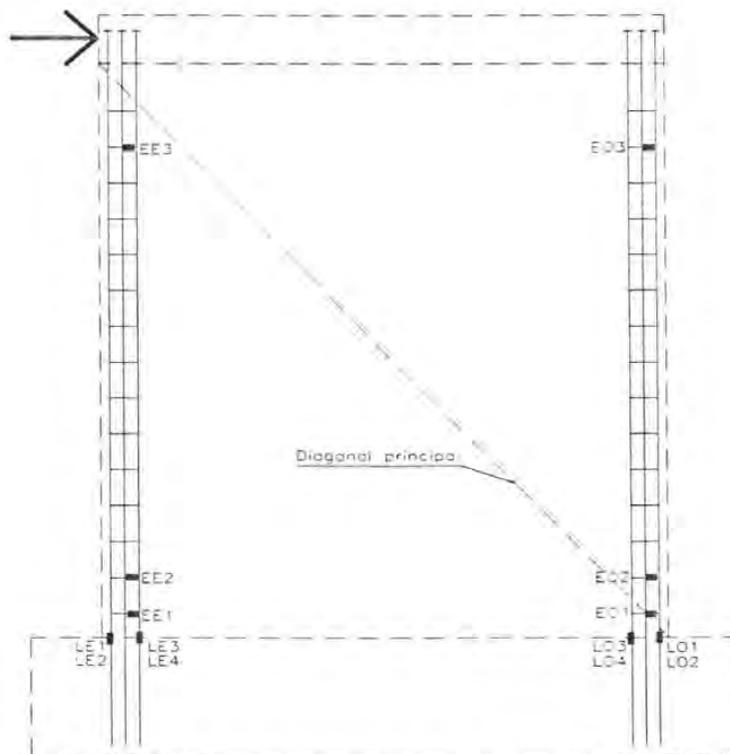


Figura 2.11 – Instrumentación interna: muro MCN-0-M

Los instrumentos se adhirieron a las barras de refuerzo tomando en cuenta las recomendaciones dadas por los fabricantes y los jefes de laboratorio, tanto del CENAPRED como del Instituto de Ingeniería. Se instrumentaron y ensayaron algunas barras de prueba con diferentes métodos. El método más conveniente fue el siguiente: *a)* devastar la corrugación de la barra; *b)* limar la superficie devastada hasta obtener una superficie “tipo espejo” utilizando diferentes limas de agua, hasta la #600; *c)* adherir el deformímetro a la barra según las recomendaciones del fabricante; *d)* colocar cera y cinta de neopreno encima del instrumento; y, finalmente, *e)* colocar gasa embebida en resina de fibra de vidrio alrededor del instrumento. En la figura 2.13 se muestra el estado final de la instrumentación en dos estribos.

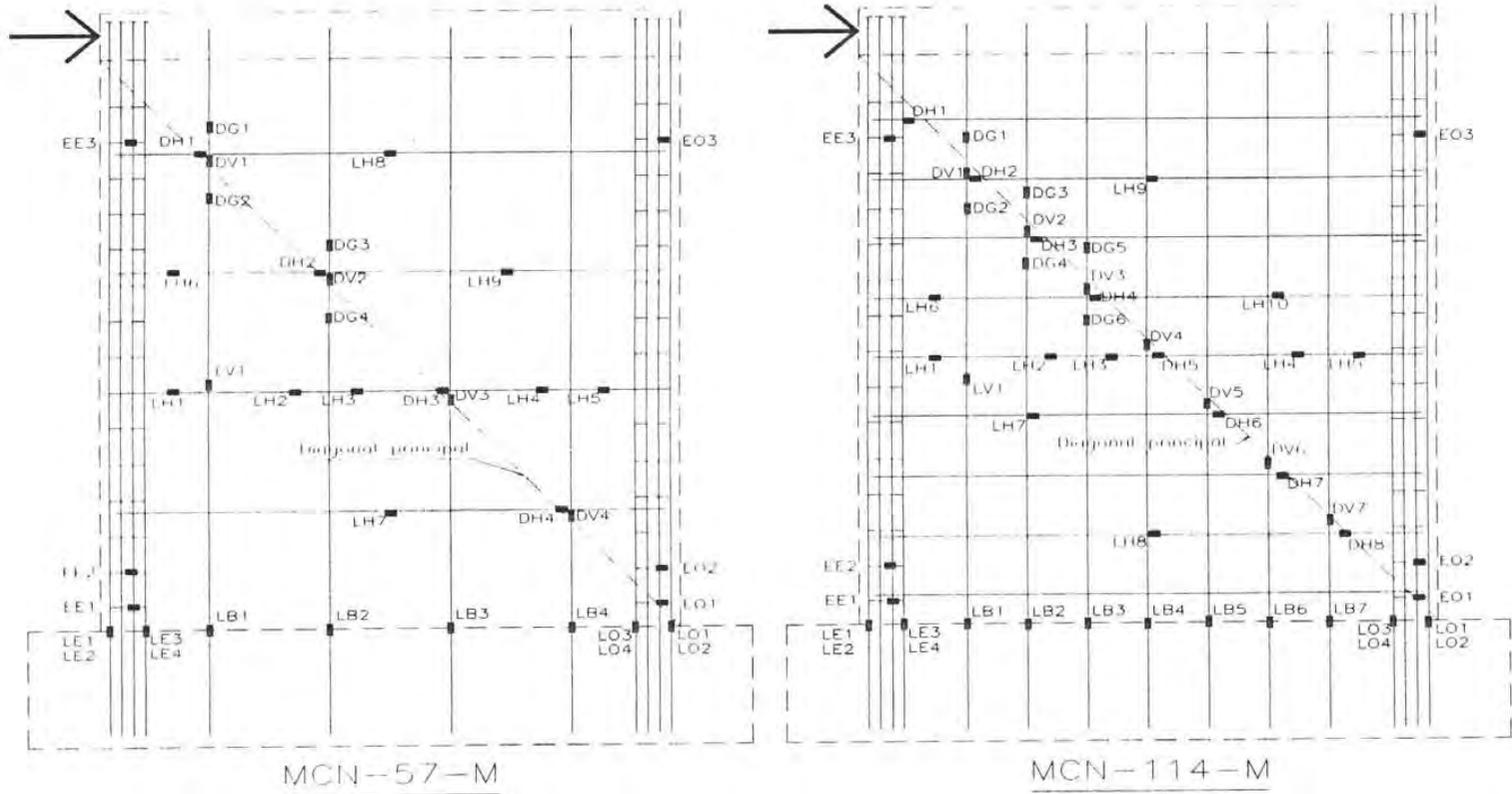


Figura 2.12 – Instrumentación interna: muro MCN-57-M y MCN-114-M

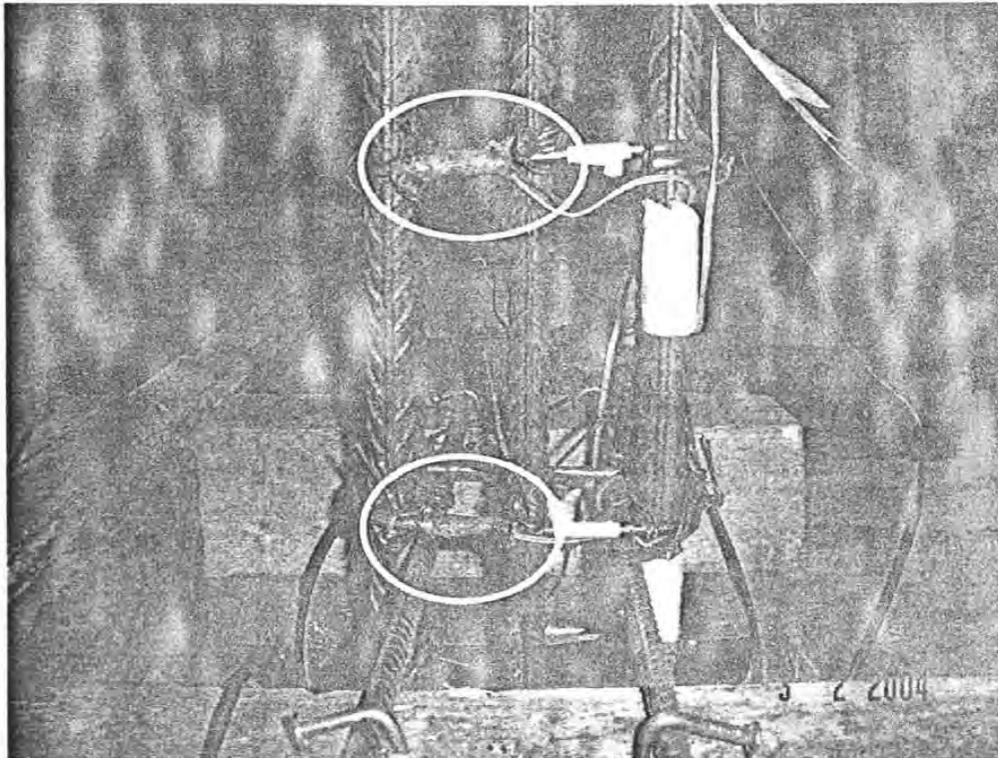


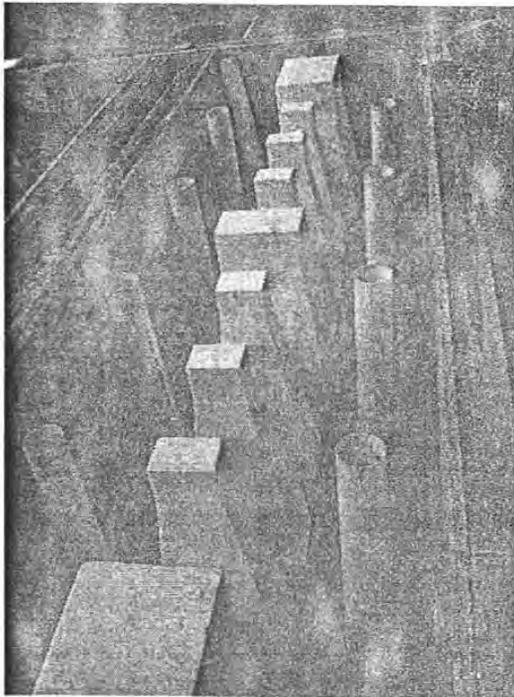
Figura 2.13 – Instrumentación interna: estado final de la instrumentación en estribos; se observa el bloque de gasa con resina de fibra de vidrio que protege al deformímetro

2.5 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

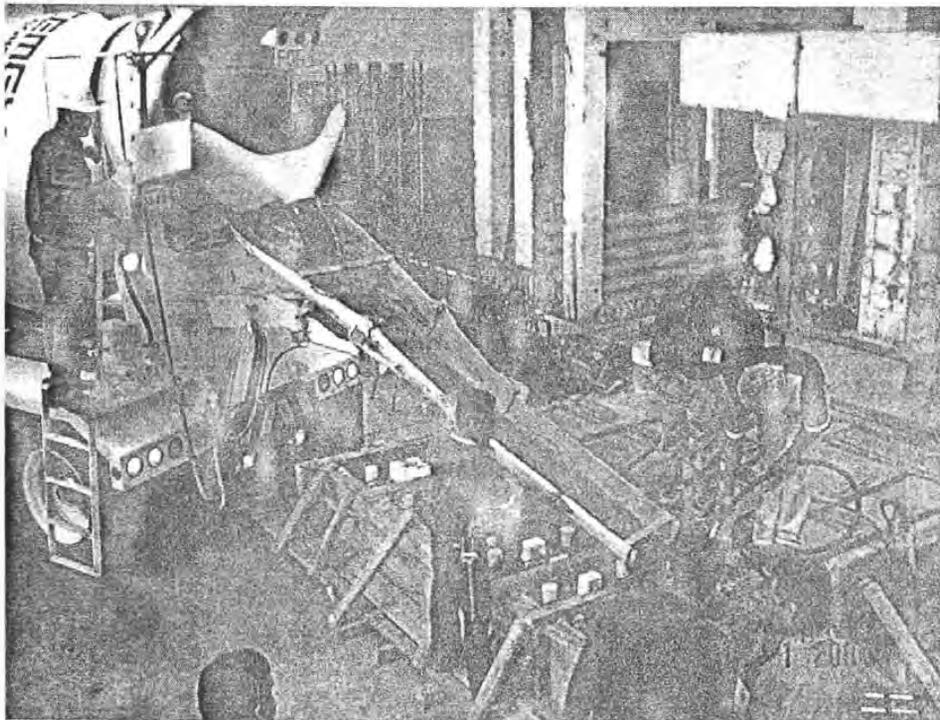
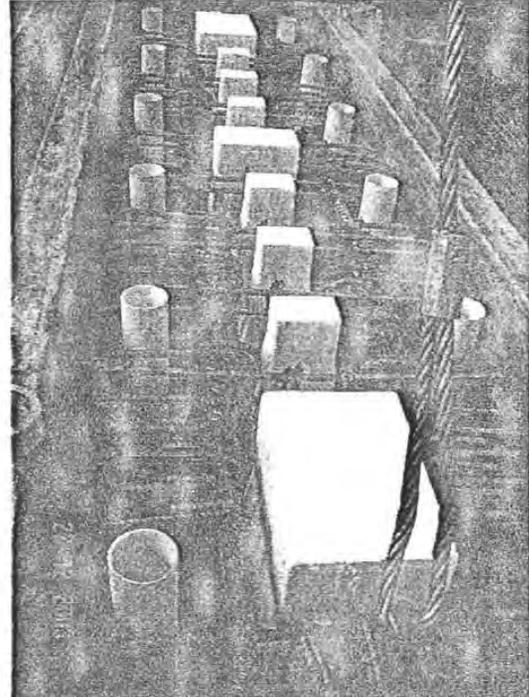
Los especímenes fueron construidos en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED por obreros con experiencia en construcciones de concreto armado. La construcción de los muros se realizó en las siguientes etapas: *a)* construcción de las cimentaciones, *b)* construcción de los muros, y *c)* detalles finales.

2.5.1 Construcción de las cimentaciones

Las cimentaciones se construyeron en dos grupos de tres cimentaciones cada uno. Primeramente se construyó la canasta de acero de refuerzo y se colocaron los ductos horizontales de izaje y postensado; se utilizaron solamente barras corrugadas de grado 60. La cimbra se diseñó para resistir los empujes del concreto fresco y se construyó con madera contrachapada y barnizada. Se fabricaron bloques de unicel que se pegaron en la cimentación para obtener los ductos que alojarían al refuerzo vertical de los muros. Una vez colocados los bloques de unicel, se colocaron los tubos verticales de PVC de 3" para el anclaje de la cimentación a la losa del laboratorio (ver figura 2.14a). Finalmente, se colocó la canasta de acero de refuerzo con ayuda de la grúa viajera del laboratorio (ver figura 2.14b). Una vez centrada la canasta y fijados los ductos, la cimentación estuvo lista para el colado.



i. (b)



(c)

Figura 2.14 – Construcción de cimentación típica: a) colocación de bloques de unicel y ductos verticales; b) colocación de canasta de acero de refuerzo; y c) colado de cimentaciones

Se realizaron dos coladas de tres cimentaciones cada una. En ambas coladas se utilizó concreto premezclado con plastificante y resistencia especificada a la compresión de 400 kg/cm^2 (39.2 MPa). Antes del colado el revenimiento del concreto fue de 15 cm en promedio para ambas coladas. Se colaron también seis cilindros de concreto de $15 \times 30 \text{ cm}$ y cuatro de $10 \times 20 \text{ cm}$ por cada grupo de tres cimentaciones. El compactado se realizó utilizando vibradores eléctricos y de gasolina. Una vez culminado el proceso, se utilizó el aditivo Curafester durante 7 días y luego se curó manteniendo la superficie húmeda con regadera por 7 días más; luego de este periodo se inició el transporte de las cimentaciones en el laboratorio. Posteriormente, los ensayos de cilindros a compresión en máquina universal arrojaron una resistencia a la compresión a los 14 días de 458 kg/cm^2 (44.9 MPa) y una resistencia a la compresión a los 28 días, f_c' , de 558 kg/cm^2 (54.7 MPa) (ver Apéndice A). En la figura 2.14 se muestran algunas fotografías del proceso constructivo de las cimentaciones.

2.5.2 Construcción de los muros

El primer paso fue colar las campanas de la cimentación con las barras verticales de las columnas y del alma en sus posiciones correspondientes. Estos elementos fueron previamente instrumentados por comodidad en el procedimiento de colocación de deformímetros. El colado de las campanas se realizó con una mezcla de concreto por volumen para conseguir un f_c' de 200 kg/cm^2 (19.6 MPa), 30% mayor que el especificado en los muros. Luego del colado de las campanas se completó la colocación de las barras horizontales del alma, previamente instrumentadas, y se continuó con el armado de la losa superior. La cimbra de los muros se construyó con paneles de madera contrachapada y barnizada y se diseñó para resistir los empujes del concreto fresco. La cimbra se reforzó lateralmente con puntales de madera y con tensores interiores.

Para el colado de los muros se especificó un concreto de $f_c' = 150 \text{ kg/cm}^2$ (14.7 MPa). Debido a la gran densidad de acero de refuerzo en los columnas de los muros, se utilizó concreto premezclado con plastificante y tamaño máximo del agregado de $3/8''$. Antes del colado, el revenimiento del concreto puesto en obra fue de 23 cm. Para la compactación se utilizaron vibradores eléctricos y de gasolina; también se utilizó vibrado de impacto con martillos de goma en la base de los muros. El colado se realizó con bomba y en capas de aproximadamente 40 cm de altura. También se colaron nueve cilindros de $15 \times 30 \text{ cm}$ y 6 cilindros de $10 \times 20 \text{ cm}$. El curado de los muros se realizó con regadera durante 7 días, de manera similar a la práctica de construcción de viviendas de concreto en México. Luego de ensayados los cilindros de concreto se obtuvo un f_c' de 180 kg/cm^2 (17.7 MPa). Los lados de los muros se descimbraron dos días después del colado y las losas luego de siete días. Detalles de la construcción de los muros se muestran en la figura 2.15.

2.5.3 Detalles finales

Catorce días después del colado, los muros fueron pintados de blanco con pintura vinílica y se dibujó una retícula de cuadros en sus caras, con el fin de ubicar las grietas en el momento del ensayo. Luego se colocaron los insertos metálicos de la instrumentación externa. Siete días antes del ensayo el muro se transportó hasta su posición final, al costado del muro de reacción, con ayuda de la grúa viajera del laboratorio. Se colocó la instrumentación externa, el dispositivo de carga y se conectaron los instrumentos al equipo de captura de datos.

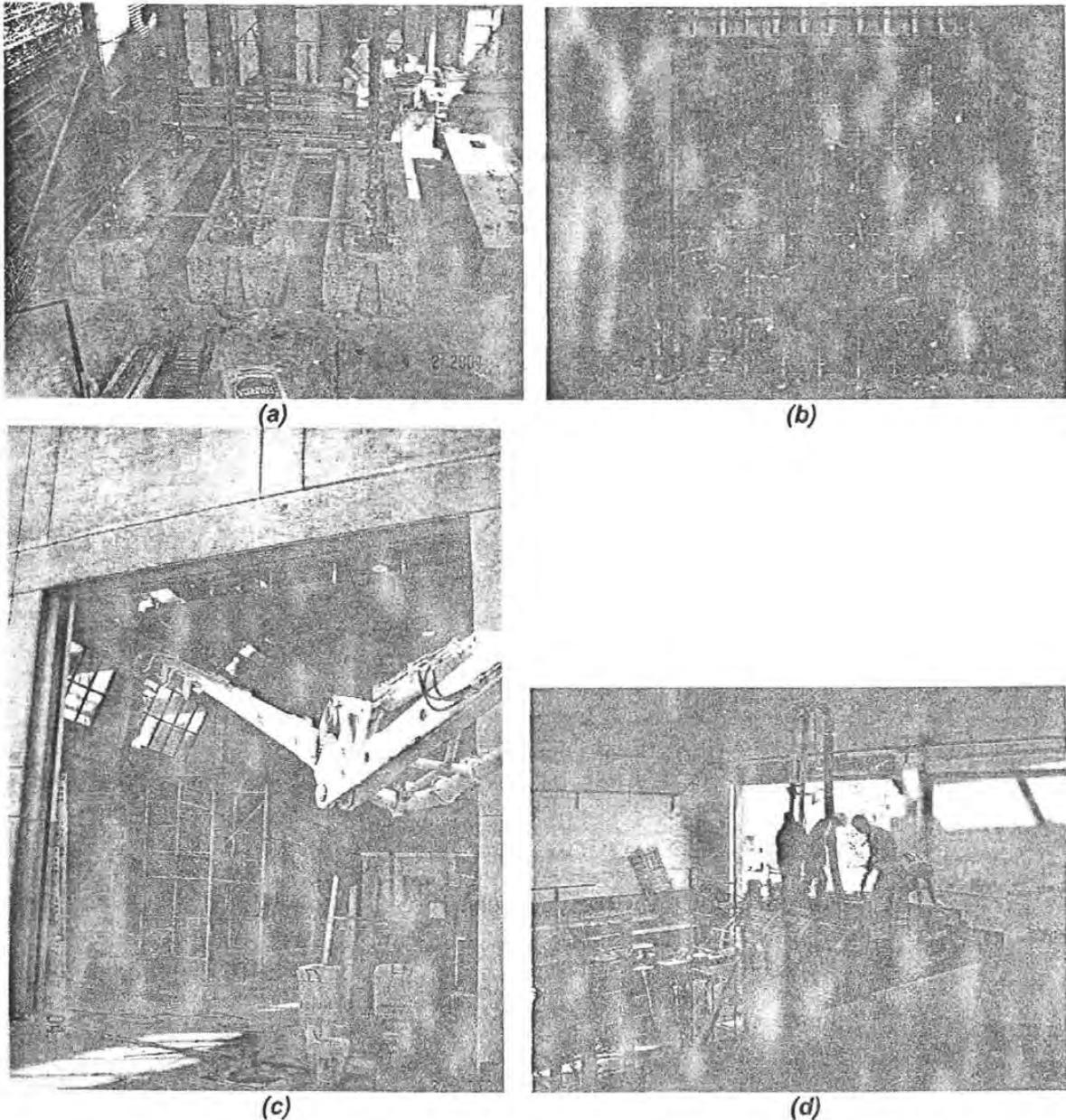


Figura 2.15 – Construcción de muros: a) colado de columnas en campanas de la cimentación; b) armado y cimbrado del muro MCN-114-M; c) y d) colado de muros con bomba

2.6 ENSAYO DE ESPECÍMENES

Los tres muros se ensayaron ante carga horizontal monótona creciente, aplicada en el plano de los muros, hasta la falla⁷. El esfuerzo axial fue constante e igual a 3 kg/cm^2 (0.29 MPa). La carga

⁷ Se considera que la falla del muro se alcanza cuando se mide una disminución de 20% luego de alcanzada la resistencia.

horizontal fue aplicada mediante dos gatos hidráulicos de doble acción de 50 t (490 kN) de capacidad, ubicados a los lados del espécimen y a la altura del eje longitudinal de la losa superior. Los gatos fueron controlados por bombas eléctricas. La carga vertical se aplicó mediante un dispositivo de cables ajustables y por medio de celdas de carga se pudo obtener la carga axial requerida. Las celdas de carga estuvieron conectadas a un dispositivo de lectura para controlar el nivel de la fuerza axial a lo largo del ensaye.

Al comienzo del ensaye se aplicaron diferenciales de carga de 1 t hasta alcanzar una distorsión de 0.1%; luego de este punto el control se realizó por desplazamiento aumentando la carga cada 0.5 mm. Este proceso se continuó hasta que la carga descendió a un valor cercano al 80% de la carga máxima. De aquí en adelante se cargó el muro en sentido contrario, de manera continua y hasta alcanzar la falla del muro en la otra dirección.

2.6.1 Dispositivo de carga

La carga horizontal de los gatos fue aplicada a los muros mediante una estructura metálica anclada a la losa superior del muro. La estructura metálica constó de una viga de acero de sección I de 40x40 cm y de 4 m de largo que se encargó de distribuir la carga horizontal y vertical a todo lo largo del muro. Esta viga se ancló a la losa superior por medio de 16 tornillos (en el caso del muro MCN-0-M se colocaron 14 tornillos) de alta resistencia, de 32 mm de diámetro y 30 cm de longitud.

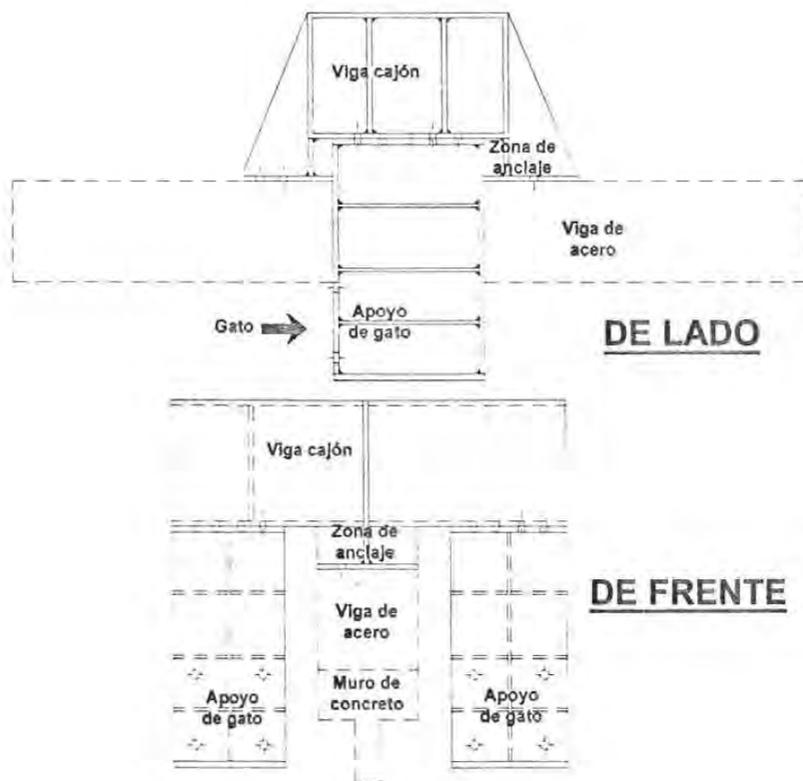


Figura 2.16 – Detalle de la transición metálica

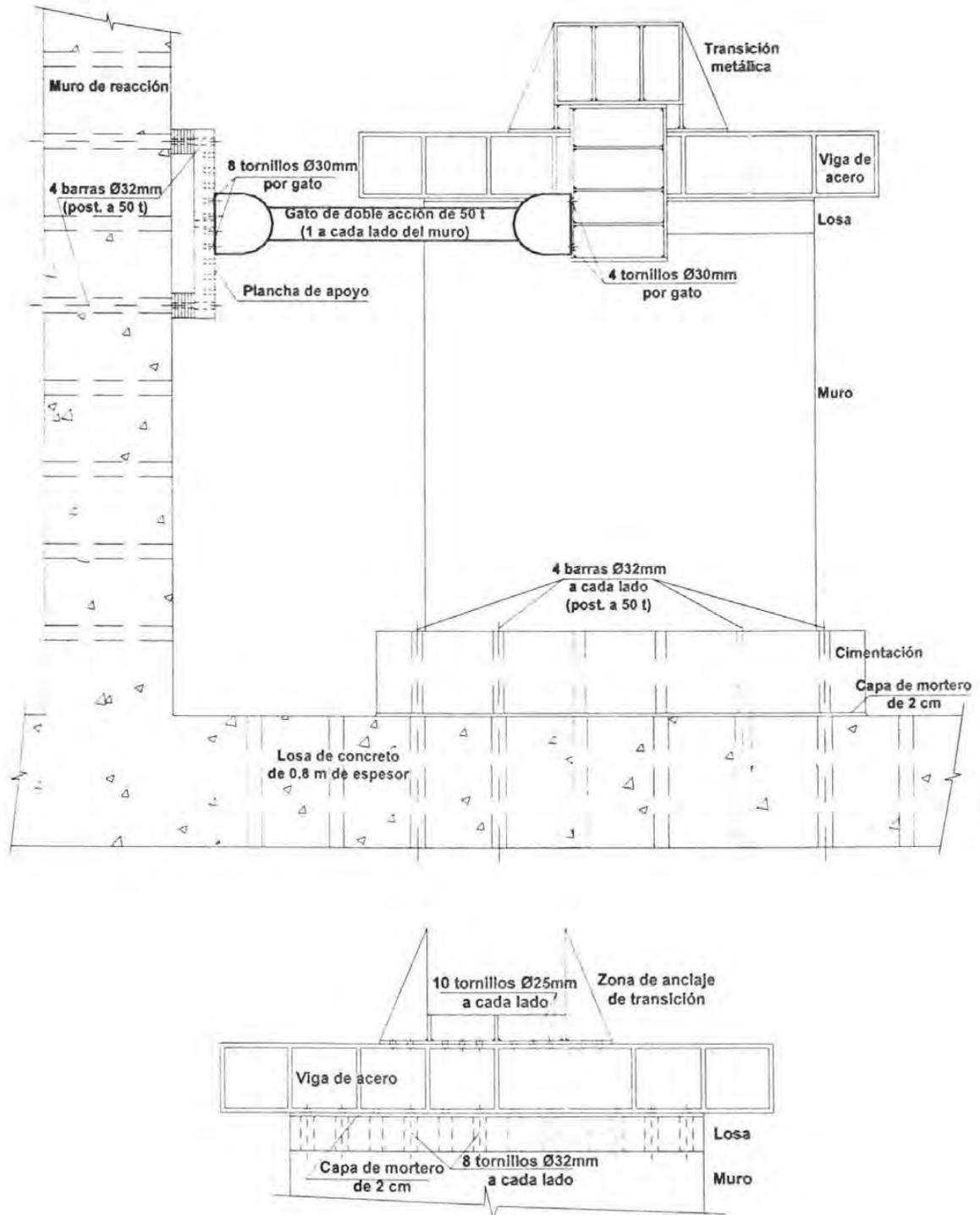


Figura 2.17 – Esquema final del dispositivo de carga; arriba: elevación; abajo: detalle de la unión entre viga metálica y losa de concreto

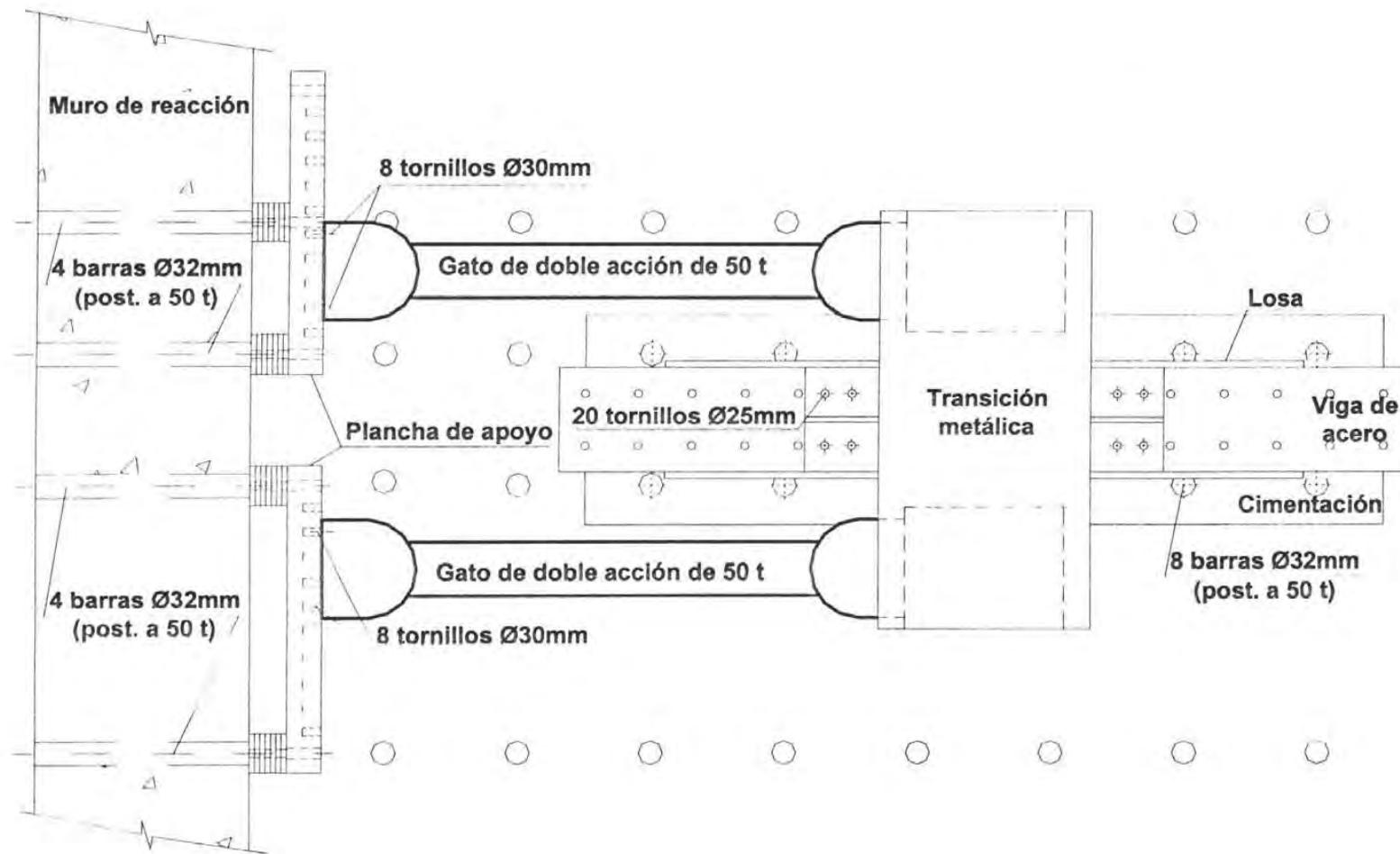


Figura 2.18 – Esquema final del dispositivo de carga: planta

A esta viga metálica se le ancló una “transición metálica” en su parte superior, que se encargó de recibir las dos cargas laterales de los gatos y de transmitir las al muro a través de la losa superior de concreto. Así, los cabezales de los gatos horizontales se anclaron a la transición metálica, uno a cada lado del muro. Esta transición consta de una *zona de anclaje* a la viga I, encima de la cual se soldó una *viga cajón*, con dirección transversal al muro, de donde cuelgan dos vigas I que son los *apoyos de los gatos* horizontales; los gatos se fijaron a esta estructura con tornillos de alta resistencia de 32 mm de diámetro. En la figura 2.16 se detalla la transición metálica.

Del otro lado de los gatos horizontales se encuentra el muro de reacción del laboratorio que es una estructura de concreto armado de gran masa que puede soportar grandes momentos flexionantes. El muro está diseñado para soportar cargas horizontales de 100 t a casi 9 m de altura. Los gatos se fijaron con tornillos de alta resistencia de 30 mm de diámetro a una placa de acero, que previamente se hubo sujetado al muro de reacción por medio de barras de acero de alta resistencia, de 32 mm y 2 m de longitud, postensadas a 50 t. Para completar el conjunto, se fijó la cimentación a la losa de 0.8 m de espesor de concreto armado del laboratorio. Para esto se utilizaron 8 barras de acero de alta resistencia, de 32 mm y 2 m de longitud, también postensadas a 50 t. El proceso de armado del dispositivo de carga es el siguiente (ver figuras 2.17 y 2.18):

- a) Previamente a todos los ensayos se fijan las placas de apoyo de los gatos en el muro de reacción y se ajustan los gatos en sus posiciones finales.
- b) Se traslada el muro a su posición final al lado del muro de reacción. Para asegurar un apoyo uniforme, se coloca una mezcla cemento-arena fina bastante fluida en el área de contacto entre la cimentación del muro y la losa del laboratorio.
- c) Se colocan y se postensan las barras entre la cimentación y la losa del laboratorio.
- d) Se coloca la viga de acero, con la transición metálica previamente atornillada, sobre la losa superior del muro. Se coloca también una mezcla fluida cemento-arena fina en la superficie de contacto. Se ajustan los tornillos entre la losa y la estructura metálica.
- e) Se enderezan los gatos hasta su posición horizontal final y se fijan en las vigas I colgantes de la transición metálica.
- f) Se coloca el sistema de cables y las celdas de carga para la aplicación de la carga axial.

Para lograr exactitud en el proceso de armado del dispositivo de carga, y eficiencia en los tiempos programados del proyecto, se detallaron todos los elementos involucrados y se dibujaron con precisión milimétrica; se supuso un espesor de las carnas de mortero de aproximadamente 2 cm. En la figura 2.19 se muestran fotografías con algunos detalles del dispositivo de carga y en la figura 2.20 se muestra la disposición final antes del ensayo.

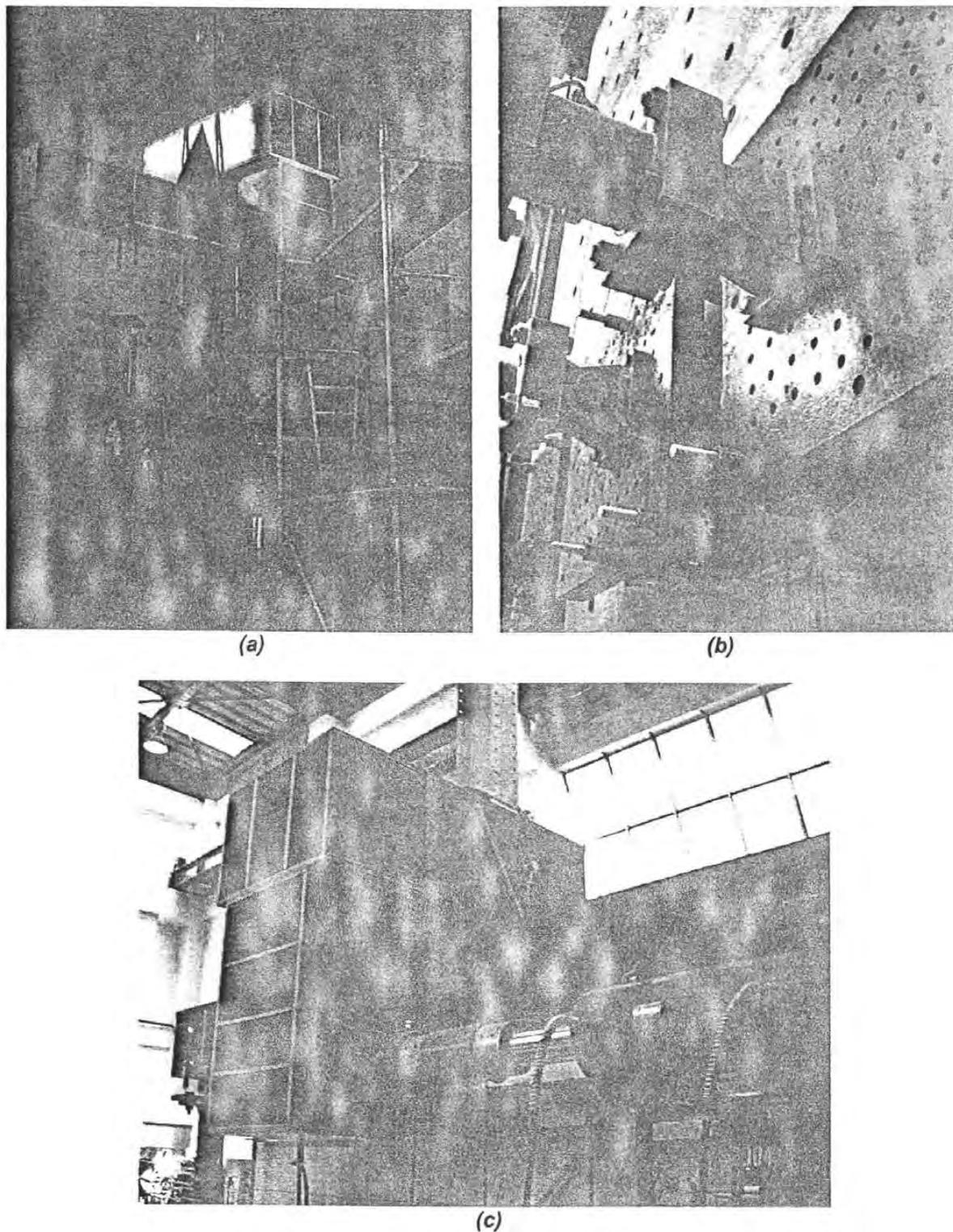


Figura 2.19 – Dispositivo de carga: a) colocación de transición metálica; b) anclaje de gatos en muro de reacción; y c) anclaje de gatos en transición metálica

2.6.2 Captura de datos

La captura de datos se realizó mediante un equipo de adquisición de datos programable (TDS), dos cajas de interruptores de 50 canales y una computadora personal. El equipo de adquisición de datos recibe la señal analógica de cada uno de los canales y la convierte en una señal digital que es enviada a la computadora, donde un programa de cómputo la grafica y la almacena en un formato que permite su análisis posterior. Este programa de cómputo fue desarrollado en el CENAPRED de acuerdo a los propósitos de las investigaciones que periódicamente se llevan a cabo en esta institución.

Previamente al ensayo se conectaron los cables correspondientes a todos los instrumentos en los respectivos canales del equipo de adquisición de datos. Los canales se dividieron en tres grupos: canales de desplazamiento, que correspondieron a los transductores de desplazamiento, de vástago y de carátula; canales de deformación, donde se ubicaron los deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero; y canales de carga, donde se conectaron las celdas de carga de los gatos horizontales. La información de los canales se capturó manualmente a lo largo del ensayo. En la figura 2.20(a) se muestra el equipo de captura de datos

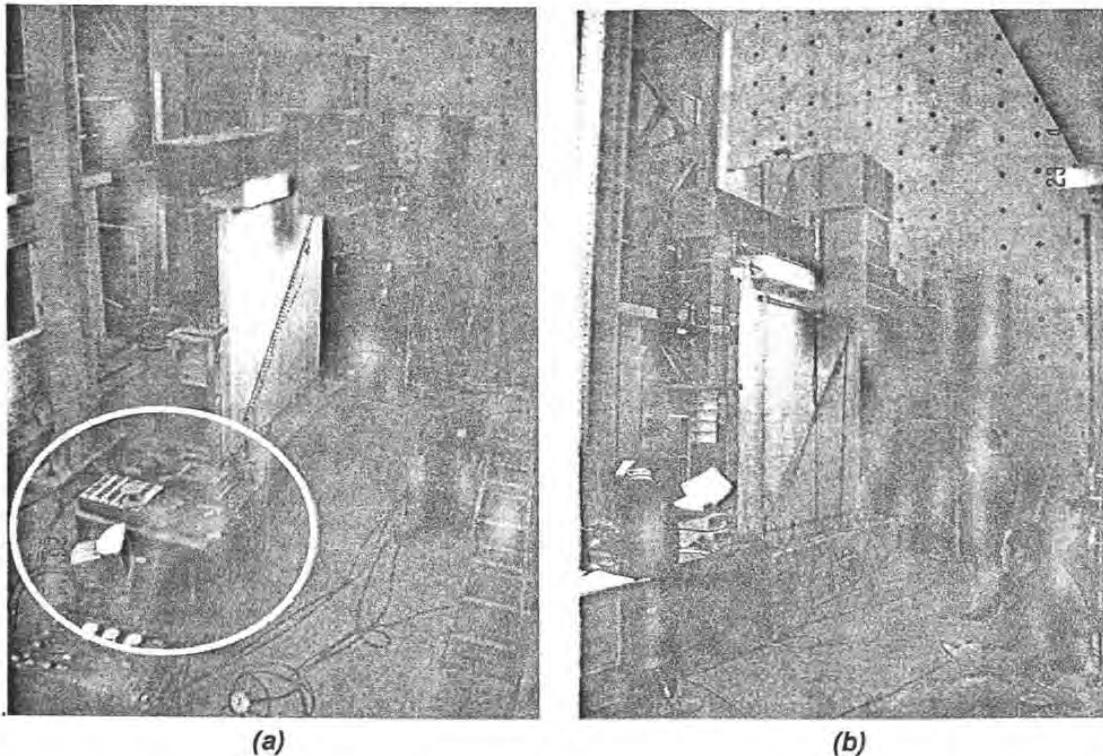


Figura 2.20 – Posición final del muro antes del ensayo: a) con los gatos sin enderezar, se observa el sistema de adquisición de datos en la parte inferior (círculo); y b) con los gatos enderezados

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS ESPECÍMENES

3.1 ALCANCE

En este capítulo se describen los ensayos paso a paso y se comentan los resultados obtenidos de los registros obtenidos visualmente, así como el comportamiento global de los especímenes a lo largo de los ensayos.

3.2 INTRODUCCIÓN

Como ya se comentó en el Capítulo 2, la geometría de los tres especímenes fue la misma: muros cuadrados de 2.40 m de lado y 0.1 m de espesor; en la parte superior se coló monolíticamente una losa de concreto armado de 0.2 m de altura y 0.45 m de ancho (ver detalles de armado en figuras 2.5, 2.6 y 2.7); se construyeron sobre una viga de cimentación de 3 m de largo, 0.8 m de ancho y 0.5 m de altura (ver detalles de armado de cimentación en figura 2.4). Los muros fueron ensayados hasta la falla ante carga monótona creciente, horizontal en su plano; la falla se definió como el punto en que la carga disminuyera al 80% de la carga máxima.

Los muros fueron diseñados por capacidad para que su falla se diera en cortante por tensión diagonal; así, el acero vertical a flexión en las columnas extremas fue denso. No obstante este hecho, no se concentraron estribos en los extremos de las columnas ya que los muros no estarían sometidos a cargas cíclicas reversibles ni tampoco se esperaba un comportamiento dúctil que asegurara una falla por flexión. Aun así, no se descarta que un arreglo de estribos más denso en los extremos quizá hubiera podido ayudar a retrasar la penetración de la grieta diagonal principal por tensión diagonal en los extremos de las columnas, retrasando así la falla (Salonikios, 2001¹; Meli, 1976; Sánchez, 2003).

Los tres muros fueron colados con el mismo tipo de concreto, cuya resistencia a la compresión a los 28 días, f_c' , fue de 180 kg/cm² (17.7 MPa). Se utilizaron barras corrugadas en todas las barras longitudinales, y barras lisas del número 2 en los estribos de las columnas y la dala superior. El esfuerzo de fluencia promedio de las barras de refuerzo en el alma fue $f_y=4,667$ kg/cm² (457.8 MPa) (ver Apéndice A).

Para el cálculo de la fuerza cortante por tensión diagonal esperada de los muros se utilizó la expresión propuesta por Sánchez (Sánchez, 2003) que permite calcular la resistencia al corte de muros con cuantías menores que la cuantía mínima de 0.25% dada en diversos reglamentos. Además, con fines comparativos, se utilizaron las expresiones para el cálculo de la resistencia al corte dadas en el código ACI.

¹ Según Salonikios (2001), para muros que fallan en cortante, el acero vertical en las columnas y su confinamiento contribuyen a la resistencia al corte: para muros con relación de aspecto menor o igual a 1.5, la inclinación y el ancho de las grietas inclinadas de tensión diagonal decrecen considerablemente en la cercanía de las columnas extremas.

3.3 ENSAYO DEL ESPÉCIMEN MCN-0-M

El espécimen MCN-0-M de concreto armado normal, sin refuerzo horizontal ni vertical en el alma, fue sometido a carga monótona creciente, horizontal en su plano. Se ha tomado como modelo de control para comparar el comportamiento de muros sin refuerzo contra los muros con refuerzo que se ensayarán a lo largo del proyecto, y para estudiar la contribución del concreto en la resistencia a cortante. Este modelo se ensayó a una edad de 48 días; de ensayos de probetas se obtuvo una resistencia a compresión a los 48 días de 184 kg/cm^2 (18.1 MPa).

Inicialmente se formaron pequeñas grietas de flexión de espesor menor que 0.5 mm en la parte inferior de la columna en tensión. A una distorsión de 0.08% se formó la primera grieta inclinada, de longitud moderada, en la parte superior del muro con una inclinación de aproximadamente 45° . Mientras tanto, en la zona inferior de la columna en tensión continuaban formándose pequeñas grietas de flexión y grietas verticales en la interfase columna-alma.

Luego de la aparición de la primera grieta inclinada se presentó una pequeña disminución en la rigidez lateral que hasta este punto había permanecido constante (ver figura 3.1). Para una distorsión de 0.15% y una carga de 19.9 t (66% de la carga máxima), apareció la primera grieta diagonal principal de vértice a vértice del muro con una inclinación ligeramente superior a 45 grados y ubicada a unos 0.3 m, en promedio, por encima de la diagonal principal del muro. Esta grieta penetró ligeramente en la parte inferior de la columna en compresión pero no llegó a involucrar la parte superior de la columna en tensión, donde se apreció poco daño (ver figura 3.2a). Se considera que en este punto se alcanzó la carga de agrietamiento por tensión diagonal del muro. A partir de este momento se observó un cambio de rigidez importante (ver figura 3.1).

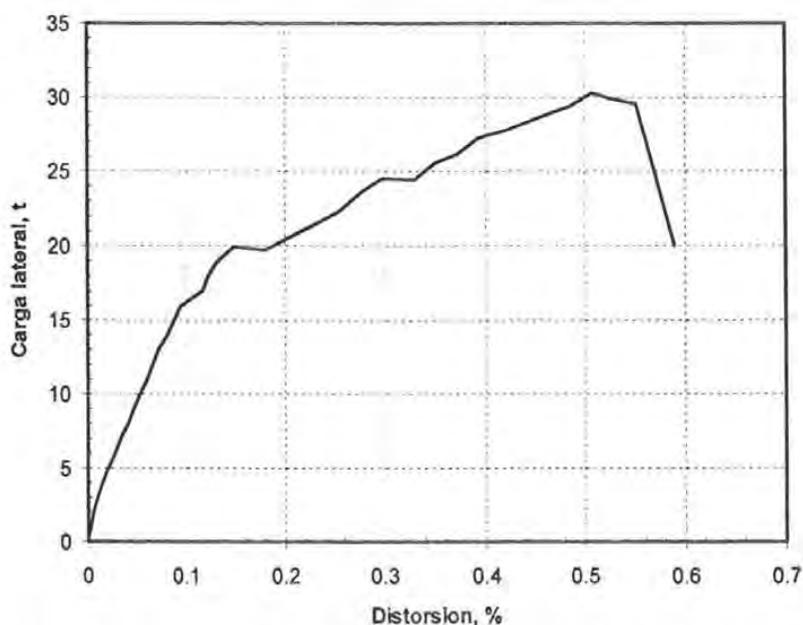
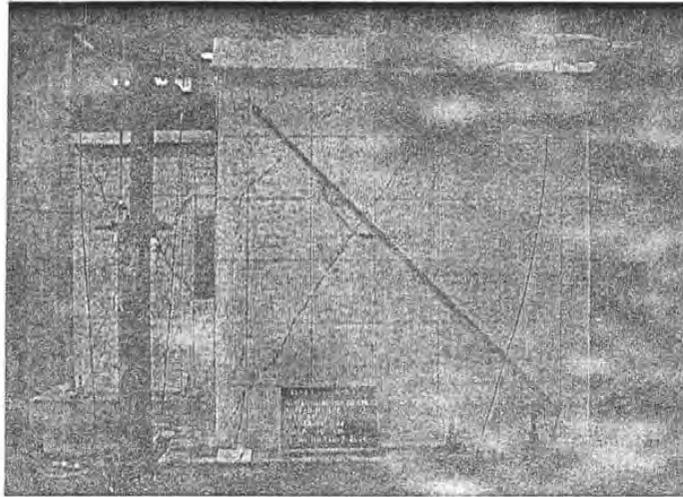
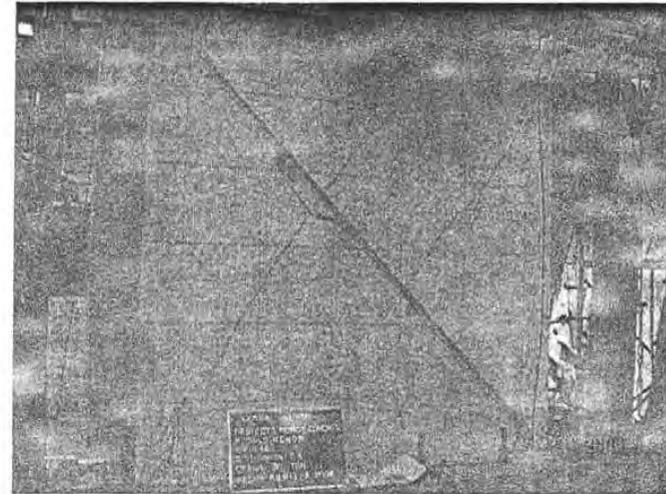


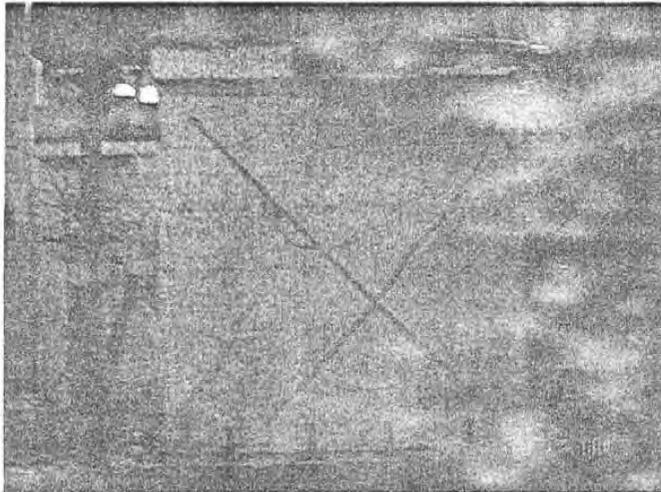
Figura 3.1 - Especimen MCN-0-M: curva de respuesta global



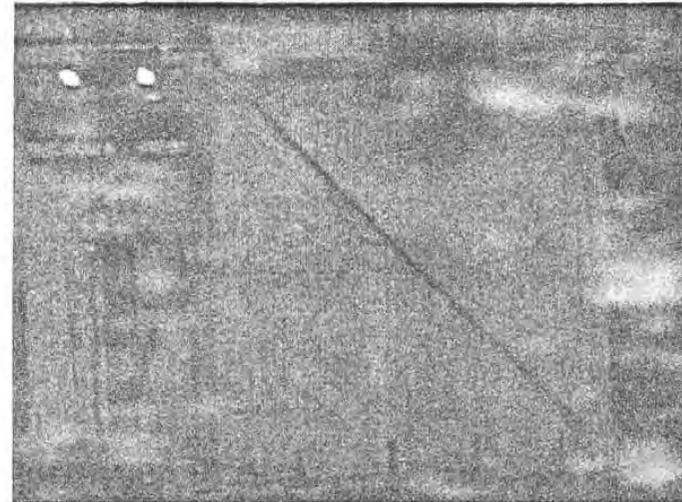
(a) $\%R=0.15$, $V=19.9t$



(b) $\%R=0.42$, $V=27.75t$



(c) $\%R=0.55$, $V=29.6t$



(d) $V=-15t$

Figura 3.2 – Estados de daño para: (a) carga de agrietamiento diagonal; (b) penetración de la segunda grieta diagonal principal en columna en tensión; (c) carga de falla; y (d) falla en sentido inverso

Para una distorsión de 0.30% y una carga de 24.5 t (240.3 kN) se formó la segunda grieta diagonal principal con una inclinación de aproximadamente 45 grados a una distancia promedio de 30 cm por debajo de la diagonal principal del muro. Al mismo tiempo se notó aplastamiento moderado en el talón en compresión. La rigidez del muro no varió apreciablemente debido a la formación de esta nueva grieta. Para una distorsión de 0.42%, esta grieta penetró francamente en la parte superior de la columna en tensión (ver figura 3.2b). A partir de este momento el agrietamiento sugiere la formación de un puntal inclinado en el alma del muro; el aplastamiento del concreto en el talón de compresión fue moderado y continuó así hasta la falla.

En la última etapa del ensayo, el deterioro en la parte superior de la columna en tensión fue elevado y el puntal perdió un apoyo. Al no existir ningún tipo de mecanismo resistente adicional, ya que al no haber refuerzo en el panel no existe mecanismo de armadura, la falla fue inminente. La carga máxima alcanzada por el modelo fue de 30.25 t (296.8 kN) a una distorsión de 0.51%, luego de la cual el modelo siguió deformándose y la carga disminuyó ligeramente hasta el momento de la falla abrupta a una distorsión de 0.55% para una carga de 29.6 t (290.4 kN, ver figura 3.2c). En este momento la carga cayó rápidamente y se paró el experimento en esa dirección.

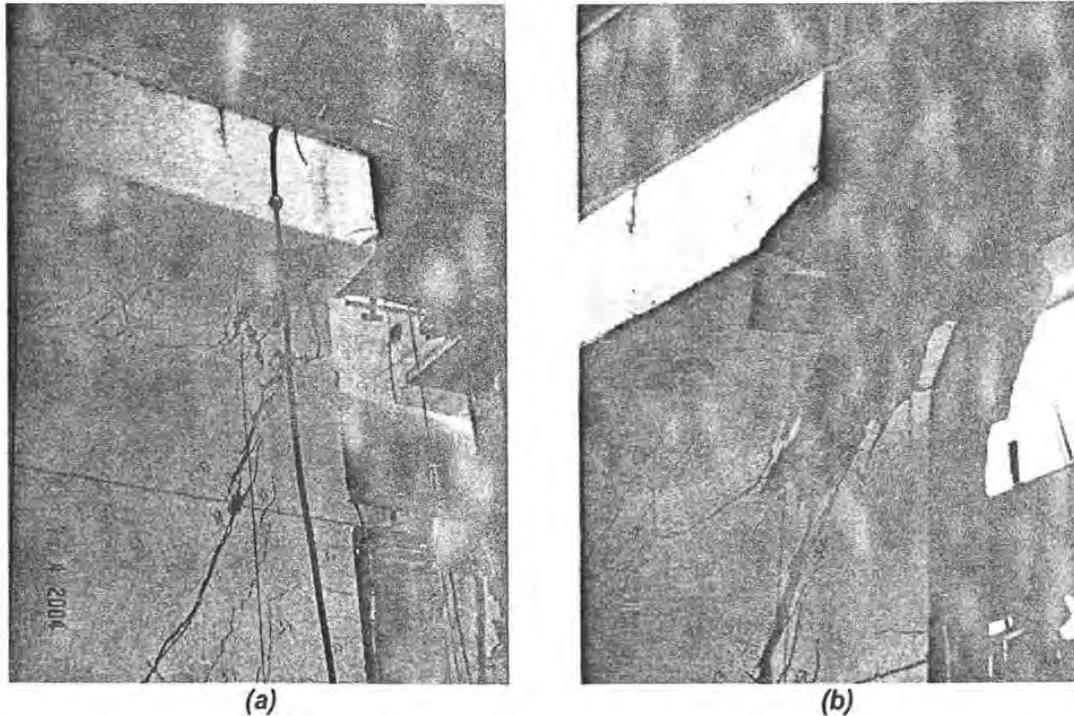


Figura 3.3 – Estados de daño en la parte superior de la columna en tensión para: (a) distorsión de 0.42%; y (b) falla del muro, distorsión de 0.55%

Al final del ensayo el daño se concentró en la parte superior de la columna en tensión al penetrar en él una de las grietas diagonales principales. El daño se extendió hasta la losa superior destruyendo el apoyo del puntal inclinado y la restricción que la columna daba al alma de concreto sin reforzar. El ancho de la grieta diagonal principal en el momento de la falla del muro fue de 22 mm. Esta grieta aumentó de forma abrupta en la última etapa de carga debido a la pérdida de apoyo

del triángulo superior del muro con respecto al inferior. En la fotografías de la figura 3.3 se observa el daño en la unión columna-losa en la columna en tensión para las últimas etapas de carga, y el aumento de la grieta diagonal principal que penetró en la columna en tensión.

Como se esperaba, no se presentó daño considerable en el talón de compresión. El muro fue diseñado para que se presentara una falla por tensión diagonal y no por compresión diagonal, para la cual el concreto en los puntales inclinados falla por aplastamiento. Tampoco se presentó daño apreciable en la zona inferior de la columna en tensión donde se presentaron grietas de flexión y grietas en la interfase columna-alma, ambas de espesor pequeño. No se observó, como en otros estudios experimentales de muros robustos (Cárdenas y otros, 1973; Lopes, 2001a; Lefas y otros, 1990a; Lutman y otros, 1998), que las grietas diagonales en el alma fueran una continuación de las grietas de flexión formadas inicialmente; las grietas de flexión formadas en la columna en tensión fueron siempre bastante moderadas y casi nunca lograron traspasar la zona de confinamiento hacia el alma del muro.

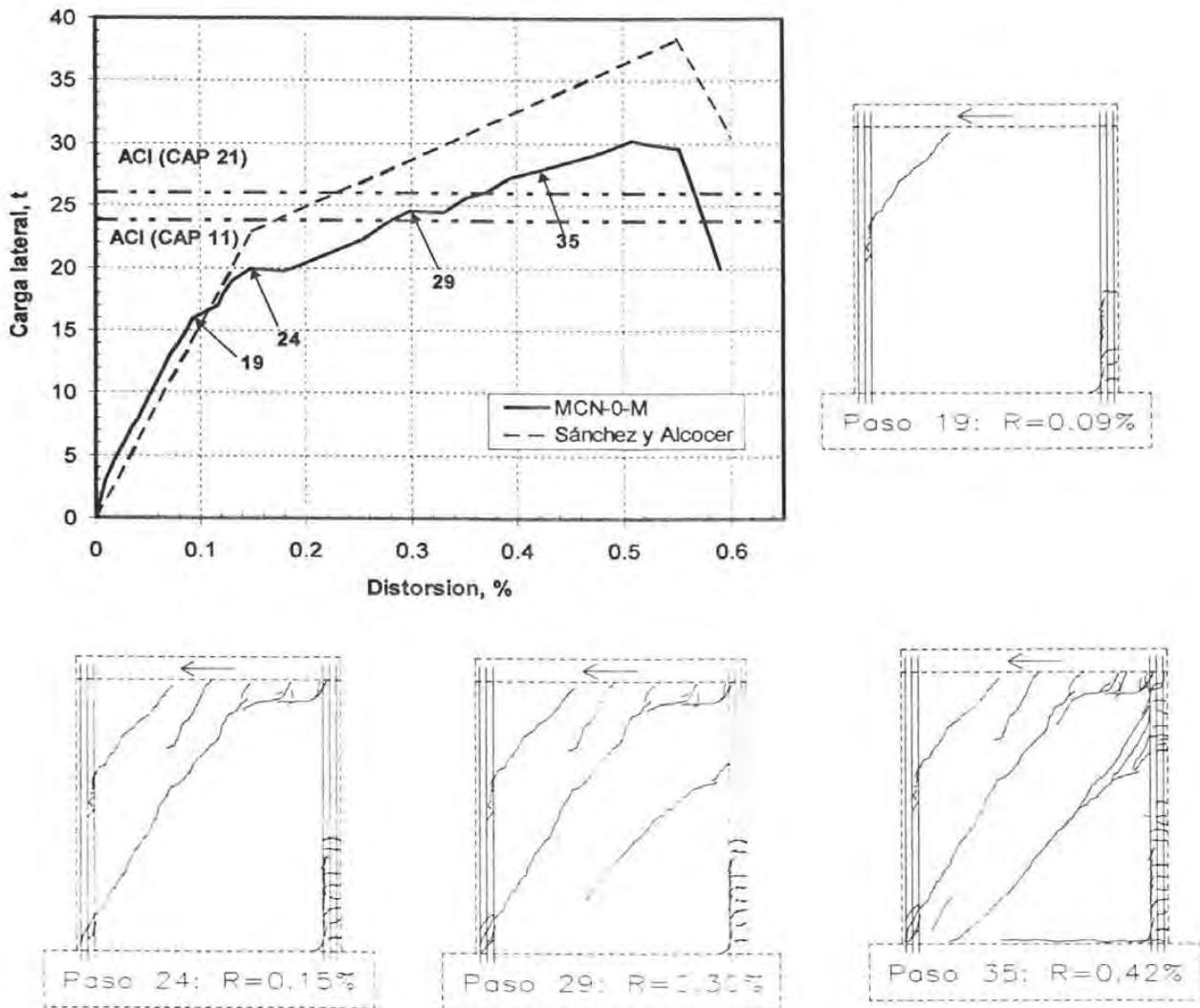


Figura 3.4 – Especimen MCN-0-M: curva de respuesta y estados de daño para diferentes distorsiones

En la figura 3.4 se muestra la curva experimental carga lateral-distorsión global del espécimen junto con la curva esperada utilizando la expresión de Sánchez. A modo de comparación, también se evaluaron las expresiones dadas por el código ACI, para muros en zonas sismo-resistentes (Capítulo 21) y para muros en general (Capítulo 11)². En esta figura se indica la ubicación de los siguientes eventos en la curva carga-distorsión experimental: la aparición de la primera grieta inclinada (paso 19), la aparición de la primera grieta diagonal principal que corresponde a la carga de agrietamiento diagonal del muro (paso 24), la aparición de la segunda grieta diagonal principal (paso 29), y la penetración de la segunda grieta diagonal principal en la columna en tensión (paso 35); también se grafican los estados de agrietamiento del muro en estos puntos.

Se observa que el comportamiento del muro se puede dividir en dos partes. En la primera, hasta una distorsión de 0.15% (paso 24), la rigidez lateral del muro se mantiene casi constante y prácticamente igual a la predicha por el modelo de Sánchez. En la segunda etapa, desde el paso 24 hasta la falla, la rigidez del muro disminuyó y se mantuvo constante hasta el final del ensaye. El comportamiento del muro es claramente bilineal donde el cambio de rigidez empieza cuando se alcanza la carga de agrietamiento diagonal del muro. Además, se pueden reconocer dos sub-etapas en el comportamiento general del muro. La primera es la disminución de rigidez correspondiente a la aparición de las primeras grietas de flexión en la parte inferior de la columna en tensión del muro, que se da muy temprano a una distorsión de 0.014%. La segunda sub-etapa es la transición observada entre el paso 19, cuando aparece la primera grieta inclinada, y el paso 24, cuando aparece la primera grieta diagonal principal y se alcanza la carga de agrietamiento diagonal.

La predicción de la carga de agrietamiento diagonal del modelo de Sánchez está 15% por encima del valor experimental, mientras que la predicción de la distorsión correspondiente es igual a la real, 0.15%. Las predicciones de la carga de agrietamiento utilizando las expresiones del ACI son conservadoras; con la expresión general se obtiene un valor de V_{CR} 20% mayor que el experimental, mientras que con la expresión dada en el Capítulo 21 para diseño sísmico se obtiene un V_{CR} 30% mayor que el real.

La carga máxima es 1.5 veces la carga de agrietamiento y la distorsión correspondiente es 3.4 veces mayor que la de agrietamiento. Luego del agrietamiento diagonal, el muro mostró una capacidad de deformación moderada, aún cuando no contaba con ningún tipo de refuerzo en el alma, pero sí con un refuerzo bastante denso en las columnas³. Las fuerzas cortantes superiores a las de agrietamiento se asocian con una reserva de capacidad entre la aparición de las primeras grietas inclinadas, la formación de grietas diagonales completas y el deterioro de los extremos de las columnas. La carga máxima según el modelo de Sánchez es 27% mayor que la experimental, y la distorsión en este punto tan sólo 8% mayor que el valor real. No obstante sobreestima la carga máxima, el modelo de Sánchez predice muy acertadamente las rigideces antes y después de alcanzar la carga de agrietamiento diagonal. La falla del muro MCN-0-M fue abrupta justo después de alcanzada la carga máxima; es decir, no se observó una plataforma estable de disminución de resistencia. En el ciclo de reversa se alcanzó una resistencia máxima igual a 15 t, la mitad de la alcanzada en el ciclo principal, y el modo de falla fue similar al penetrar una grieta diagonal principal en la parte superior de la columna en tensión para ese sentido de carga (ver figura 3.2d).

² Para el uso de estas expresiones se utilizaron las propiedades reales de los materiales (ver Apéndice A)

³ En ningún espécimen se presentó fluencia en el acero vertical de las columnas.

3.4 ENSAYO DEL ESPÉCIMEN MCN-57-M

El espécimen MCN-57-M, de concreto armado normal, fue reforzado en el alma con barras del #3 separadas a cada 50 cm, tanto horizontal como verticalmente, dando cuantías de refuerzo de 0.0014 en ambas direcciones, el 57% de la cuantía mínima recomendada en las Normas para muros sometidos a cargas inducidas por sismos. Este espécimen fue sometido a carga monótona creciente, horizontal en su plano a los 64 días de colado; de ensayos de probetas en el laboratorio se obtuvo una resistencia a la compresión en el momento del ensayo de 189.5 kg/cm^2 (18.6 MPa).

A partir de una distorsión de 0.02%, se formaron pequeñas grietas diagonales y de flexión en la parte inferior de la columna en tensión. La primera grieta inclinada importante se presentó, al igual que para el modelo MCN-0-M, a una distorsión de 0.08%, pero esta vez en la zona inferior del muro con una inclinación de 45 grados, junto con pequeñas grietas verticales en la interfase columna en tensión-alma, y pequeñas grietas de flexión en la parte inferior de la columna en tensión. Para una distorsión de 0.16% se formó una segunda grieta inclinada por encima de la anterior que penetró en la parte superior de la columna en tensión; para una distorsión de 0.20% esta grieta se prolongó limitada por la cimentación y se formaron pequeñas grietas inclinadas en su parte superior.

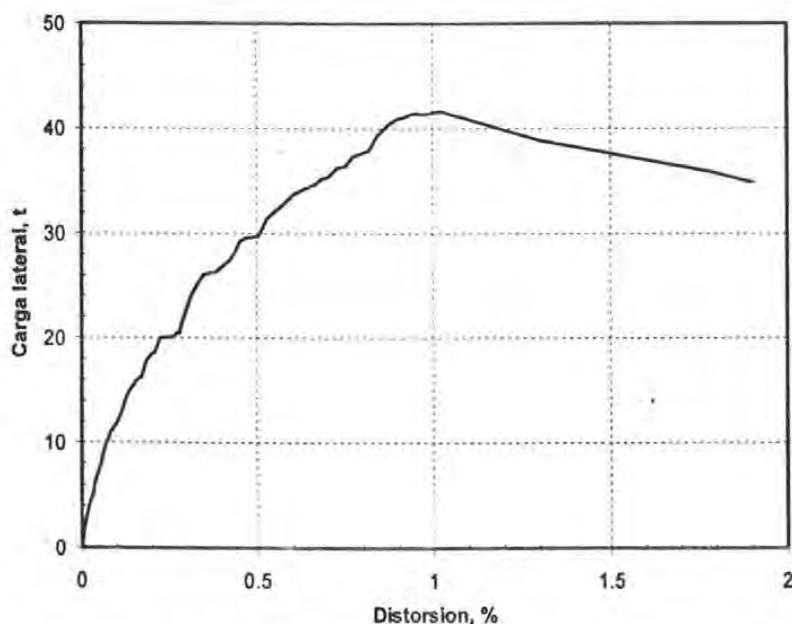


Figura 3.5 - Especimen MCN-57-M: curva de respuesta global

Para una distorsión de 0.22% y una carga de 20 t (196.2 kN, 48% de la carga máxima) se alcanzó la carga de agrietamiento diagonal del muro al formarse la primera grieta diagonal principal de esquina a esquina del muro, pero sin penetrar en las columnas. Esta grieta tuvo una inclinación ligeramente mayor que 45 grados y se ubicó a una distancia promedio de 10 cm por debajo de la diagonal principal del muro. Se debe destacar que para el modelo MCN-0-M, la carga de agrietamiento se presentó también para una carga de 20 t pero para una distorsión de 0.15%. A este nivel de distorsión no se presentaba aún ningún daño en el talón de compresión.

Luego de que se alcanzara la carga de agrietamiento diagonal no se presentó una disminución apreciable en la rigidez lateral (ver figura 3.5); luego se comprobó (ver sección 4.3) que para este nivel de distorsión, todas las barras de refuerzo, tanto en las columnas como en el alma, se encontraban en su etapa elástica. Se pudo observar la presencia de puntales inclinados en el triángulo inferior del muro y la formación de grietas de flexión en la parte media de la columna en tensión. Para una distorsión de 0.35% se formaron nuevas grietas inclinadas en la parte superior del muro y pequeñas grietas verticales en la parte inferior de la interfase columna en compresión-alma.

La segunda grieta diagonal principal se formó para una distorsión de 0.47% a una carga de 29.2 t (286.5 kN, 70% de la carga máxima), de extremo a extremo del muro, limitada por la losa superior y la columna en compresión, a una distancia promedio de 15 cm por encima de la diagonal principal del muro. A este nivel de distorsión se formaron algunas grietas inclinadas en la parte superior de la columna en tensión y pequeñas grietas de flexión en su parte media e inferior. Además, se prolongaron algunas grietas inclinadas en el alma y se formaron más grietas verticales en la parte inferior de la interfase columna en compresión-alma. A partir de este punto la rigidez global empezó a disminuir ligeramente. Luego se comprobó (ver sección 4.3) que en este momento se inició la fluencia de las barras horizontales del alma; las barras verticales del alma comenzaron a fluir poco después.

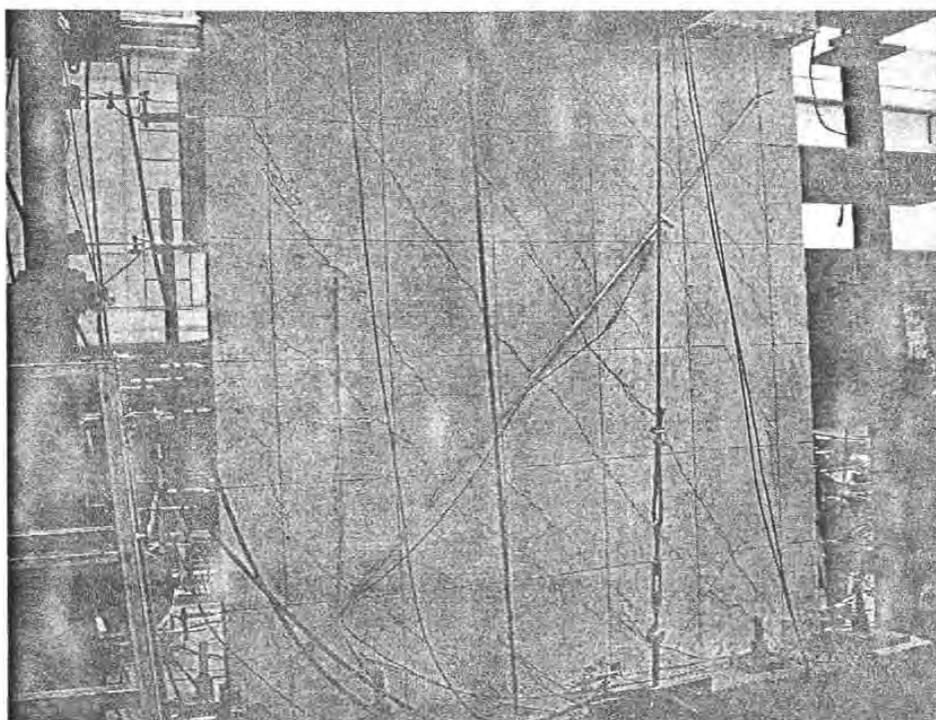


Figura 3.6 – Estado de daño del modelo MCN-57-M para una distorsión de 0.60% y un cortante de 34 t

A una distorsión de 0.60% se prolongaron las grietas inclinadas del alma y algunas penetraron en la parte inferior de la columna en compresión (ver figura 3.6), no obstante el daño fue bajo, tanto en esta zona como en la parte superior de la columna en tensión.

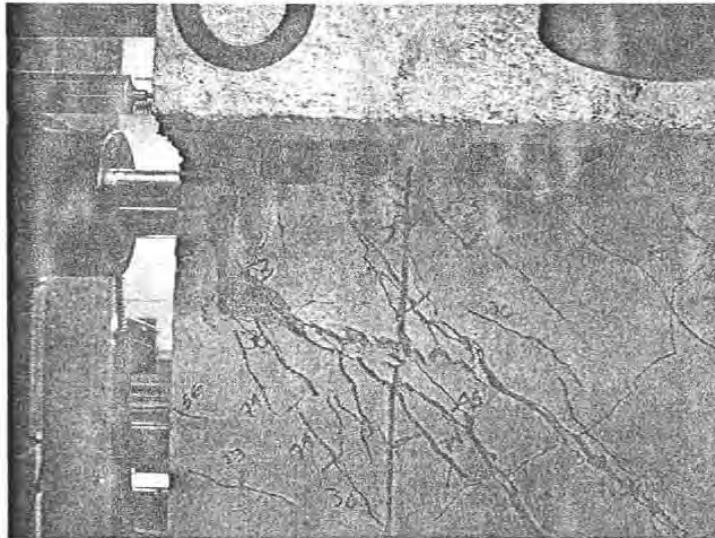


Figura 3.7 – Detalle de la parte superior de la columna en tensión al alcanzarse la carga máxima

A partir de este punto, y hasta alcanzar la carga máxima, el agrietamiento sugiere la formación de un puntal inclinado (ver figura 3.6). De esta manera, el daño se empezó a concentrar en los extremos de la diagonal principal del muro, especialmente en su extremo superior donde, al igual que para el modelo MCN-0-M, una grieta diagonal principal penetró en la columna en tensión (ver figura 3.7).

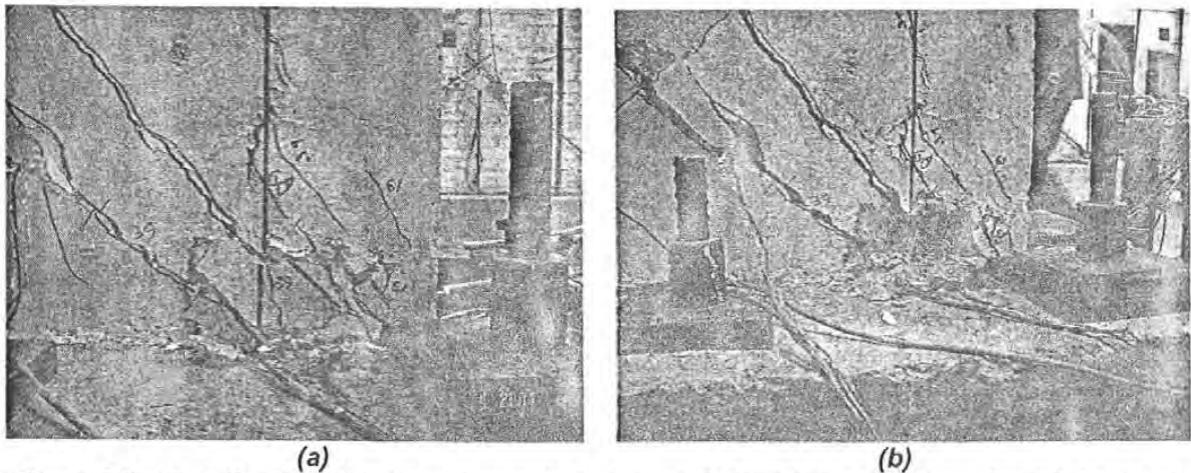
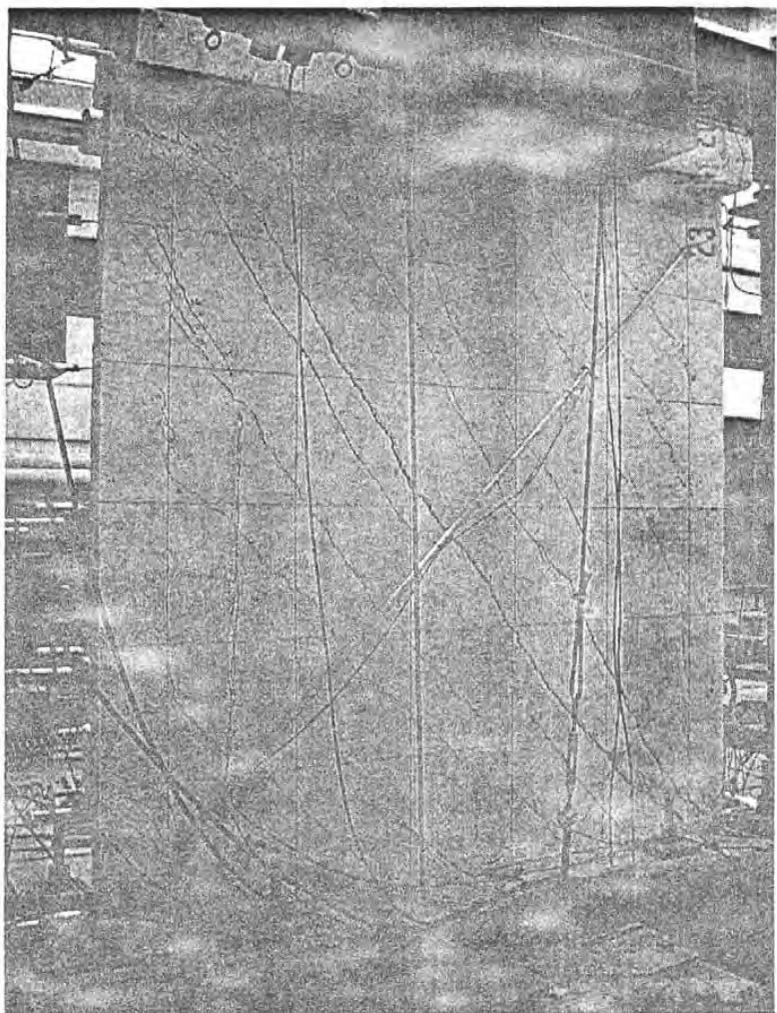
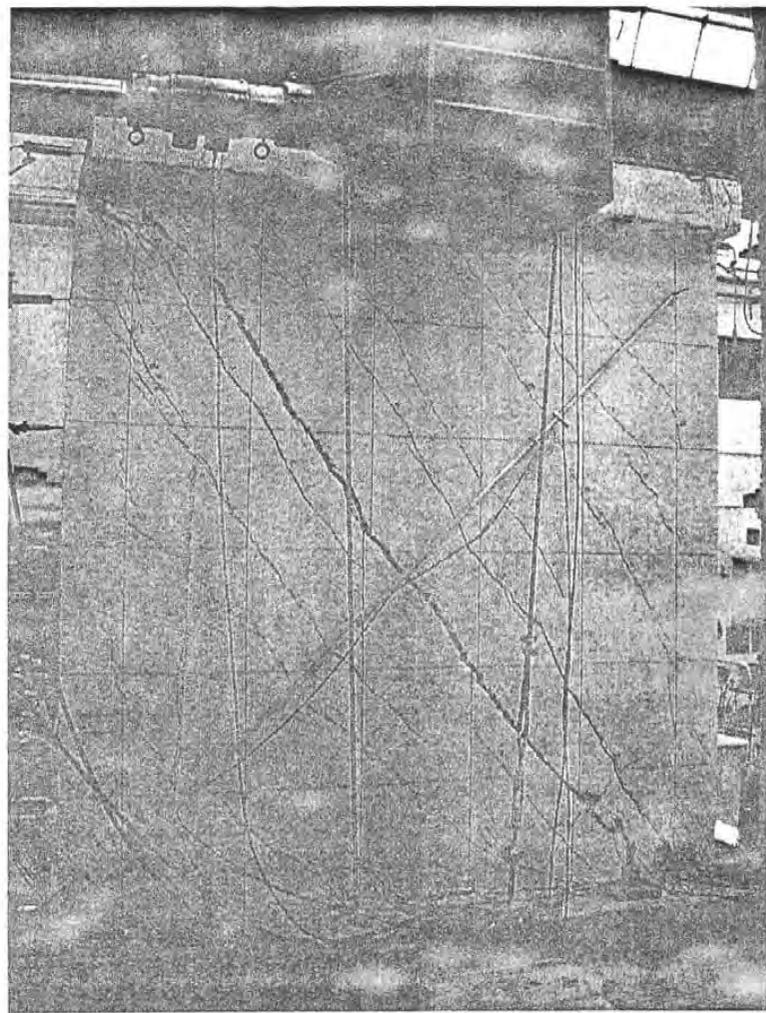


Figura 3.8 – Detalle del talón de compresión del muro MCN-57-M en la etapa final del ensaye: (a) carga máxima y (b) carga última

La carga máxima se dio para una distorsión de 1.02% y un cortante de 41.6 t (408.1 kN, ver figura 3.9a). El ancho de la grieta diagonal principal fue de 7.5 mm. A diferencia del muro MCN-0-M, el daño en el talón de compresión fue importante; una de las grietas diagonales principales penetró en la parte inferior de la columna en compresión y se observó desconchamiento del recubrimiento en la etapa última del ensaye, luego de alcanzada una distorsión de 1.02% (ver figura 3.8).



(a)



(b)

Figura 3.9 – Estado de daño del modelo MCN-57-M en la última etapa del ensayo: (a) carga máxima y (b) carga última

El muro mostró gran capacidad de deformación en la etapa última con una pérdida moderada de su capacidad resistente. Luego de alcanzada la carga máxima, el ancho de la grieta diagonal principal aumentó mucho más rápido que antes de alcanzar este punto, hasta 22 mm en el momento de la falla. La falla por tensión diagonal estuvo acoplada a la formación de una grieta inclinada mucho más grande que las otras. La superficie de falla comprendió la grieta diagonal principal y la superficie de ésta que cruzó la parte superior de la columna en tensión y la parte inferior de la columna en compresión. La carga máxima se alcanzó al agotarse la capacidad de transferencia de carga entre ambos lados de la superficie de falla.

Al final del ensaye el daño se concentró en los extremos del puntal cuando las grietas diagonales principales penetraron en ambas columnas, involucrando también a la losa superior. No se presentó daño apreciable en la zona inferior de la columna en tensión, donde se presentaron grietas por flexión y grietas en la interfase columna-alma, ambas de espesor pequeño.

En la figura 3.10 se muestra la curva experimental carga lateral-distorsión del modelo junto con la curva esperada utilizando la expresión de Sánchez. También se evaluaron las expresiones dadas por el código ACI, para muros en zonas sísmo-resistentes (Capítulo 21) y para muros en general (Capítulo 11). Para el uso de estas expresiones se utilizaron las propiedades reales de los materiales. En esta figura se indica la ubicación de los siguientes eventos en la curva carga-distorsión experimental: la aparición de la primera grieta inclinada (paso 18), la aparición de la primera grieta diagonal principal, que corresponde a la carga de agrietamiento diagonal del muro (paso 29), la aparición de la segunda grieta diagonal principal (paso 47), la carga máxima (paso 72) y la carga última (paso 79). También se grafican los estados de agrietamiento del muro en estos puntos.

De la figura 3.10 se desprende que el comportamiento del muro se puede dividir en tres partes. En la primera, hasta una distorsión de 0.22%, cuando se presentó la primera grieta diagonal principal (carga de agrietamiento diagonal), la carga aumentó con una rigidez casi constante. En la segunda etapa, desde la carga de agrietamiento diagonal hasta la carga máxima, la rigidez disminuyó progresivamente, no sólo debido a los agrietamientos inclinados, sino también debido al inicio de la fluencia de las barras horizontales del alma, para una distorsión de 0.47%. Finalmente, en la tercera etapa, el muro perdió carga pero exhibió buena capacidad de deformación hasta la carga última.

El modelo de Sánchez predijo de manera adecuada la rigidez inicial del espécimen pero sobreestimó la rigidez luego de alcanzada la carga de agrietamiento; además, predijo un decaimiento de resistencia bastante rápido luego de alcanzada la carga máxima. A diferencia de lo observado experimentalmente, el modelo de Sánchez supone que el cambio de rigidez inicial se da luego de alcanzada la carga de agrietamiento. Sin embargo, en la sección 4.3 se demuestra que, en el caso del espécimen MCN-57-M, un cambio más apreciable en la rigidez inicial se dio cuando las barras de refuerzo horizontal del alma empezaron a fluir, a una distorsión mayor que la de agrietamiento (ver figuras 4.22a y 4.23b).

La carga máxima alcanzada por el espécimen fue de 41.6 t (408.1 kN) a una distorsión de 1.02%, luego de la cual el muro mostró buena capacidad de deformación con poca pérdida de carga. Se considera que la carga última se alcanzó cuando el cortante basal fue igual al 83% de la carga máxima, para una distorsión de 1.90%. En este momento se terminó el experimento en la dirección principal.

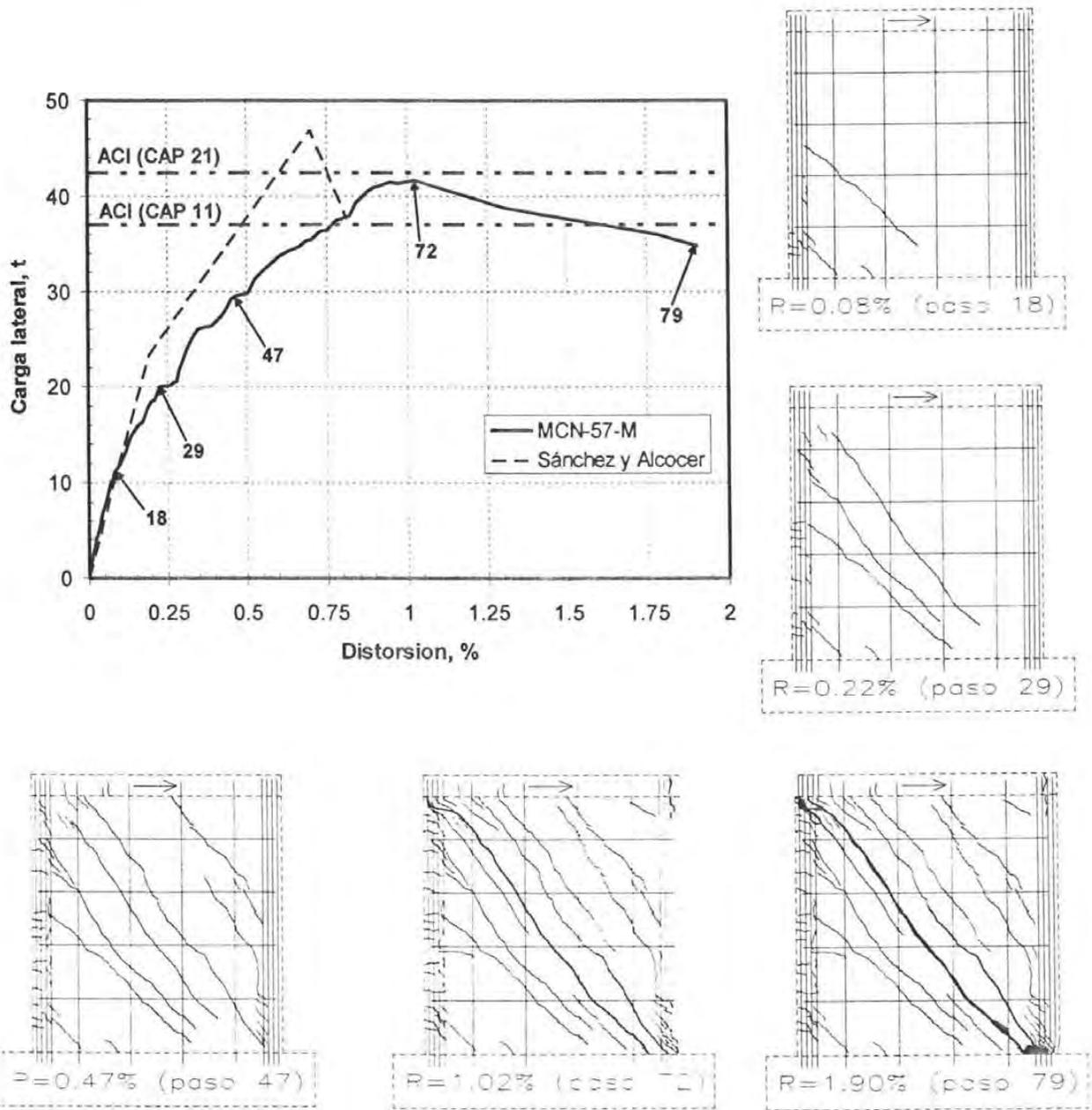


Figura 3.10 – Espécimen MCN-57-M: curva de respuesta y estados de daño para diferentes distorsiones

La carga máxima fue dos veces la carga de agrietamiento diagonal y 1.4 veces la correspondiente al inicio de la fluencia de las barras horizontales del alma. A su vez, la distorsión máxima correspondiente es 4.6 veces la distorsión de agrietamiento diagonal y 2.2 veces la de fluencia. La distorsión correspondiente a la carga última es 4 veces la distorsión de fluencia. Sin embargo, se esperan ductilidades menores que 4 para ensayos cíclicos del mismo espécimen debido, por ejemplo, a pérdida de rigidez al aumentar progresivamente la deformación lateral, o pérdida de resistencia entre ciclos a una misma distorsión (Salonikios, 2000).

El modelo de Sánchez sobreestimó en 16% el cortante de agrietamiento diagonal y subestimó en 15% la distorsión correspondiente. En lo que respecta a la carga máxima, la predicha por el modelo de Sánchez fue 13% mayor que la real, mientras la distorsión correspondiente fue 30% menor. Finalmente, utilizando las expresiones del ACI, con una cuantía de refuerzo en el alma igual a 0.0014, obtenemos que la expresión del Capítulo 11 subestimó la resistencia al corte en 12%; utilizando la expresión del Capítulo 21 para carga sísmica, el error es casi nulo, aunque se debe considerar que la resistencia real será menor para pruebas cíclicas, por lo que esta última consideración estaría del lado de la inseguridad. En el ciclo de reversa se alcanzó una resistencia máxima igual a 28.7 t (281.6 kN), aproximadamente el 70% de la máxima alcanzada en la dirección principal.

3.5 ENSAYO DEL ESPÉCIMEN MCN-114-M

El espécimen MCN-114-M de concreto armado normal fue reforzado en el alma con barras del #3 separadas a cada 25 cm, tanto horizontal como verticalmente, dando así cuantías de refuerzo de 0.0028 en ambas direcciones, que corresponde al 114% de la cuantía mínima recomendada en las Normas, para muros sometidos a cargas inducidas por sismos. Este espécimen fue sometido a carga monótona creciente, horizontal en su plano a los 74 días de colado; de ensayos de probetas en el laboratorio se obtuvo una resistencia a la compresión en el momento del ensayo de 192 kg/cm^2 (18.8 MPa).

La primera grieta inclinada se presentó, al igual que para los dos muros descritos anteriormente, a una distorsión de 0.08%, en la zona superior del muro y con una inclinación ligeramente mayor que 45 grados. Inmediatamente después, para una distorsión de 0.11% y una carga de 19.5 t (191.3 kN), esta grieta se prolongó limitada por la columna en compresión y la losa superior; también aparecieron dos grietas inclinadas en la zona superior del muro. En este momento se formaron pequeñas grietas de flexión en la parte inferior de la columna en tensión, de espesor menor que 0.05 mm.

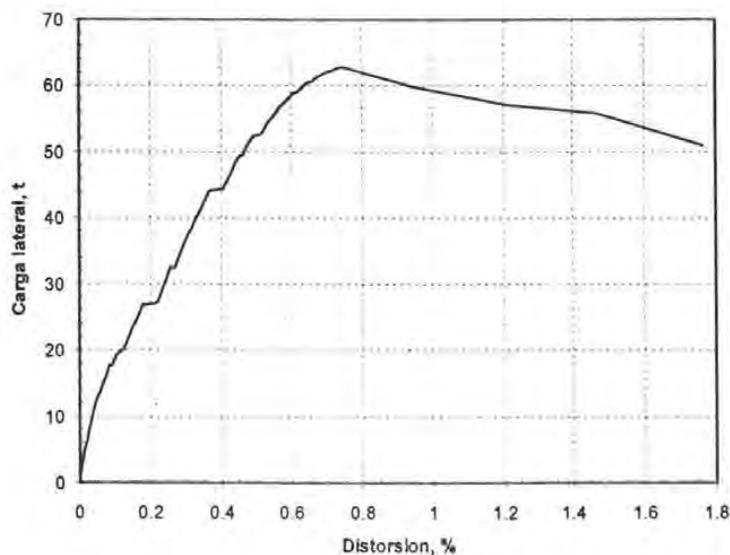


Figura 3.11 - Especimen MCN-114-M: curva de respuesta global

Para una distorsión de 0.18% y una carga de 26.8 t (262.9 kN, 43% de la carga máxima) se alcanzó la carga de agrietamiento diagonal. Se formaron dos grietas diagonales principales de esquina a esquina del muro que no penetraron en las columnas. Estas grietas fueron paralelas a la diagonal principal del muro y se encontraron ubicadas a una distancia promedio de 20 cm por encima de ésta. En este punto no se presentó una disminución apreciable en la rigidez lateral (ver figura 3.11); para ese nivel de distorsión todavía no se había alcanzado el punto de fluencia de las barras de refuerzo en el alma, ni se presentaba aún ningún daño en el talón de compresión del muro.

Para una distorsión de 0.26% se formó una grieta inclinada en la parte inferior del muro, y una grieta diagonal principal penetró en la parte superior de la columna en tensión; sin embargo, todavía no penetraban grietas en la columna en compresión. La tercera grieta diagonal principal se formó para una distorsión de 0.37% a una carga de 44.1 t (432.6 kN), de extremo a extremo del muro, limitada por la columna en tensión y la cimentación, y a una distancia promedio de 20 cm por debajo de la diagonal principal del muro. Se observó la penetración de algunas grietas inclinadas en la parte inferior de la columna en compresión, se formaron grietas de flexión en la parte media e inferior de la columna en tensión y se prolongaron algunas grietas inclinadas superiores en el panel.

A una distorsión de 0.49% se formó una grieta inclinada inferior que pareció ser la continuación de una grieta de flexión (ver figura 3.13a), sin embargo, no se registraron fluencias en el acero de refuerzo longitudinal de las columnas. En este punto se formaron grietas inclinadas en la parte inferior de la columna en compresión y en la interfase columna en compresión-alma (ver figura 3.12a), no obstante el daño fue bajo, tanto en esta zona como en la parte superior de la columna en tensión. Luego se comprobó (ver sección 4.3) que la fluencia de las barras de refuerzo horizontal del alma se inició a una distorsión de 0.58%.

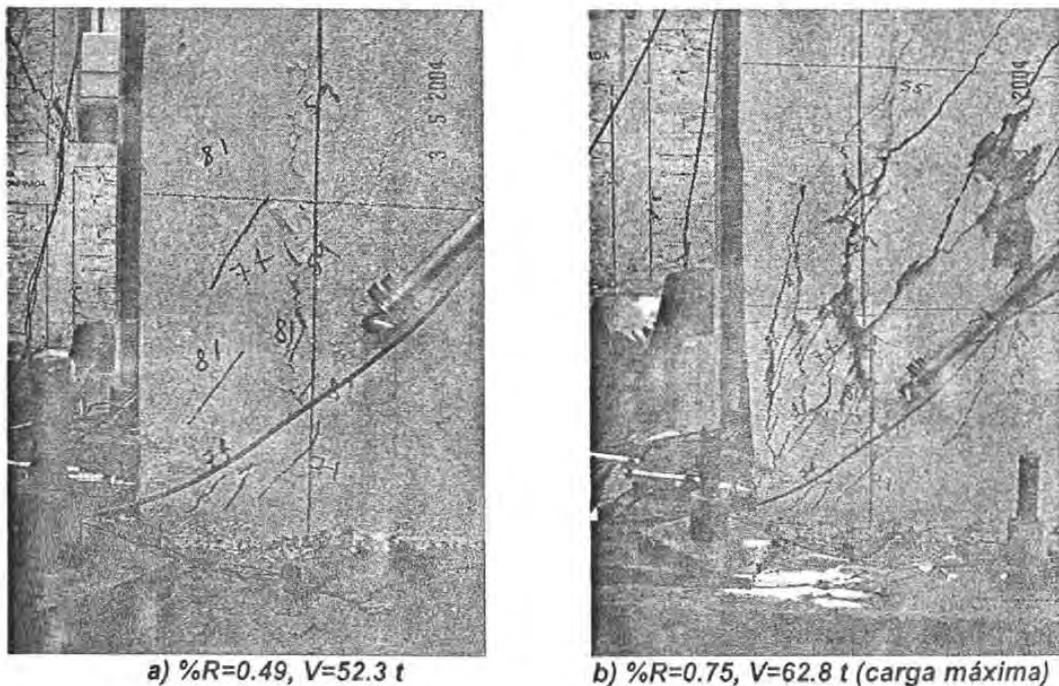
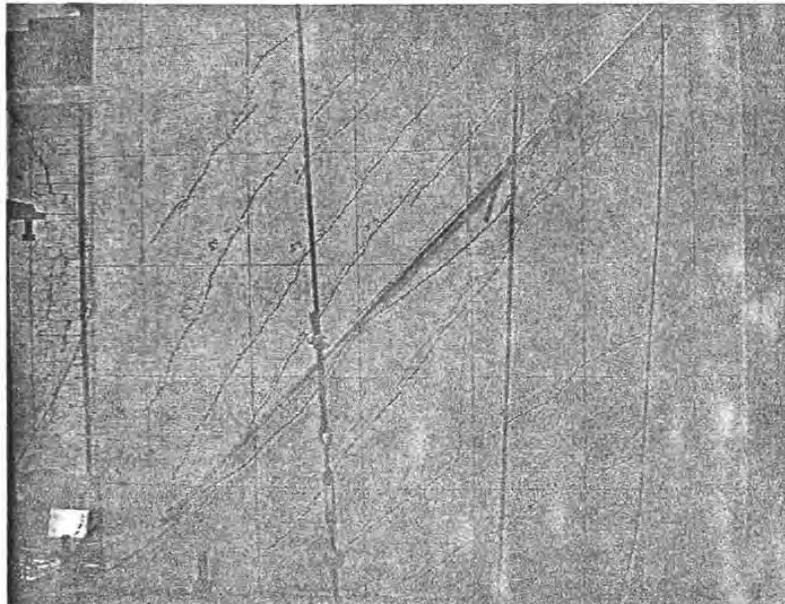
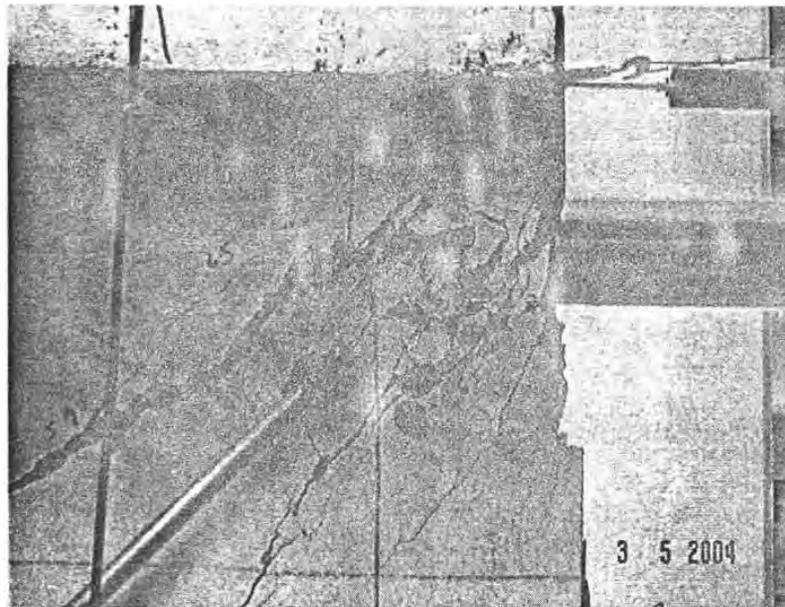


Figura 3.12 – Detalle del talón de compresión para dos diferentes distorsiones

Luego de alcanzada una distorsión de 0.49%, el daño se comenzó a concentrar en los extremos de la diagonal principal, especialmente en su extremo superior donde, al igual que para los dos muros anteriores, una grieta diagonal principal penetró en la columna (ver figura 3.13b). A partir de este momento, la rigidez fue disminuyendo lentamente, pero no considerablemente, hasta que el muro alcanzó la carga máxima. No se formaron más grietas importantes pero se acentuaron los anchos de las existentes, especialmente el de una de las grietas diagonales principales.



(a)



(b)

Figura 3.13 – (a) Estado de daño del muro MCN-114-M para una distorsión de 0.49%; y (b) detalle de penetración de grieta diagonal principal en columna en tensión (carga máxima)

A diferencia del muro MCN-0-M, el daño en el talón de compresión fue importante, y una de las grietas diagonales penetró moderadamente en la columna en compresión. Cuando se alcanzó la carga máxima se presentó desconchamiento del recubrimiento, tanto en la columna como en la zona adyacente del alma (ver figura 3.12b).

La carga máxima se dio para una distorsión de 0.75% y un cortante de 62.8 t (616.1 kN). El ancho de la grieta diagonal principal en este momento fue de 1.5 mm. A partir de este punto la carga empezó a descender. Al igual que el espécimen MCN-57-M, el muro mostró gran capacidad de deformación en la etapa última con una pérdida moderada de su capacidad resistente. Se considera que la carga última se alcanzó cuando la carga horizontal fue igual al 80% de la carga máxima, para una distorsión de 1.76%. En este momento se dio por terminado el experimento en la dirección principal.

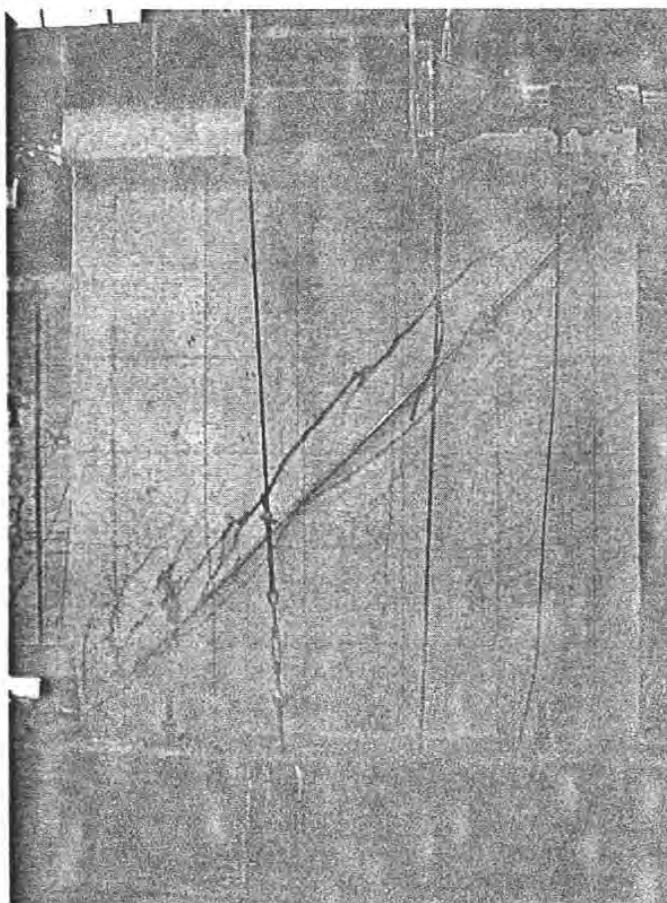


Figura 3.14 – Especimen MCN-114-M en el momento en que se alcanzó la falla del muro

Luego de alcanzada la carga máxima, el ancho de la grieta diagonal principal aumentó rápidamente, hasta 20 mm en el momento de la falla (ver figura 3.14). A pesar de que el daño en el talón de compresión fue apreciable, la falla no fue por compresión diagonal. Al igual que para los muros anteriores, la falla por tensión diagonal estuvo acoplada con la formación de una grieta

diagonal mucho más grande que las otras; la superficie de falla comprendió la grieta diagonal principal y la superficie de ésta que cruzó la parte superior de la columna en tensión y la parte inferior de la columna en compresión. Así, la carga máxima se alcanzó cuando se agotó la capacidad de transferencia de carga entre ambos lados de la superficie de falla (Lopes, 2001a).

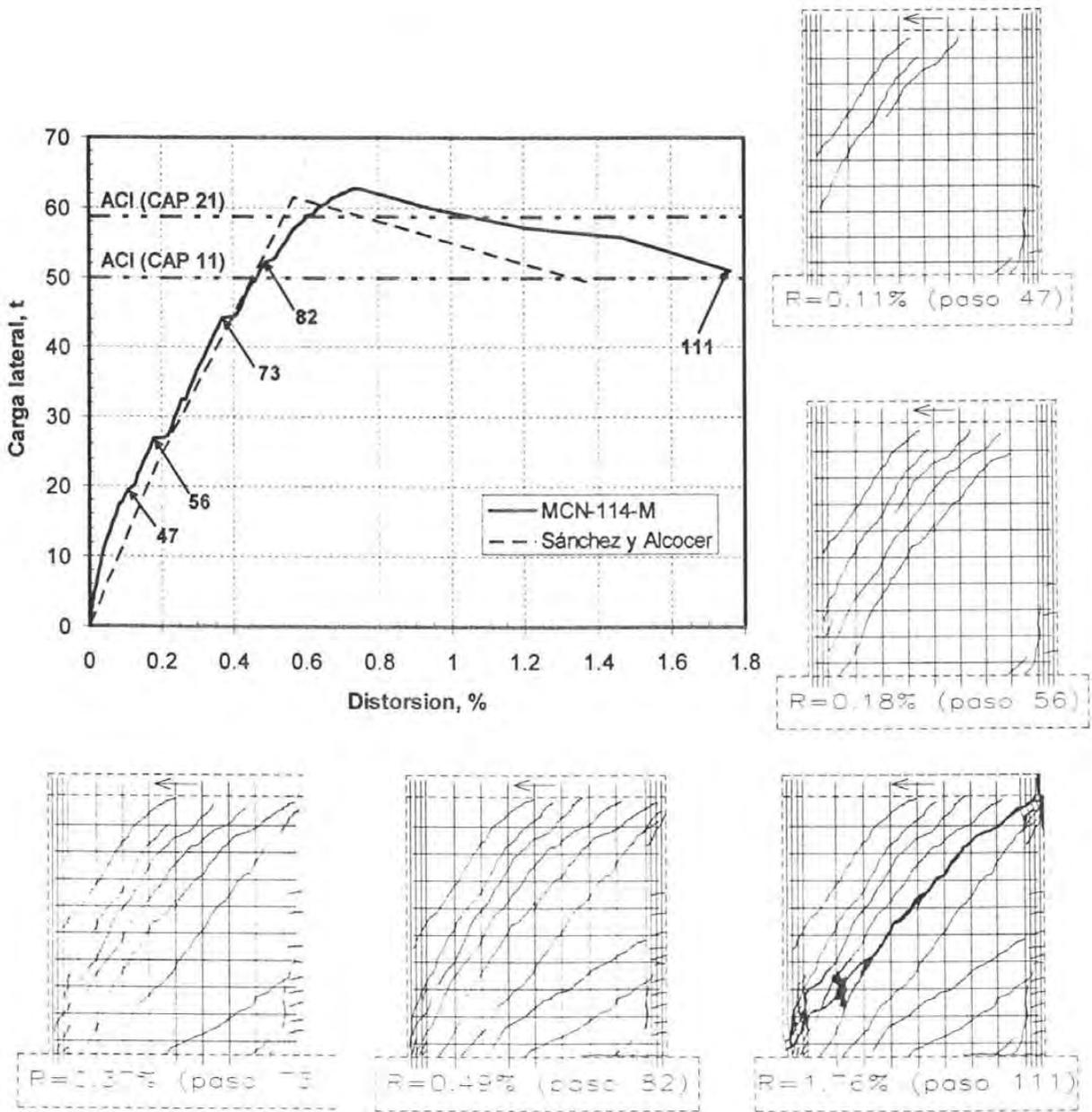


Figura 3.15 – MCN-114-M: curva de respuesta y estados de daño para diferentes distorsiones

ESTA TESIS NO SALI
DE LA BIBLIOTECA

Al final del ensayo el daño se concentró en los extremos del puntal inclinado cuando las grietas diagonales principales penetraron en ambas columnas. El daño se extendió hasta la losa dañando considerablemente el extremo superior de la columna en tensión. No se presentó daño apreciable en la zona inferior de la columna en tensión donde se presentaron grietas de flexión y grietas en la interfase columna-alma, ambas de espesores pequeños.

En la figura 3.15 se muestra la curva carga lateral-distorsión global del modelo junto con la curva esperada utilizando la expresión de Sánchez. También se evaluaron las expresiones dadas por el código ACI, para muros en zonas sismo-resistentes (Capítulo 21) y para muros en general (Capítulo 11). Para la evaluación de estas expresiones se utilizaron las propiedades reales de los materiales (ver Apéndice A). En esta figura se indica la ubicación de los siguientes eventos en la curva carga-distorsión experimental: la aparición de las primeras grietas inclinadas en la parte superior del muro (paso 47), la aparición de las dos primeras grietas diagonales principales, que corresponden a la resistencia de agrietamiento diagonal del muro (paso 56), la aparición de la tercera grieta diagonal principal (paso 73), el inicio del daño, todavía moderado, en el talón de compresión (paso 82) que coincide con el inicio de la disminución de la pendiente de la curva, y, finalmente, la carga última del muro (paso 111).

De la figura 3.15 se concluye que el comportamiento del muro se puede dividir en dos partes. En la primera, hasta una distorsión de 0.75%, punto en el que se alcanza la resistencia, la carga aumenta con una rigidez casi constante. En la segunda etapa, desde la carga máxima hasta la carga última, el muro pierde carga pero exhibe una gran capacidad de deformación. También se pueden reconocer dos sub-etapas en el comportamiento general del muro. La primera es la disminución de rigidez inicial correspondiente a la aparición de las primeras grietas en el muro; este cambio de pendiente se da muy temprano a una distorsión de 0.04%. La segunda sub-etapa es el punto de inicio de la disminución leve de rigidez para una distorsión de 0.49% (paso 82), cerca al inicio de la fluencia de las barras horizontales del alma.

La carga máxima es 2.3 veces la carga de agrietamiento diagonal. A su vez, la distorsión máxima correspondiente es cuatro veces la distorsión correspondiente. En lo que respecta a la carga última, la distorsión en este punto es tres veces mayor que la distorsión correspondiente a la fluencia de las barras horizontales del alma (distorsión de 0.58%). Sin embargo, como ya se explicó anteriormente, se esperan ductilidades menores que 3 para ensayos cíclicos del mismo espécimen.

La curva predicha por el modelo de Sánchez se acerca moderadamente a la curva experimental; los valores calculados con este modelo son bastante cercanos a los experimentales, con excepción de las distorsiones máxima y última que son, aproximadamente, 23% menores que las reales. Igual que para el muro MCN-57-M, la predicción del ACI en el cálculo de la carga máxima es conservadora cuando se utiliza la expresión correspondiente al Capítulo 11, y podría estar del lado de la inseguridad cuando se trata de diseño sísmico. En el ciclo de reversa se alcanzó una resistencia máxima igual a 45.6 t, aproximadamente el 73% de la máxima alcanzada en el ciclo principal.

3.6 RESUMEN

Los tres muros ensayados fallaron por cortante en tensión diagonal. El mecanismo que originó la falla fue común para los tres especímenes y consistió en la formación de una grieta diagonal principal que aumentó su espesor considerablemente en la última etapa de los ensayos. El

aumento del espesor de esta grieta se dio luego de que el triángulo superior de los muros se desligó del triángulo inferior. En los tres casos, esto se dio luego de que la grieta diagonal principal penetrara en la parte superior de la columna en tensión. Las grietas diagonales que chocaron con la losa nunca lograron penetrarla, debido a la gran rigidez de este elemento. Es por eso que las grietas que generaron la falla siempre fueron las que apuntaban hacia la columna en tensión, con menor rigidez que la losa.

Se encontró una gran diferencia en ductilidad entre los muros con refuerzo y el muro sin refuerzo en el alma. Este último falló abruptamente luego de alcanzar la carga máxima, mientras que los otros dos presentaron una plataforma estable de decaimiento de resistencia.

En lo concerniente a la fluencia de las barras de refuerzo, el muro MCN-57-M mostró un decaimiento en la rigidez de la curva carga lateral-distorsión global coincidente con el inicio de la fluencia de las barras de refuerzo horizontal, exactamente a la mitad de la distorsión máxima. El muro MCN-114-M no presentó tal pérdida de rigidez, mostrando una pendiente estable hasta alcanzar la carga máxima. Sólo se observó una pequeña pérdida de rigidez cuando fluyeron las barras del alma, a más del 90% de la carga máxima.

Se puede concluir que el comportamiento de los tres muros fue dominado por el cortante. Sólo se formaron grietas de flexión pequeñas, sobre todo en el inicio del ensaye, y no se presentaron deslizamientos en la base importantes. En lo que concierne a la cuantía de refuerzo en el alma, se ha observado que su participación es activa e importante en la rigidez y ductilidad de los muros; el límite inferior de 0.0025 para el refuerzo distribuido parece ser muy alto, ya que el muro con 57% de la cuantía mínima mostró un comportamiento satisfactorio. No obstante la falla fue por corte, los muros con refuerzo en el alma presentaron una buena capacidad de deformación, luego de alcanzada la carga máxima, y su falla no fue frágil. Finalmente, el modelo de Sánchez predijo moderadamente el comportamiento de los muros, considerando que éstos mismos muros ensayados cíclicamente, resistirán una fuerza cortante menor.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO DETALLADO DE LOS ESPECÍMENES

4.1 ALCANCE

A diferencia del Capítulo 3, en el que se describió lo observado en el ensayo de cada muro por separado, en este capítulo se analizan con más detalle las respuestas medidas con los deformímetros eléctricos y transductores de desplazamiento para los tres muros y se comparan sus resultados.

4.2 INFORMACIÓN PROVENIENTE DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA

En esta sección se describen los resultados obtenidos utilizando la información proveniente de la instrumentación externa. En la sección 2.4.1 se describió la instrumentación externa y se graficó la ubicación de los instrumentos en los especímenes. De importancia para este proyecto fue el cálculo de: *a)* las componentes de cortante, flexión y deslizamiento en el comportamiento global de los muros; *b)* rotaciones y curvaturas; y *c)* el perfil de la deformada.

4.2.1 Componentes de la deformación global

Idealmente, la deformación de un muro cuadrado ante cargas laterales se puede descomponer en tres partes: componente de corte, debida a la deformación angular del muro; componente de flexión, proveniente de la rotación de las secciones transversales del muro; y componente de deslizamiento, debida a la translación del muro como cuerpo rígido. De lo anterior resulta la siguiente expresión:

$$\delta_T = \delta_{fl} + \delta_{sh} + \delta_{des} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

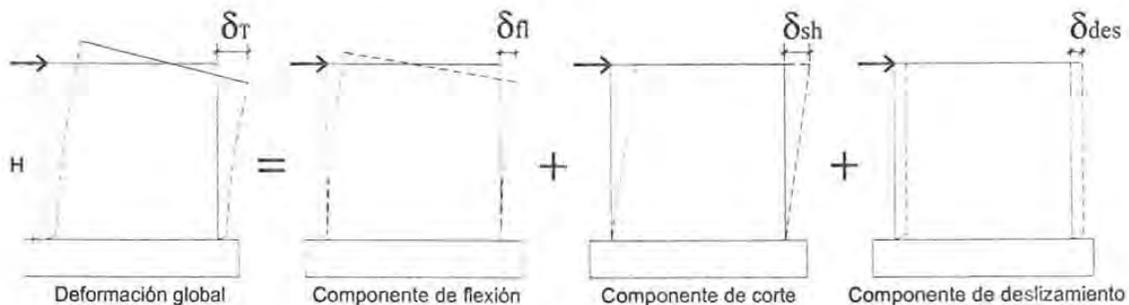


Figura 4.1 – Componentes de la deformación global

donde δ_T es el desplazamiento horizontal global en la parte superior del muro (ver figura 4.1), δ_{fl} es la componente de flexión, δ_{sh} es la componente de corte (del inglés *shear*) y δ_{des} es la componente

de deslizamiento. Si dividimos la ec. 4.1 entre la altura del muro, H , obtenemos una expresión más general que relaciona distorsiones:

$$R_T = R_{fl} + R_{sh} + R_{des} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

La instrumentación externa colocada en los especímenes permitió obtener las componentes del desplazamiento global de los muros. Los instrumentos H1 y H2 (ver sección 2.4.1) midieron el desplazamiento horizontal global, δ_T , en el extremo superior de los muros. El instrumento H12 permitió medir el deslizamiento entre el muro y la cimentación y el instrumento H13 dio información sobre el deslizamiento entre la cimentación y la losa del laboratorio. La componente de corte, δ_{sh} , se halló con el método de las diagonales (resistencia de materiales) y utilizando el método de Seible e Igarashi (1991), utilizando la información obtenida con los transductores de desplazamiento de carátula colocados en los sistemas cilindro-émbolo. Con estos datos, la componente de flexión se halló por diferencias. Para el cálculo de la componente de corte con el método de las diagonales se utilizó la siguiente expresión obtenida de la resistencia de materiales (ver figura 4.2):

$$R_{sh}(\%) = (|\delta_1| + |\delta_2|) \frac{D}{2LH} 100\% \quad (\text{Ec. 4.3})$$

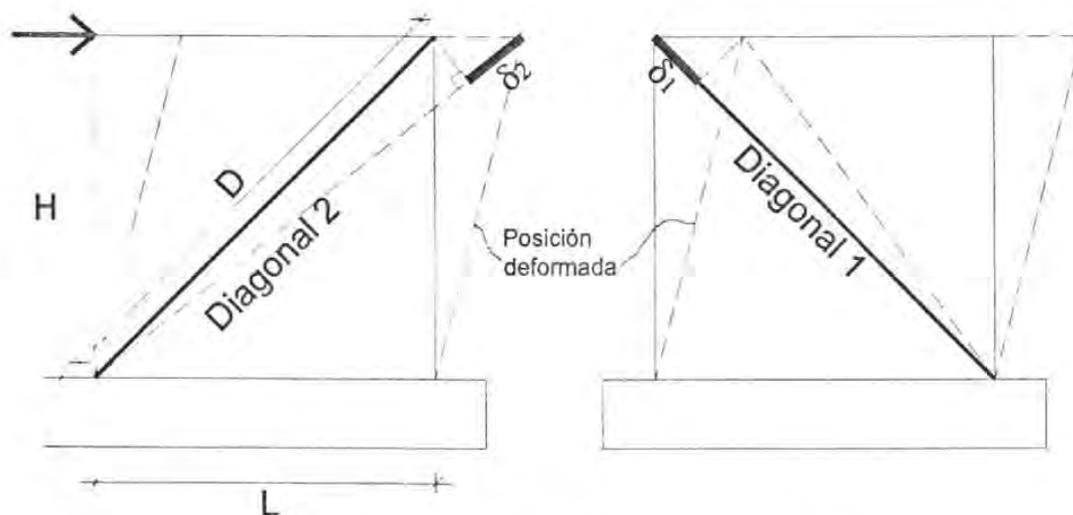


Figura 4.2 – Deformación angular de los especímenes

Donde δ_1 y δ_2 son, respectivamente, el alargamiento y acortamiento medidos en las diagonales 1 y 2, D es la longitud de la diagonal del muro, L la longitud del muro y H su altura. Para muros cuadrados la expresión anterior da resultados favorables de la deformación angular, y se puede reducir a:

$$R_{sh}(\%) = (|\delta_1| + |\delta_2|) \frac{100\%}{D} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Ya que los mecanismos de cilindro-émbolo no miden la deformación relativa de toda la longitud de la diagonal del muro, sino sólo de los segmentos entre sus apoyos, los valores de δ_1 y δ_2 se calcularon usando proporciones.

En la figura 4.3 se muestran las componentes de la distorsión global para los tres muros utilizando el método de las diagonales. En las abscisas se muestra la distorsión total a lo largo del ensaye y en las ordenadas el porcentaje de cada componente de deformación con respecto de la distorsión lateral máxima obtenida (0.55, 1.90 y 1.76% para los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M, respectivamente). La línea gruesa representa el desplazamiento total en la parte superior de los muros, la línea delgada representa la componente de deslizamiento, y la línea delgada con puntos la suma de las componentes de deslizamiento y flexión, siendo la parte achurada con línea discontinua vertical la componente de corte. Como referencia, en línea de puntos se muestra la curva carga lateral-distorsión global de los muros. Además, en la figura 4.4 se muestran las gráficas carga lateral-distorsión de las tres componentes de desplazamiento, halladas utilizando el método de las diagonales. En las ordenadas se muestra la carga lateral normalizada con respecto a la carga lateral máxima; también como referencia, en línea discontinua se muestra la curva carga lateral-distorsión global de los muros. En la figura 4.4 se observa que cuando el muro MCN-0-M alcanzó la carga de agrietamiento diagonal, se presentó un cambio de rigidez importante, no sólo en la componente de corte sino también en la de flexión. Este cambio de rigidez no se observa en el muro MCN-57-M para el punto de agrietamiento, pero sí para el punto en que las barras de refuerzo horizontal empezaron a fluir. No se observan cambios de rigidez importantes en el muro MCN-114-M. Aunque no se presentaron fluencias en las barras longitudinales de los núcleos, la pérdida de rigidez en las componentes de flexión se puede explicar con el levantamiento moderado de la base de la columna en tensión, con respecto de la cimentación, medido en los muros en cuestión, y también con la fluencia de las barras verticales del alma que comenzó poco después de la fluencia de las barras horizontales.

De las figuras 4.3 y 4.4 se observa que, para todos los muros, la componente de deslizamiento a lo largo del ensaye fue pequeña, siendo más importante para el muro sin refuerzo, en el que, para la carga de agrietamiento diagonal, alcanzó casi el 30% del desplazamiento total y para la carga máxima el 10%. Para los otros muros, la componente de deslizamiento aumentó hasta que se alcanzó la carga máxima y se mantuvo constante a partir de este punto, siendo aproximadamente igual al 15% del desplazamiento total para el muro MCN-57-M y 10% para el muro MCN-114-M, cuando se alcanzó la carga máxima.

En lo que respecta a la componente de corte, se observa que fue muy pequeña hasta el momento en que aparecieron las primeras grietas inclinadas, momento en el que su contribución aumentó rápidamente hasta la carga de agrietamiento diagonal; de ahí en adelante el cortante pareció dominar el comportamiento, con una contribución promedio entre 50 y 60% del desplazamiento global total, para todos los muros. Se observa que las contribuciones de corte y flexión al desplazamiento global variaron a lo largo del ensaye, más aún, su tendencia fue muy similar en los tres muros. En la figura 4.5 se han graficado las contribuciones de las componentes de flexión y cortante a lo largo del ensaye, normalizadas con respecto al desplazamiento total global menos la componente de desplazamiento debida al deslizamiento. En esta figura se observa con más claridad la tendencia de dominio de las deformaciones de flexión antes de la ocurrencia de los primeros agrietamientos inclinados. De ahí en adelante la componente de corte aumentó drásticamente hasta que se alcanzó la carga de agrietamiento diagonal. A partir de este punto, la contribución de las dos componentes permaneció casi constante. No se observa la influencia de otros eventos, como el inicio de la fluencia de las varillas de refuerzo horizontal, en la contribución de las componentes de corte y flexión.

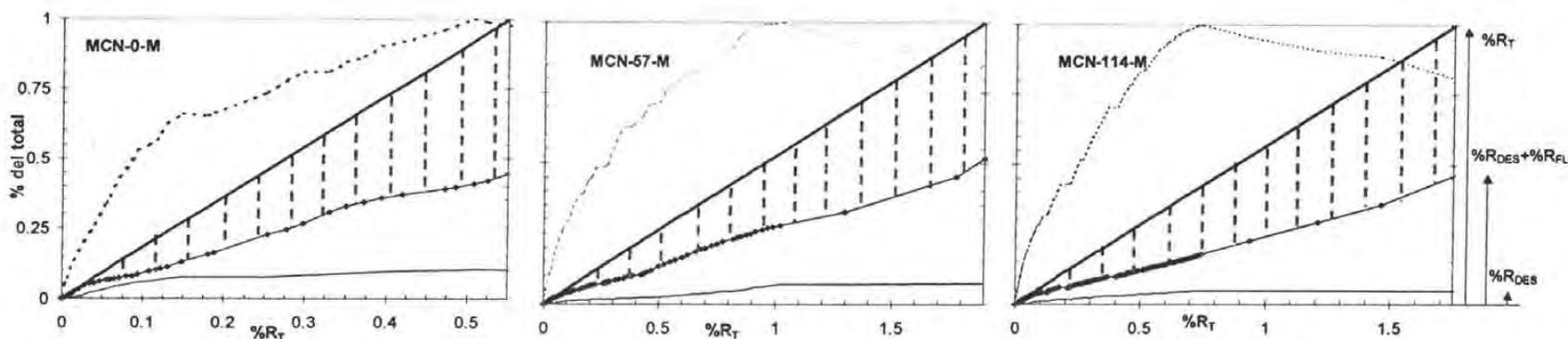


Figura 4.3 – Componentes de la deformación global a lo largo del ensayo utilizando el método de las diagonales

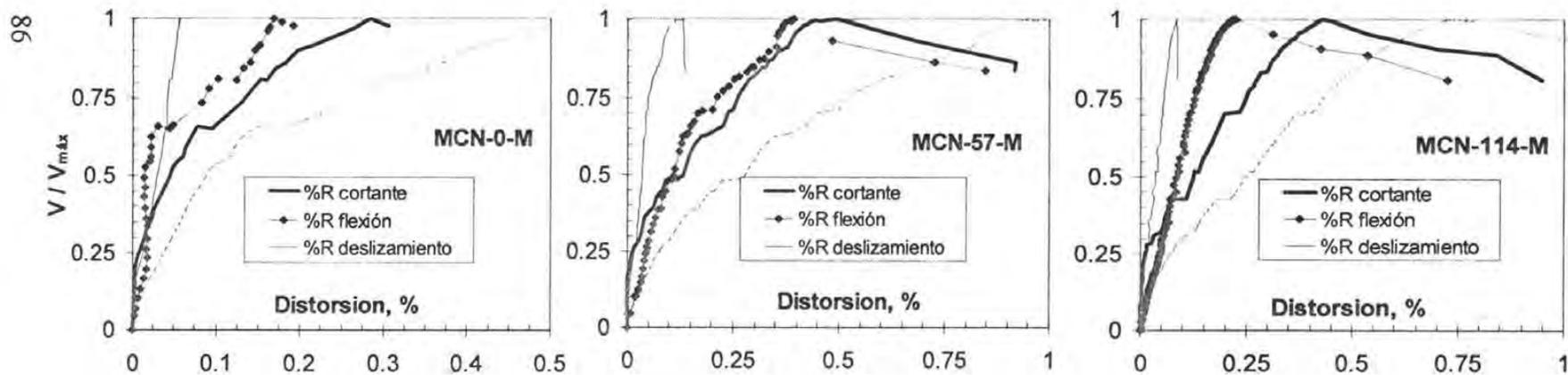


Figura 4.4 – Curvas carga-distorsión de las tres componentes de desplazamiento utilizando el método de las diagonales; en línea punteada se presenta la curva carga lateral (normalizada)-distorsión global

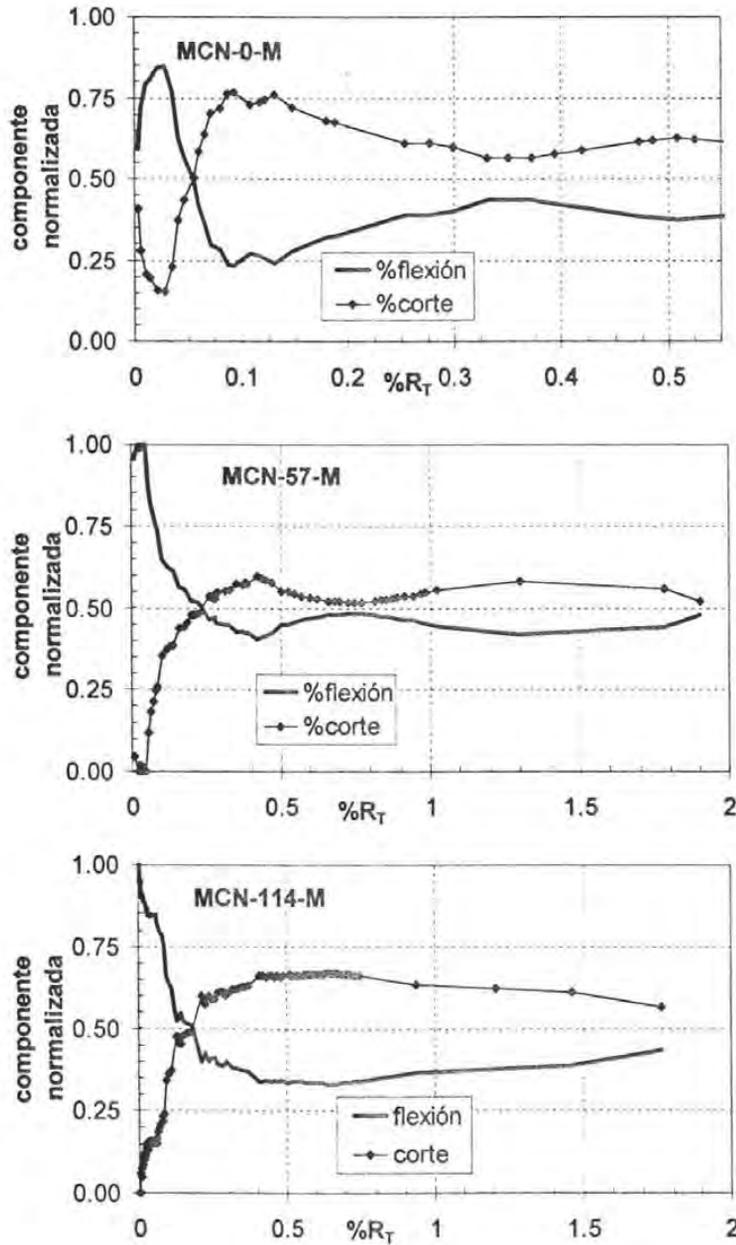


Figura 4.5 – Componentes de corte y flexión con respecto al desplazamiento lateral total global, sin tomar en cuenta el deslizamiento

El segundo método utilizado para el cálculo de la componente de corte fue el de Seible e Igarashi (1991). En este método supone que los muros son paneles cuadrados cuya deformación se puede representar mediante una combinación lineal de cinco modos de deformación. Los modos de deformación son: deformación angular, γ ; dos rotaciones, $\Delta\theta_x$ y $\Delta\theta_y$; y dos deformaciones axiales, Δx y Δy . Los cinco modos de deformación pueden ser obtenidos de los ocho desplazamientos nodales, u_{ij} (ver figura 4.6), utilizando la siguiente expresión:

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

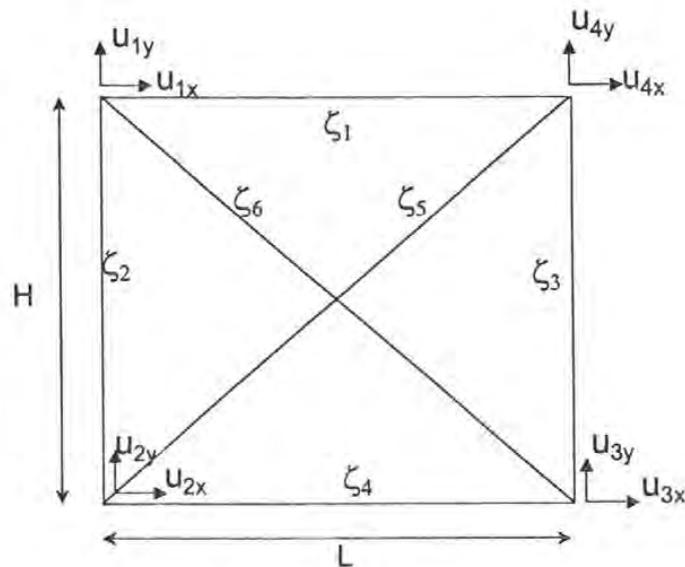


Figura 4.6 – Definición de los desplazamientos nodales y relativos en el método de Seible e Igarashi

Debido a que los desplazamientos u_{ij} son difíciles de hallar en la práctica, estos valores se expresaron en función de los desplazamientos relativos ζ , por medio de la ec. 4.6. Para lograr esta relación, los autores supusieron que los desplazamientos u_{2x} , u_{2y} y u_{3y} son cero, debido a una losa superior y cimentación rígidas¹.

De esta manera, utilizando las ecs. 4.5, 4.6 y la información obtenida en los transductores de desplazamiento de carátula colocados en los sistemas cilindro-émbolo, se calculó la contribución de la forma modal correspondiente a la deformación angular, γ . Finalmente, se hallaron las demás componentes de deformación procediendo de la misma manera que con el método de las diagonales. En la figura 4.7 se muestran las componentes de la distorsión global para los tres muros utilizando

¹ Estas condiciones experimentales son similares a las de los ensayos descritos en este trabajo; el método de Seible e Igarashi se desarrolló para el análisis de muros de mampostería sometidos a carga lateral.

el método de Seible e Igarashi. Se observa que la concordancia entre los resultados obtenidos utilizando el método de las diagonales y el método de Seible e Igarashi es bastante buena, no obstante, este último método estima una componente de cortante ligeramente menor.

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

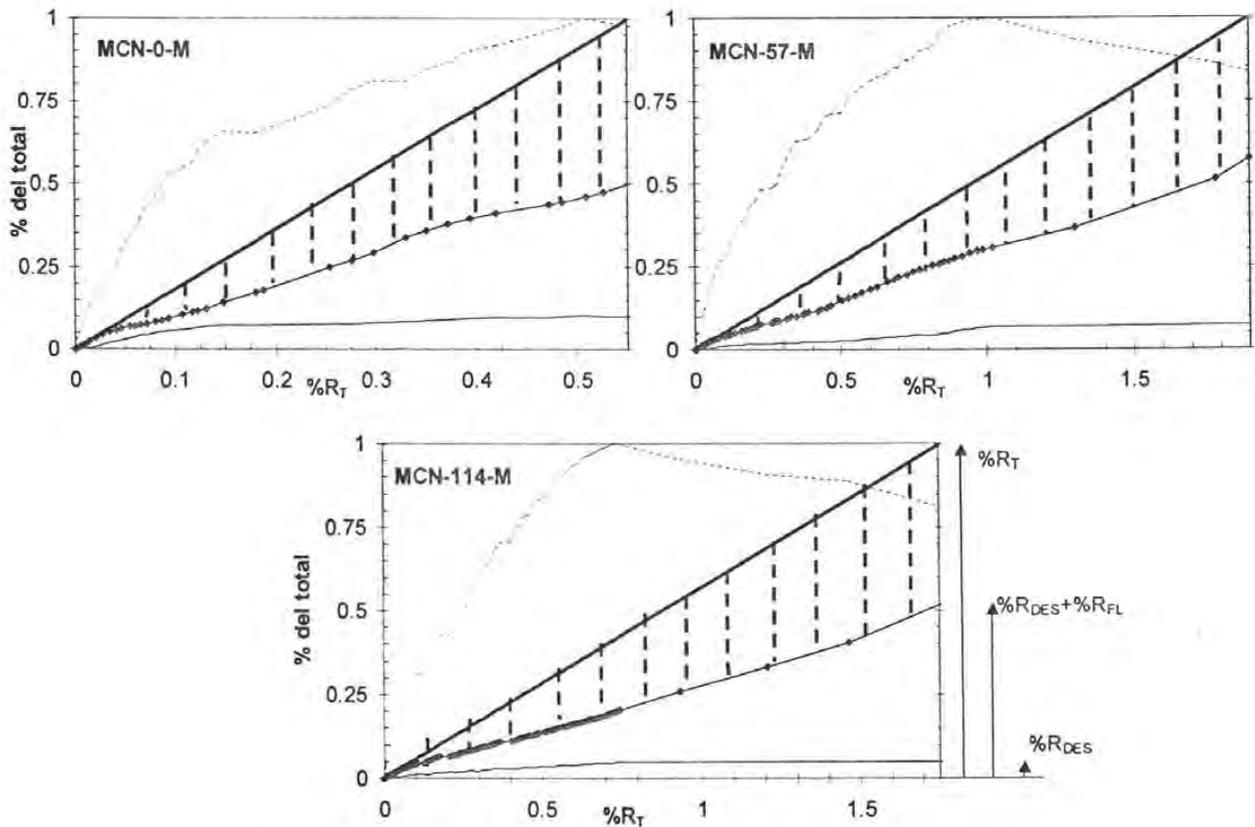


Figura 4.7 – Componentes de la deformación global a lo largo del ensaye utilizando el método de Seible e Igarashi; en línea punteada se presenta la curva carga lateral (normalizada)-distorsión global

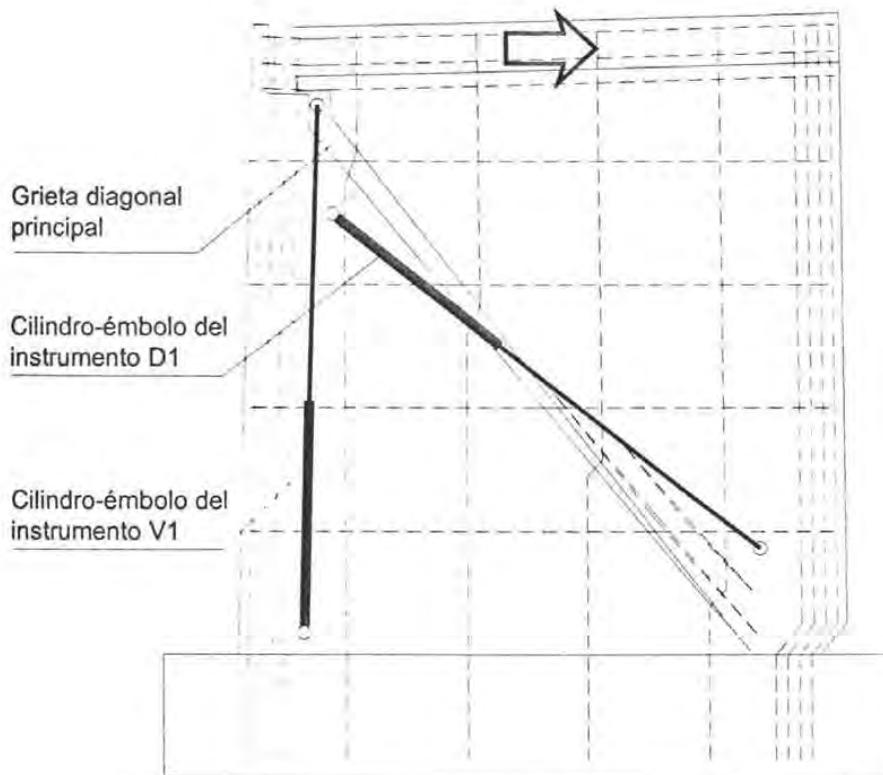


Figura 4.8 – Mecanismo resistente típico luego de alcanzada la carga máxima (se han exagerado las deformaciones)

Luego de alcanzada la carga máxima, se observó en los tres muros el mecanismo mostrado en la figura 4.8. Así, el sistema cilindro-émbolo correspondiente al puntal (instrumento D1) dejó de contraerse, y presentó deformaciones de alargamiento, luego de alcanzada la carga máxima, cuando la grieta diagonal principal que generó la falla del muro aumentó su espesor de manera considerable. Para el cálculo de la componente de corte del muro MCN-57-M, se corrigieron las mediciones del instrumento D1, eliminando las grandes deformaciones de alargamiento luego de alcanzada la carga máxima. De alguna manera, estas correcciones se justifican ya que, de las gráficas 4.3, 4.4, 4.5 y 4.7 se observa que para los tres muros, con características geométricas iguales, los resultados son muy similares en forma, inclusive luego de alcanzada la carga máxima. Por ejemplo, en el caso del muro MCN-114-M se dio un problema similar, pero no tan severo ya que no se llegó a medir alargamientos del sistema cilindro-émbolo correspondiente a la diagonal en compresión; en este caso no se modificaron los datos.

Más aún, esto sugiere que luego de alcanzada la carga máxima, cuando la capacidad del muro empieza a ceder, los mecanismos resistentes ya no son los tradicionales. Es así que se forman nuevos mecanismos resistentes que no pueden ser explicados suponiendo comportamientos típicos de cortante y flexión, en los que se basan los métodos de las diagonales y de Seible e Igarashi. Esto se agrava considerando el hecho de que los muros robustos, como los descritos en este estudio, son, por definición, una gran región D.

Como consecuencia de la discusión anterior, el cálculo de las componentes de flexión y corte en el desplazamiento global, se considera confiable sólo hasta alcanzada la carga máxima; luego de este punto, los mecanismos de resistencia por flexión parecen difíciles de lograr (en el caso de existir, son muy difíciles de calcular) y los de cortante vienen acoplados a mecanismos como el mostrado en la figura 4.8. En este trabajo se considera que la componente de corte, calculada luego de alcanzada la carga máxima, es un valor mínimo, pudiendo adicionarse a este valor las componentes correspondientes a otros mecanismos resistentes adicionales como los ya explicados.

4.2.2 Rotaciones y curvaturas

Se calculó la rotación promedio de los muros utilizando las mediciones de los transductores de desplazamiento de carátula de los sistemas cilindro-émbolo verticales colocados en los extremos de los muros (ver figura 4.9). Se utilizó la siguiente expresión:

$$\theta_{prom} (\%) = \left(\frac{\delta_1 - \delta_3}{d} \right) 100\% \quad (\text{Ec. 4.7})$$

donde δ_1 es el alargamiento medido por el instrumento V1, δ_3 es el acortamiento medido por el instrumento V3, y d es la distancia horizontal entre instrumentos. La curvatura promedio se halló dividiendo la rotación promedio entre la altura del muro.

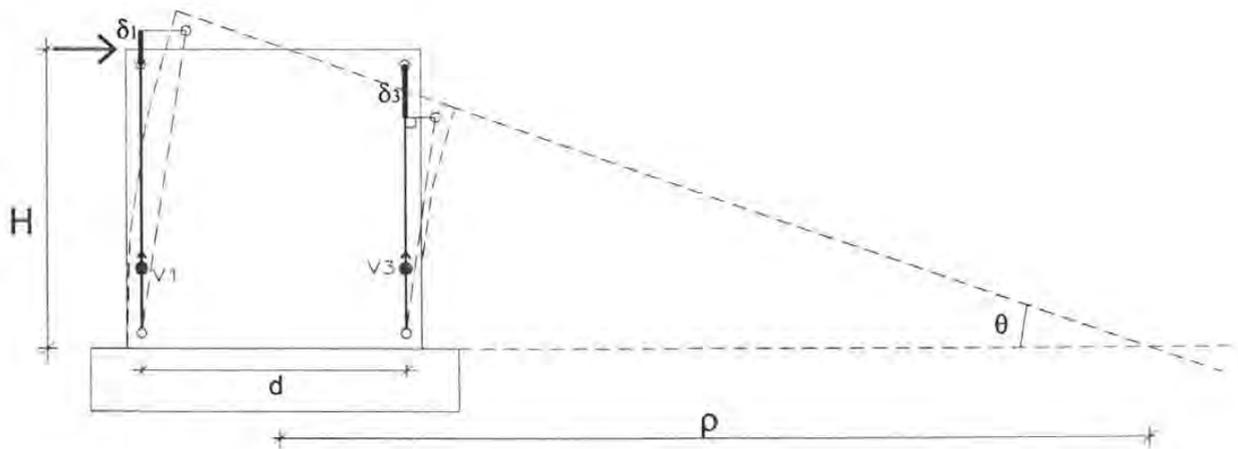


Figura 4.9 – Cálculo de la rotación y curvatura promedio de los muros; ρ es el radio de curvatura y θ la rotación promedio

En la figura 4.10 se presentan las curvas momento-rotación y momento-curvatura. En las abscisas se grafican la rotación y la curvatura promedio del muro y en las ordenadas, el momento flexionante en la base debido a la carga lateral aplicada. En una gráfica el momento flexionante se ha normalizado con respecto al momento flexionante de diseño (ver sección 2.3.2.1) y en la otra con respecto al momento flexionante correspondiente a la carga máxima aplicada.

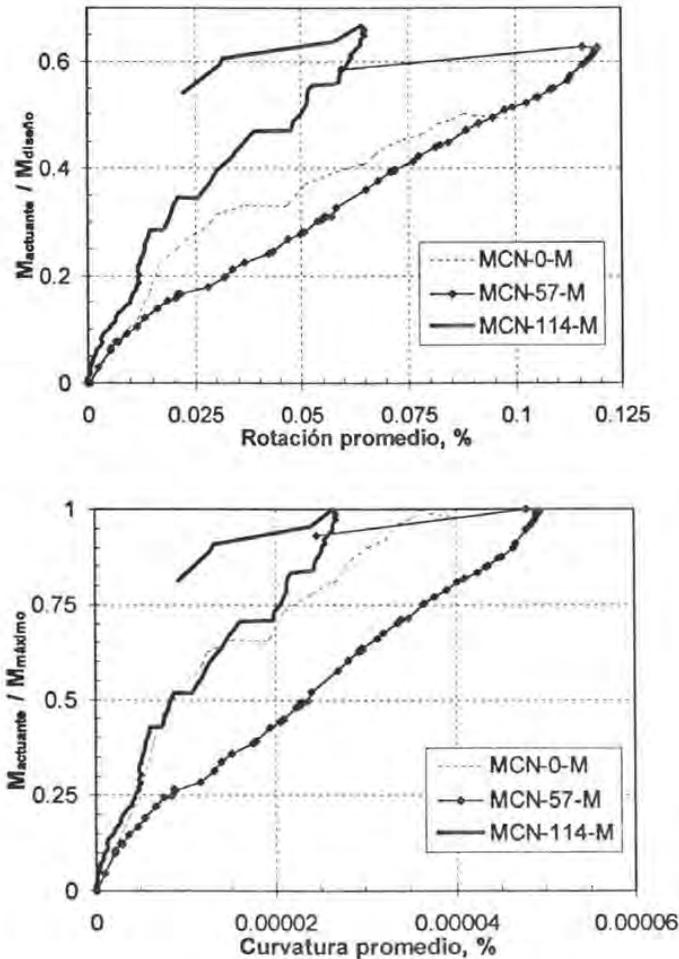


Figura 4.10 – Arriba: curva momento-rotación, el momento flexionante está normalizado con respecto al momento resistente de diseño; abajo: curva momento-curvatura, el momento está normalizado con respecto al momento máximo actuante

En la figura 4.10 se observa que la forma de las curvas momento-rotación y momento-curvatura de los tres muros es similar. No se observan cambios de pendiente importantes siendo las tres curvas prácticamente elásticas. Los valores de rotación y curvatura máximos del muro MCN-57-M duplican a los del muro MCN-114-M. Esto puede deberse a que el muro MCN-57-M presentó más grietas de contracción antes del ensaye. El momento flexionante aplicado en cada muro estuvo bastante lejos del momento resistente de diseño. Todo esto parece indicar que los cambios de pendiente en la curva carga lateral-distorsión global sólo se deben a deformaciones de corte. Para los muros con refuerzo en el alma, luego de alcanzada la carga máxima, las rotaciones disminuyen drásticamente. Esto se debe a que a partir de ese punto se formaron nuevos mecanismos resistentes y la información medida mediante los sistemas cilindro-émbolo no es la que se esperó medir cuando se concibió la instrumentación externa. La disminución de la rotación, y por ende de la curvatura, se debe a que luego de alcanzada la carga máxima, el sistema cilindro-émbolo correspondiente al instrumento V1 se acortó -cuando en realidad debería alargarse- a medida que el triángulo superior del muro se trasladaba lateralmente (ver figura 4.8).

4.2.3 Perfil de la deformada

Con los transductores de desplazamiento de vástago colocados en la cara este del muro (ver figura 4.11), se halló el perfil de la deformada para distintas distorsiones sin tomar en cuenta la componente de deslizamiento². Luego, con la información obtenida en la sección 4.2.1 se pudo obtener el porcentaje de la componente de flexión y cortante en cada momento del ensaye. En la figura 4.12 se muestran las curvas obtenidas; el eje de las abscisas es el desplazamiento horizontal normalizado con respecto al desplazamiento horizontal en la parte superior del muro (instrumento H1); el eje de las ordenadas es la altura de los instrumentos normalizada con respecto de la altura del muro.

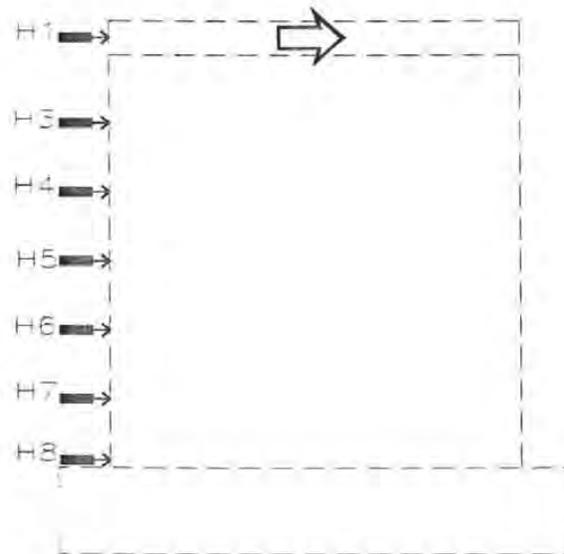


Figura 4.11 – Ubicación típica de los instrumentos utilizados para el cálculo del perfil de deformaciones en la altura

En la figura 4.12 se observa que la deformada de los muros no cambia de manera drástica antes de alcanzar la carga máxima, a partir de este punto, la parte superior del muro se desplaza horizontalmente de manera más rápida que la parte inferior. Este fenómeno sólo se observa en los muros con refuerzo en el alma y se puede explicar con la gráfica de la figura 4.8. Aunque en el muro MCN-0-M no se observa este fenómeno, en el momento de su falla se formó el mismo mecanismo explicado, sin embargo, ante la falta de refuerzo distribuido que pudiera servir como anclaje del triángulo superior del muro, la falla fue abrupta y los instrumentos no lograron medir su variación.

Estas gráficas muestran desde otro punto de vista, el cambio del comportamiento luego de alcanzada la carga máxima. Se observa que luego de este punto el triángulo superior se desplazó más rápidamente que el triángulo inferior del muro. Además, la deformada correspondiente a la componente de flexión luego de alcanzada la carga máxima dejó de ser una curva suave.

² Se restó la lectura del instrumento H12 de las de los instrumentos mostrados en la figura 4.11.

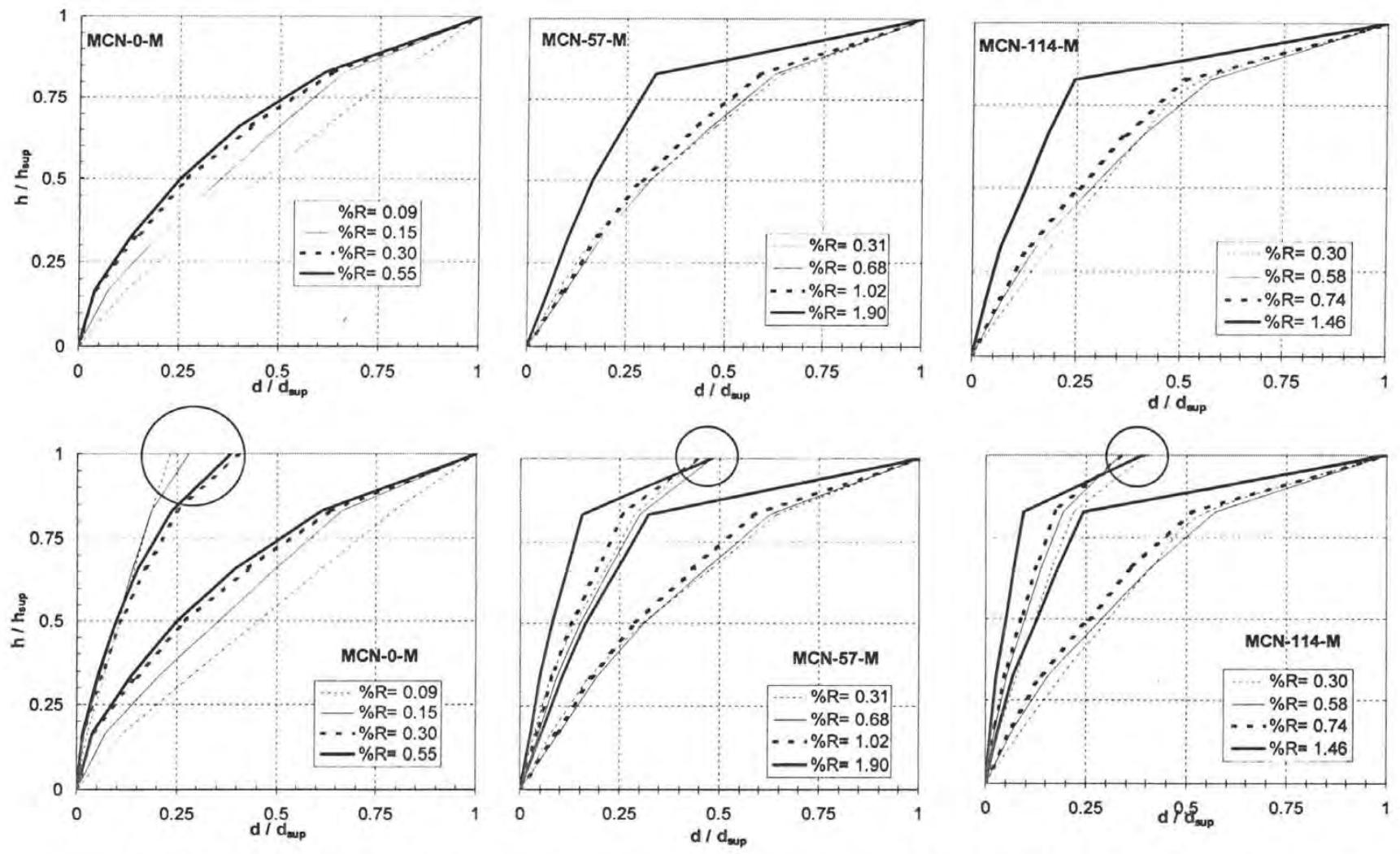


Figura 4.12 – Perfil de la deformada en la altura. Arriba: perfil de la deformada de los tres muros para diferentes distorsiones, sin tomar en cuenta la componente de deslizamiento; abajo: las mismas curvas pero adicionalmente se han dibujado los perfiles de las componentes de flexión (encerradas en un círculo)

4.3 INFORMACIÓN PROVENIENTE DE LA INSTRUMENTACIÓN INTERNA

En esta sección se describen los resultados obtenidos utilizando la información proveniente de los deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero de los muros. En la sección 2.4.2 se describe la instrumentación interna y se grafica la ubicación de los instrumentos en los especímenes.

En el Apéndice A se muestran los ensayos hechos en las barras de acero de refuerzo previos al ensaye de los muros. De estas pruebas se obtuvo una deformación unitaria promedio, correspondiente al inicio de la fluencia $\epsilon_y=0.0027$. En los ensayos se consideró que la fluencia de las barras de refuerzo se daba al presentarse una plataforma de fluencia ante carga constante para una deformación cercana a ϵ_y .

La recolección de resultados se realizó de la siguiente manera: a) deformímetros en la base de los muros; b) deformímetros ubicados diagonalmente en el alma de los muros, tanto verticales como horizontales; c) deformímetros horizontales en el alma; d) deformímetros verticales en el alma; y e) secuencias de fluencia de los deformímetros en el alma.

4.3.1 Deformímetros en la base

Se colocaron instrumentos sobre las barras verticales de refuerzo, tanto de las columnas como del alma, en la intersección con la base de los muros; en el muro sin refuerzo en el alma, MCN-0-M, sólo se colocaron instrumentos en las barras longitudinales de las columnas. También se colocaron instrumentos en algunos estribos de las columnas.

En las figuras 4.13a, 4.13b y 4.13c se muestran las curvas carga lateral global, en toneladas, versus la deformación medida con los instrumentos mencionados, en porcentaje. En estas gráficas, la línea vertical discontinua en la abscisa $\epsilon=0.27\%$ corresponde a la deformación de fluencia ϵ_y . Los deformímetros eléctricos se representan como rectángulos cuya longitud mayor es paralela a la dirección de medición. Junto al rectángulo se muestra el nombre del instrumento definido en la sección 2.4.2; en el caso de instrumentos defectuosos tan sólo se muestra el rectángulo y no el nombre del instrumento. Se muestra también la ubicación de las barras de refuerzo, tanto de las columnas como del alma.

En las figuras 4.13 se observa que las barras longitudinales y los estribos de las columnas nunca llegaron a fluir. En el diseño se consideró una sobrerresistencia generosa a la flexión, de tal manera que la falla se diera por cortante sin que la contribución de las deformaciones por flexión fuera apreciable. Sin embargo, algunas de las barras de refuerzo verticales del alma sí fluyeron en la base del muro. Este hecho no contradice lo comentado sobre la fluencia de las barras de las columnas, si es que se toma en cuenta que los muros ensayados son regiones *D*, donde no necesariamente se cumple que las regiones planas permanecen planas. Se debe destacar que en los muros con malla de refuerzo (no se tiene información suficiente para el muro MCN-0-M), la Ley de Bernoulli se cumple al inicio de los ensayos; esto se observa claramente en la figura 4.14 donde se muestran los perfiles de deformación en la base de los muros para diferentes distorsiones.

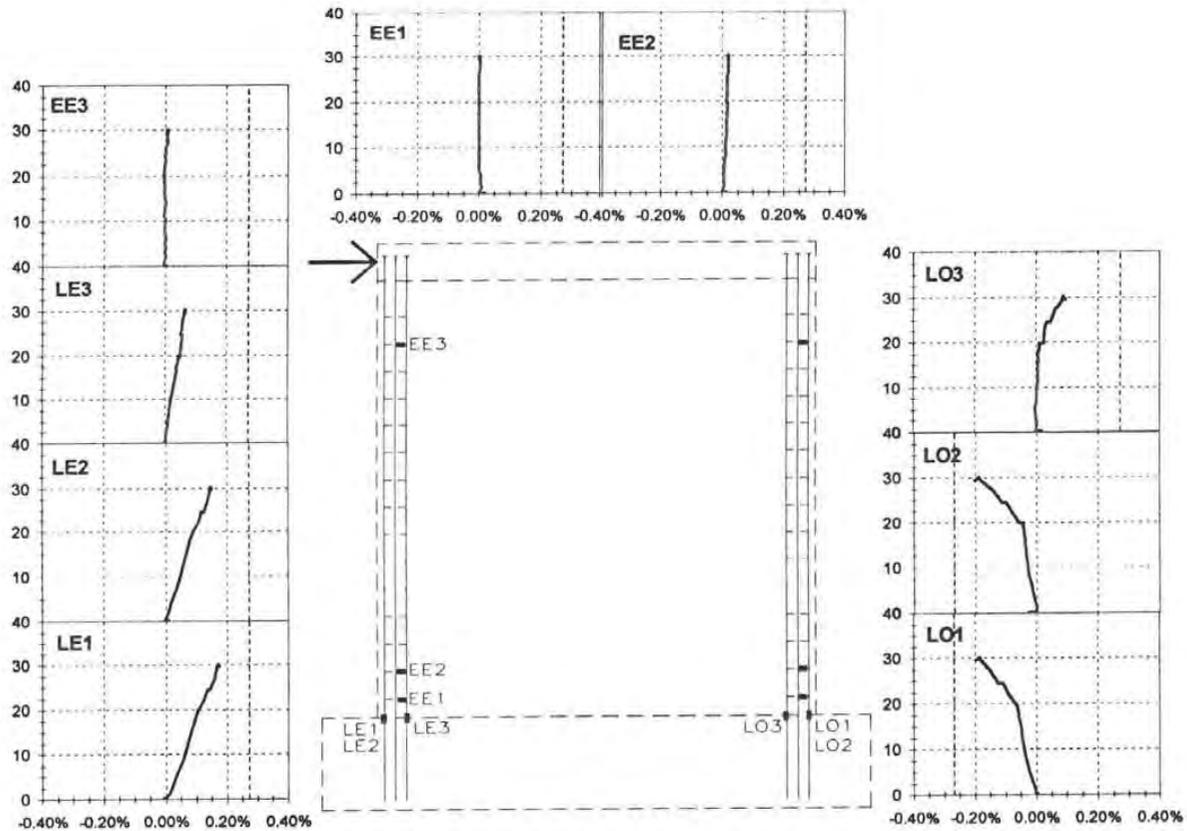


Figura 4.13a – Muro MCN-0-M: ubicación de los deformímetros en las columnas y sus gráficas carga lateral global-deformación

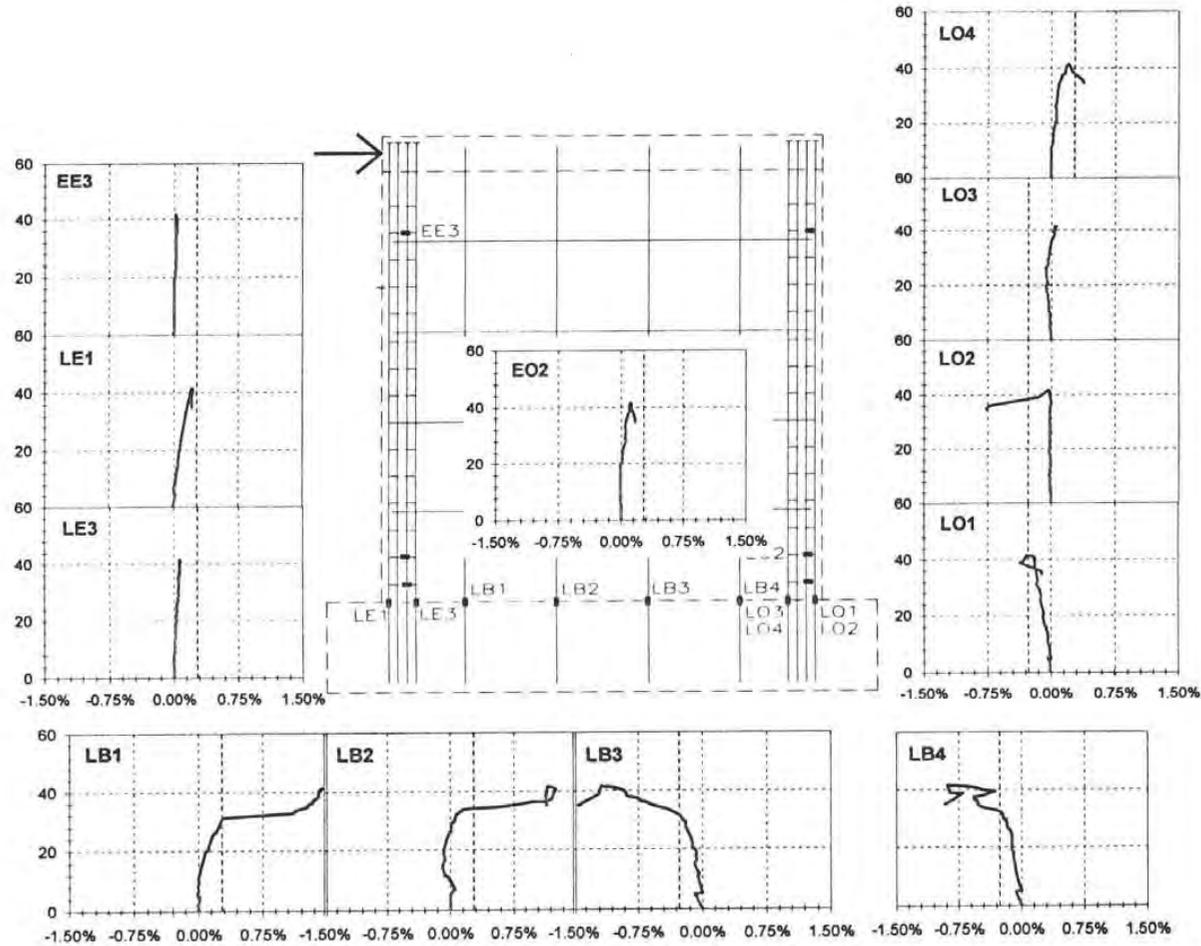


Figura 4.13b – Muro MCN-57-M: ubicación de los deformímetros en las columnas y base junto con sus gráficas carga lateral global-deformación

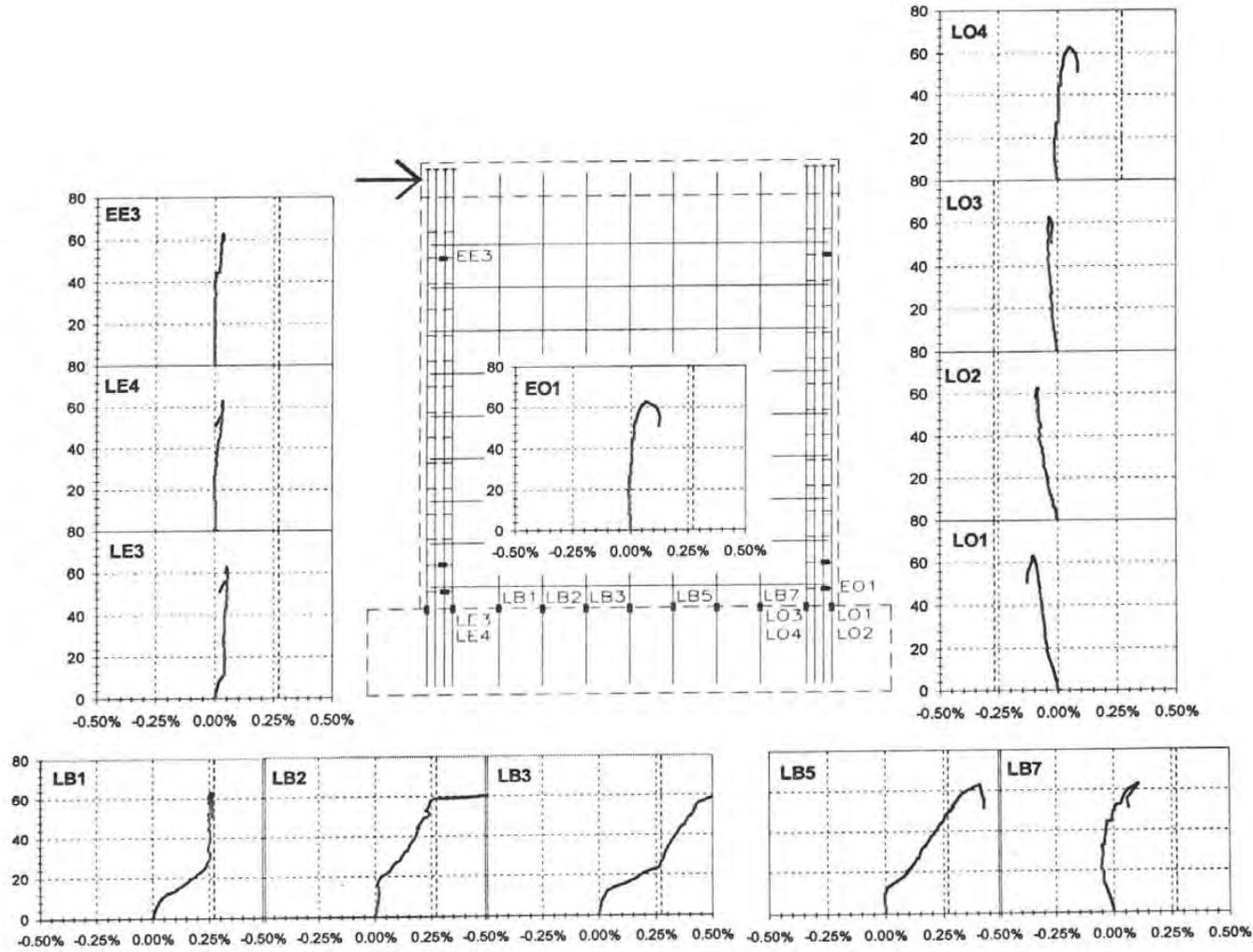


Figura 4.13c – Muro MCN-114-M: ubicación de los deformímetros en las columnas y base junto con sus gráficas carga lateral global-deformación

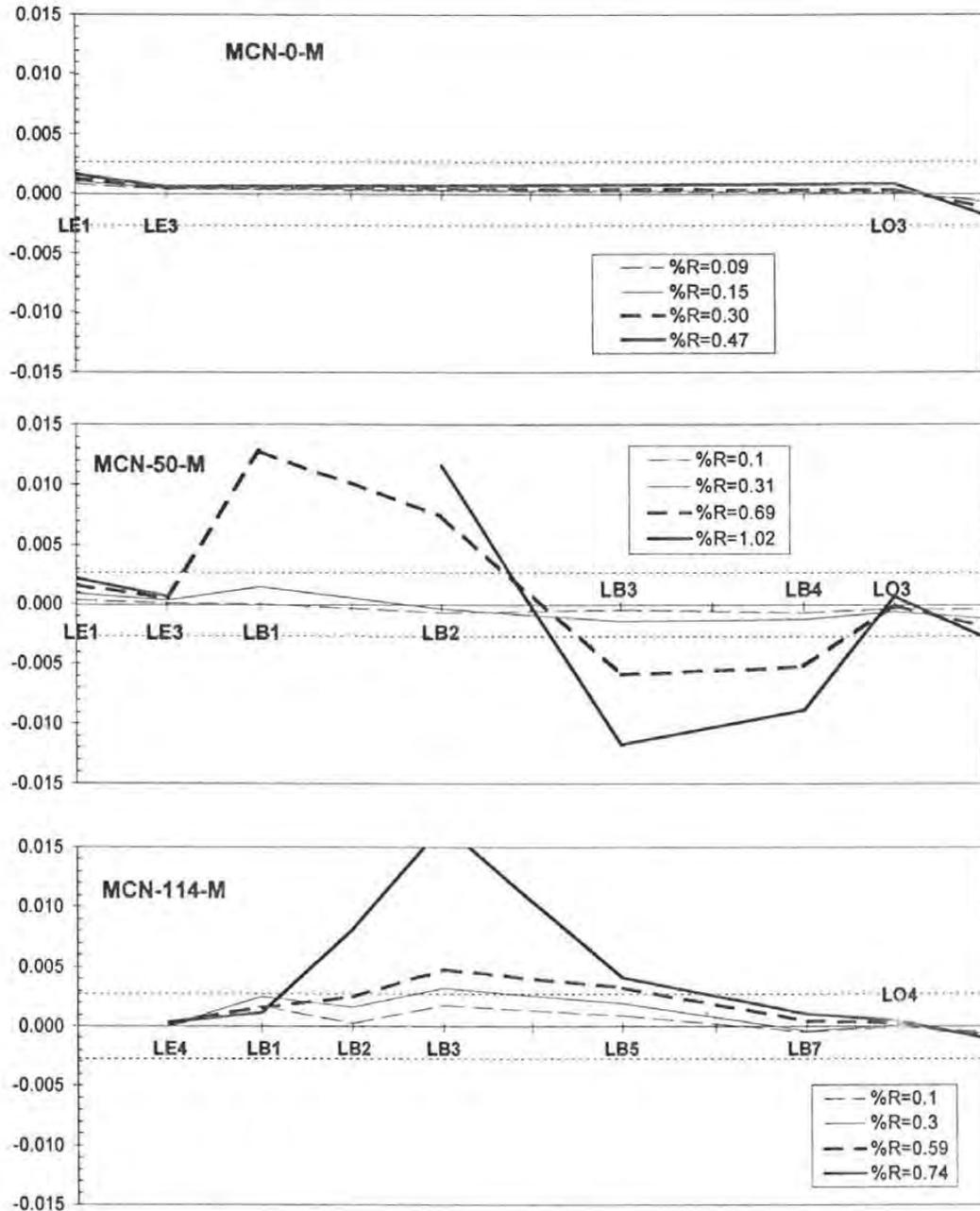


Figura 4.14 – Perfiles de deformación en las bases de los muros obtenidas con las mediciones de los deformímetros ubicados en las barras verticales

En la parte inferior de las columnas en compresión de todos los especímenes, la barra extrema de la columna tiene deformaciones de compresión, y la barra interna de la columna tiene deformaciones de tensión (ver figura 4.14). Esto puede estar relacionado con el patrón de agrietamiento, la rotación local en la base de las columnas y con la posición particular de cada deformímetro al ser adherido al refuerzo (Aguilar, 1997). En la fotografía de la figura 4.15 se observa la deformación típica en el talón de compresión de los tres muros, que es el resultado de la

translación horizontal del triángulo superior del muro a medida que una grieta diagonal principal penetra en la parte superior de la columna en tensión. En general, los deformímetros que midieron tensiones estuvieron ubicados como se indica con el círculo.

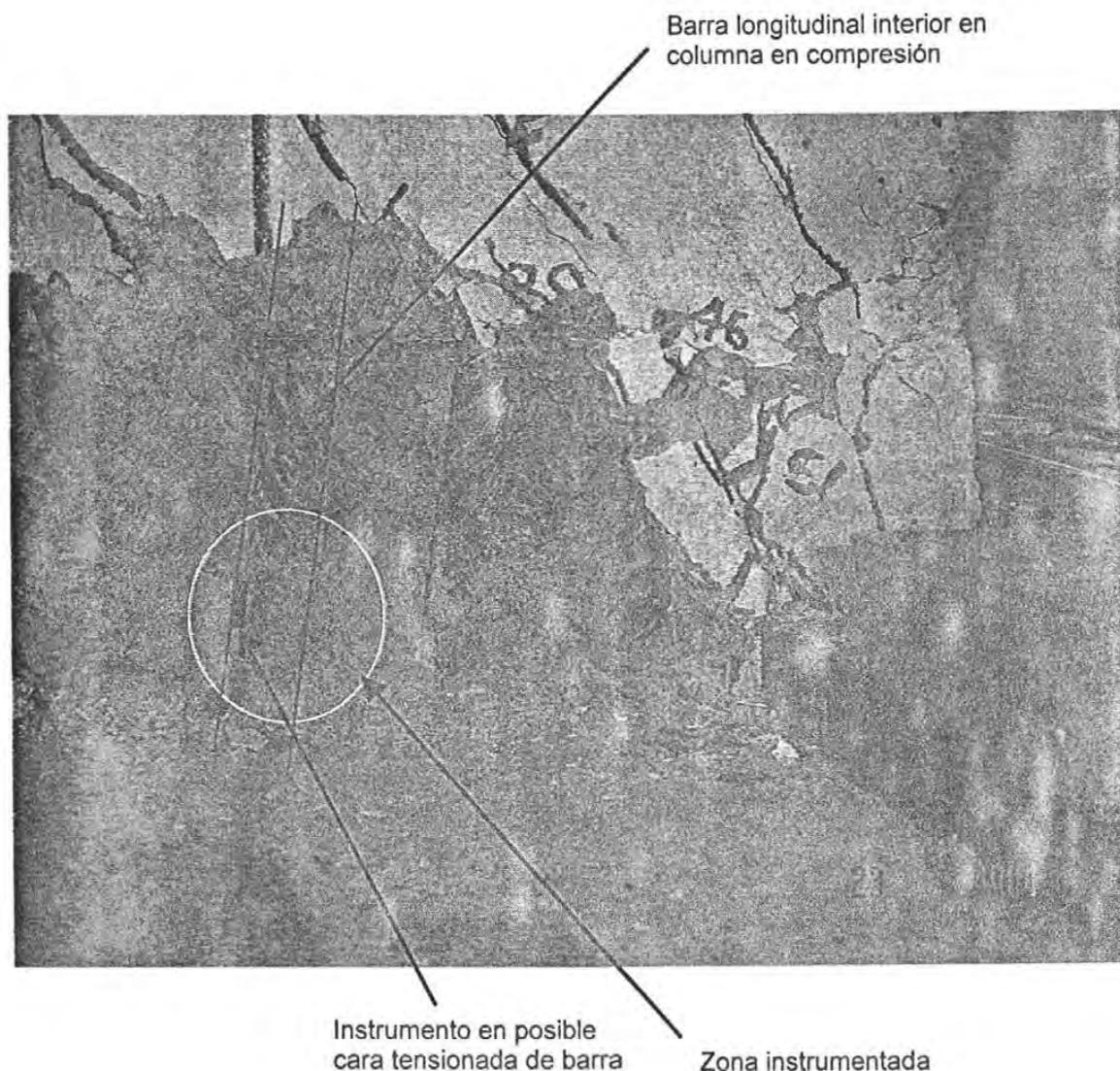


Figura 4.15 – Deformación típica del talón de compresión en los tres especímenes

4.3.2 Deformímetros en la diagonal principal

Los especímenes con refuerzo en el alma se instrumentaron en su diagonal principal, para las mediciones de las deformaciones cerca de la grieta diagonal principal que llevaría a la falla. Como ya se observó en las historias de agrietamiento de los muros en el Capítulo 3, las grietas diagonales principales cruzaron y fueron paralelas a la diagonal principal del muro pero nunca coincidieron con ella.

En las figuras 4.16a y 4.16b se muestran las gráficas carga lateral global del muro, en toneladas, versus deformación, en porcentaje, medida con los instrumentos colocados sobre las diagonales de los muros. Se observa que las barras verticales no fluyeron (tan sólo una barra fluyó en el muro MCN-57-M), mientras que todas las barras horizontales fluyeron en el muro MCN-57-M y más del 50% en el muro MCN-114-M. Se debe aclarar que esta afirmación se refiere solamente a las deformaciones en los puntos de las barras que intersecan a la diagonal principal del muro. También se observa que la mayoría de las barras horizontales que llegaron a fluir lo hicieron luego de alcanzada la carga máxima.

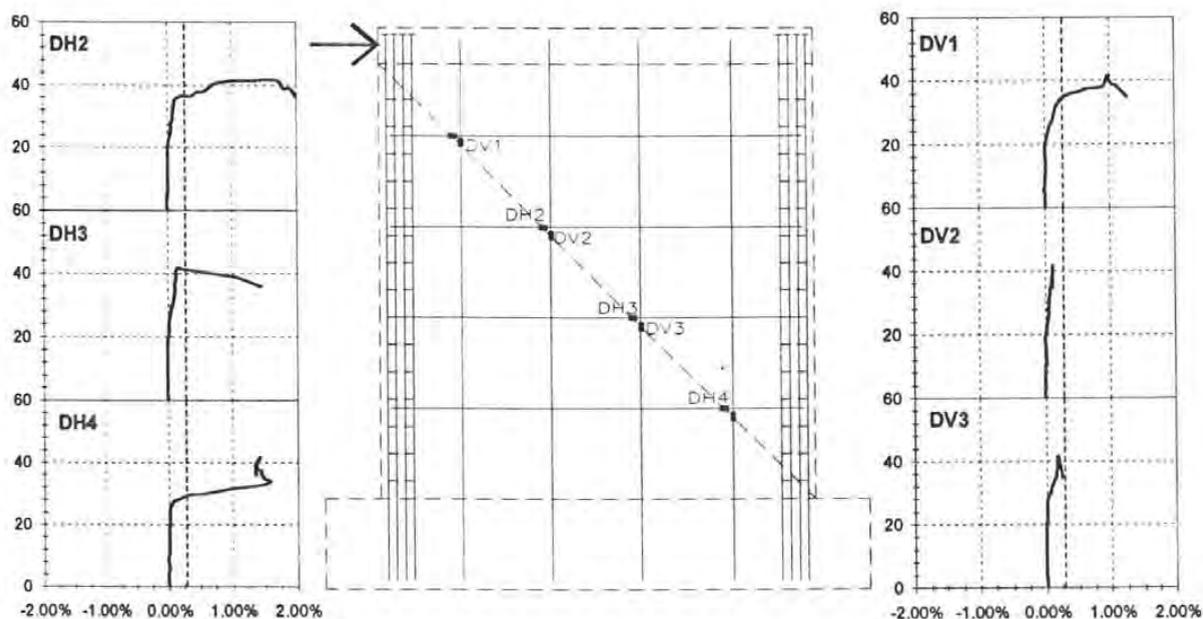


Figura 4.16a – Muro MCN-57-M: ubicación de los deformímetros horizontales y verticales en la diagonal principal junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes

En la figura 4.17 se muestran los perfiles de deformación de los deformímetros colocados sobre la diagonal principal del muro en diferentes etapas de carga. Al parecer la fluencia de las barras horizontales no siguió un patrón específico, aunque los deformímetros ubicados en la parte inferior de la diagonal parecen haber sido los primeros en medir deformaciones inelásticas. En lo que respecta a los instrumentos colocados verticalmente, los ubicados en el extremo de tensión parecen haber medido deformaciones mayores.

En la sección 4.4 se muestra un análisis que relaciona la ubicación de las grietas con el registro de fluencias de los instrumentos.

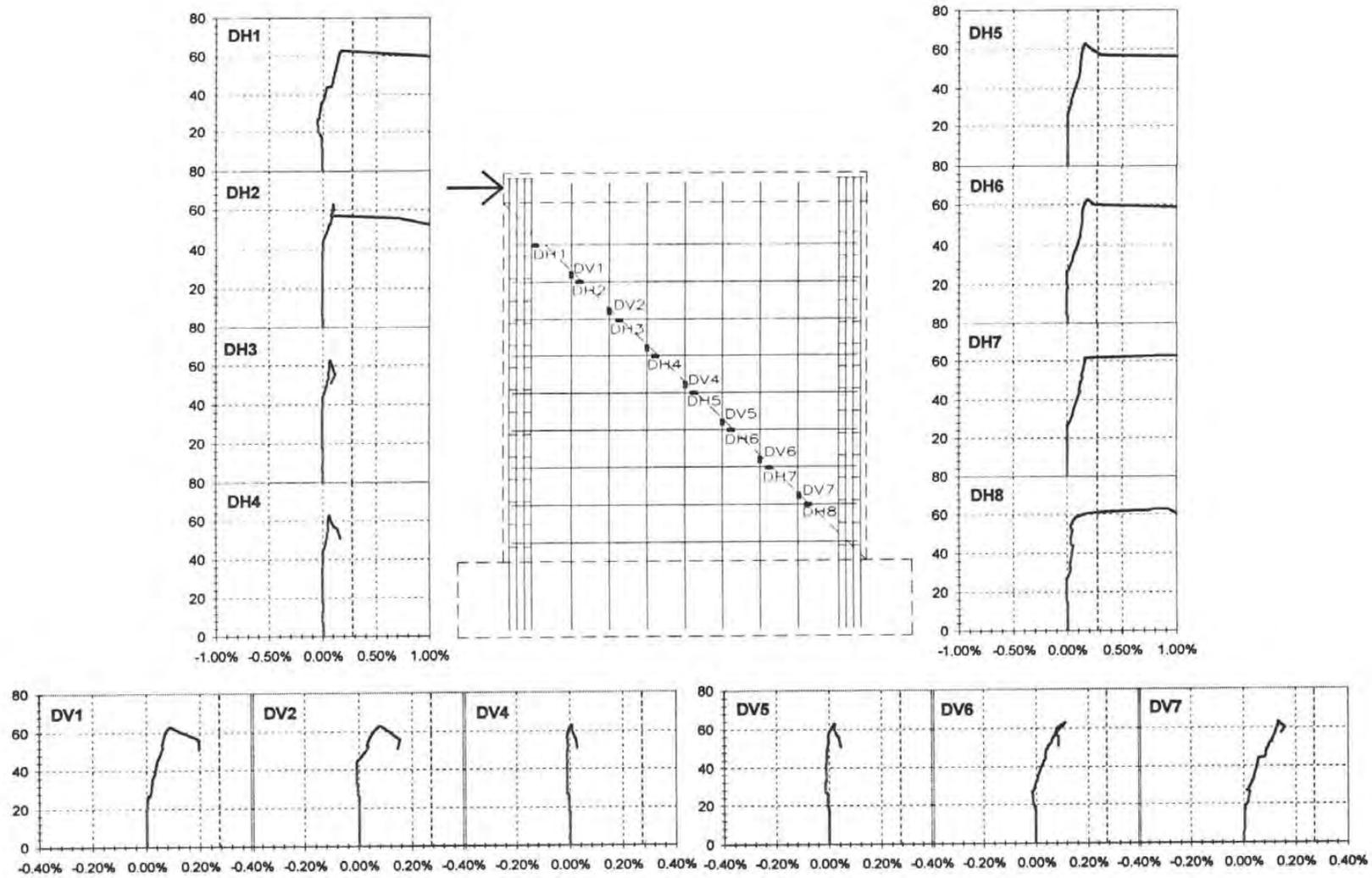


Figura 4.16b – Muro MCN-114-M: ubicación de los deformímetros horizontales y verticales en la diagonal principal junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes

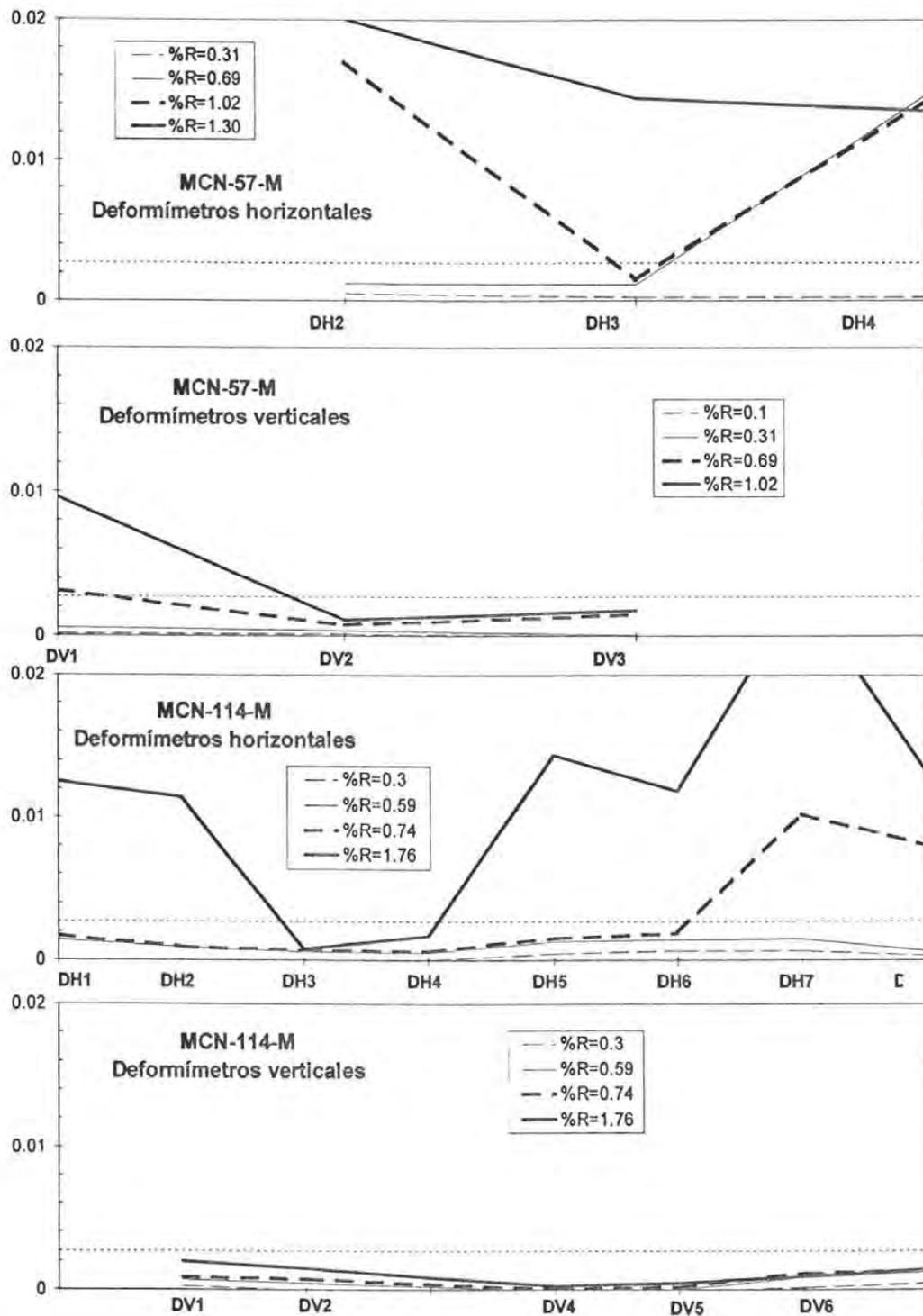


Figura 4.17 – Perfiles de deformación en las diagonales principales de los muros con base en las mediciones de los deformímetros eléctricos

4.3.3 Deformímetros horizontales en el alma

En las figuras 4.18a y 4.18b se muestran las gráficas carga lateral global, en toneladas, versus deformación, en porcentaje, de los instrumentos colocados en las barras horizontales del alma de los muros. En estas gráficas, la línea vertical discontinua en la abscisa $\epsilon=0.27\%$ corresponde a la deformación de fluencia promedio, ϵ_y , de las barras ensayadas en la máquina universal (ver Apéndice A). Los deformímetros eléctricos se representan como rectángulos cuya longitud mayor es paralela a la dirección de medición. Junto al rectángulo se muestra el nombre del instrumento definido en la sección 2.4.2; en el caso de instrumentos defectuosos tan sólo se muestra el rectángulo correspondiente. Se muestra también la ubicación de las barras de refuerzo, tanto de las columnas como del alma.

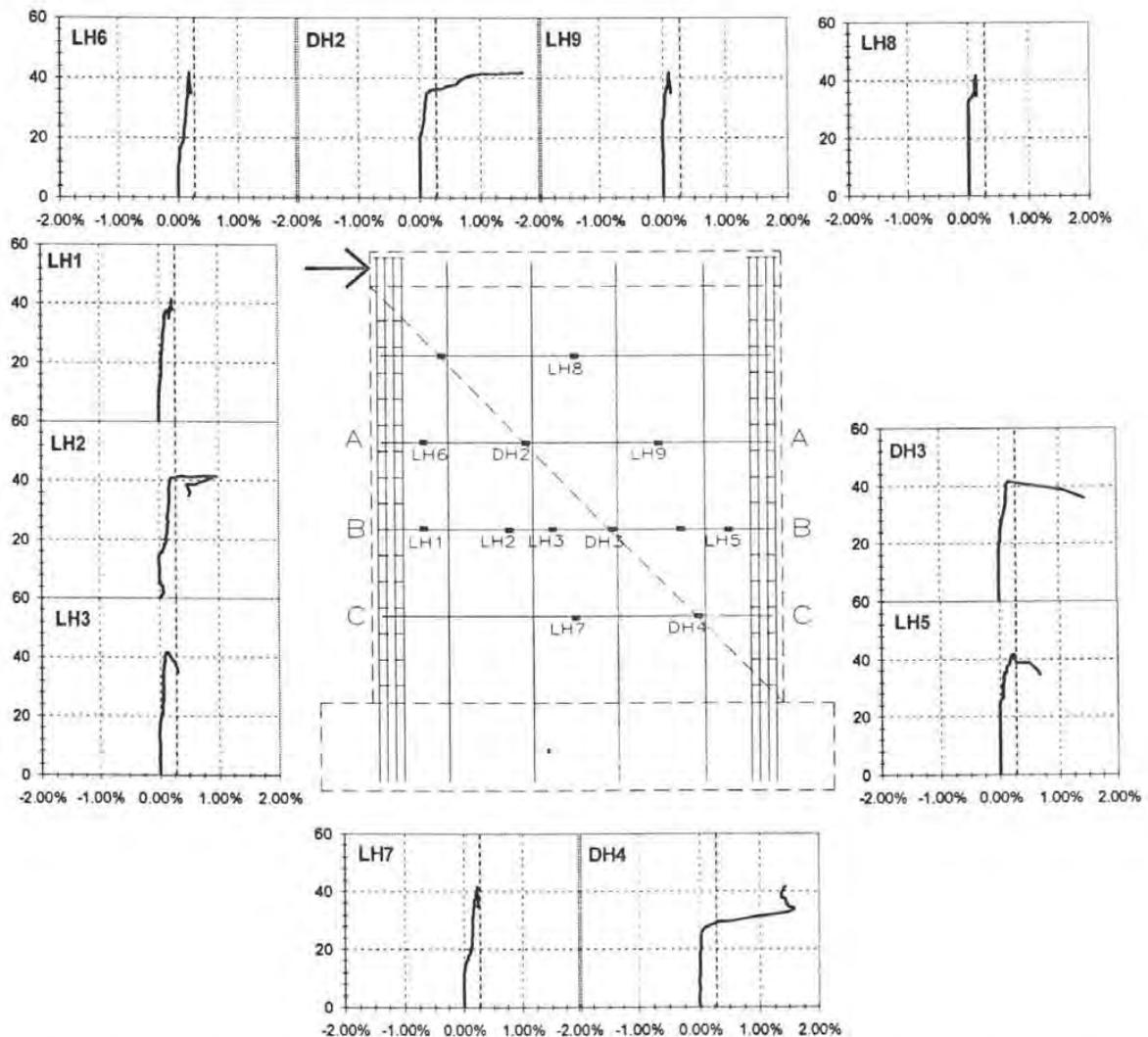


Figura 4.18a – Muro MCN-57-M: ubicación de los deformímetros en las barras horizontales del alma junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes

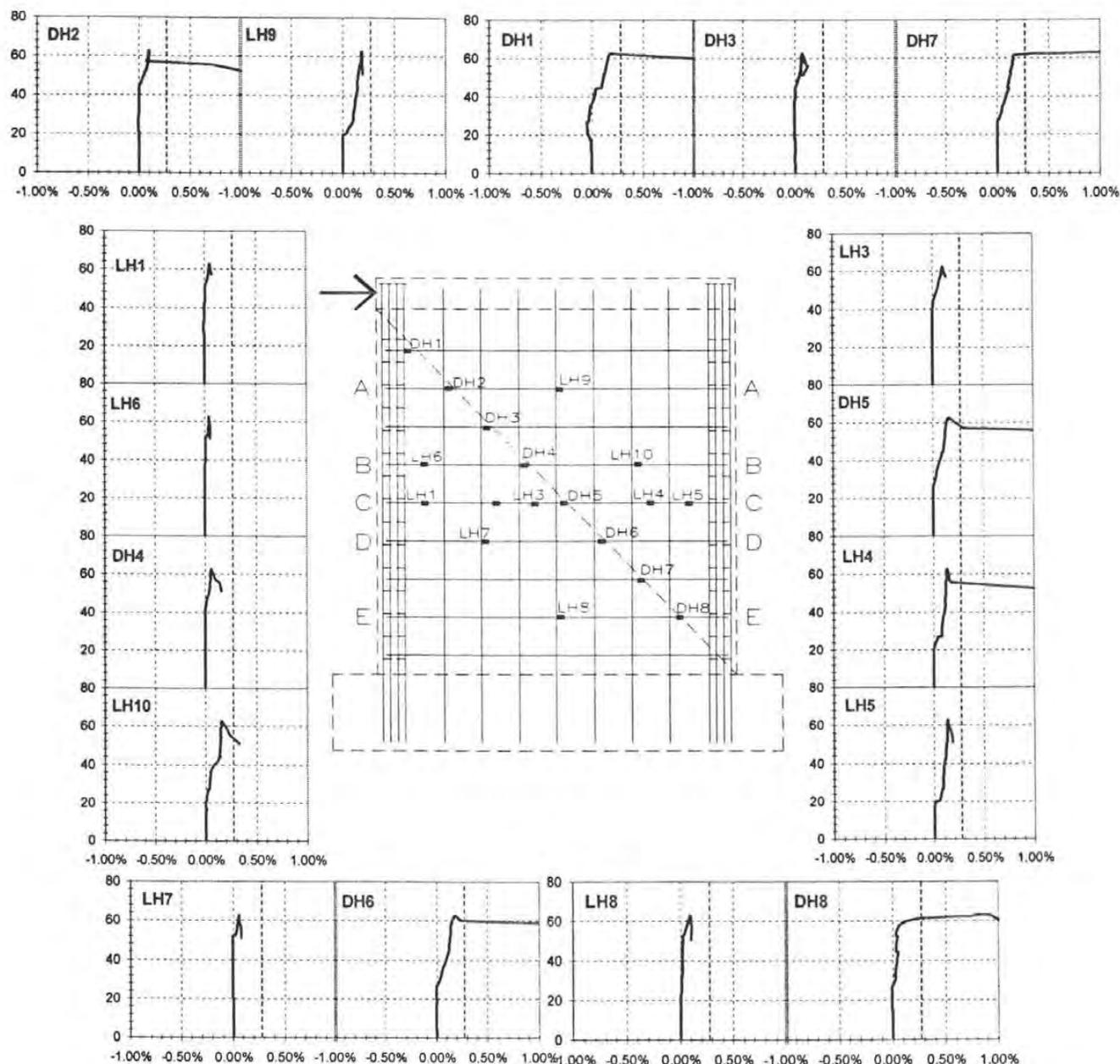


Figura 4.18b – Muro MCN-114-M: ubicación de los deformímetros en las barras horizontales del alma junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes

En la figura 4.19 se muestran los perfiles de deformación de algunas de las barras horizontales instrumentadas de los muros MCN-57-M y MCN-114-M. En esta gráfica se observa que la mayoría de las barras fluyeron exclusivamente en la zona que interseca a la diagonal principal. En el muro MCN-114-M, la mayoría de instrumentos que registraron fluencias lo hizo luego de alcanzada la carga máxima.

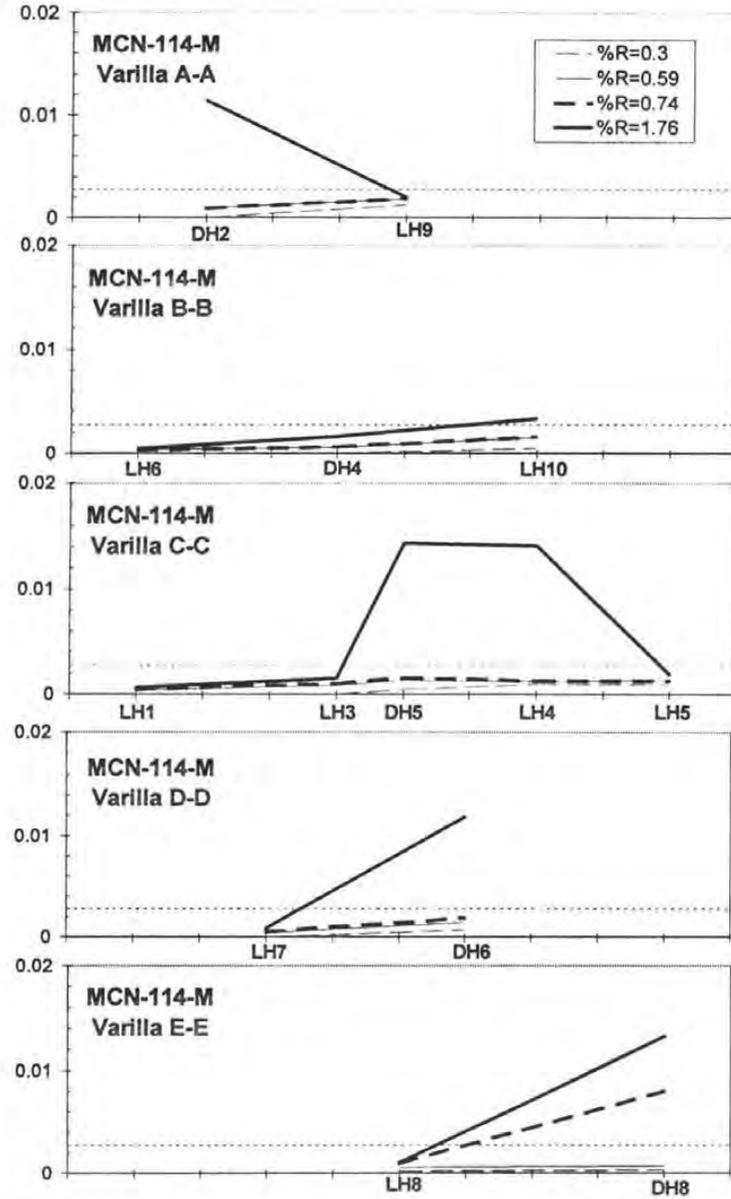
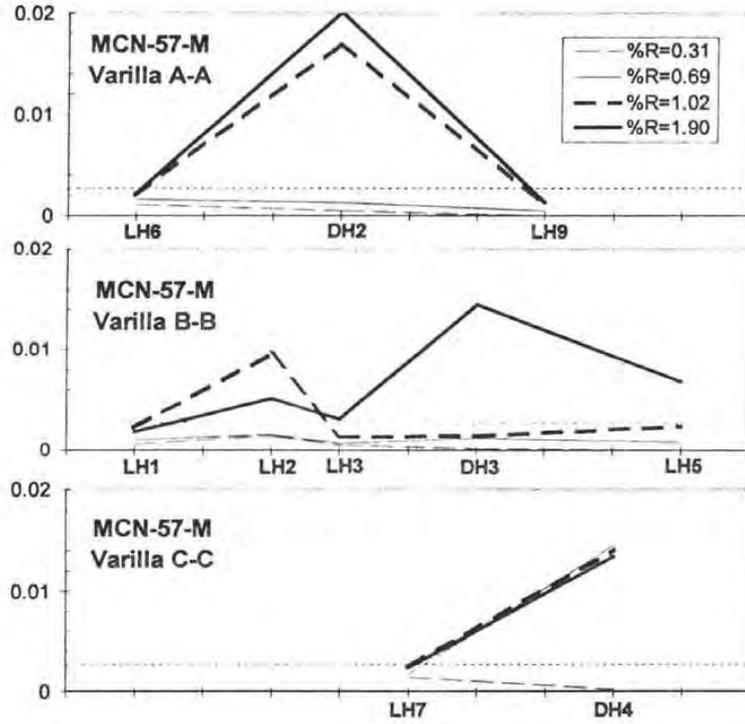


Figura 4.19 – Perfiles de deformación de barras horizontales de los muros MCN-57-M y MCN-114-M

4.3.4 Deformímetros verticales en el alma

En las figuras 4.20a y 4.20b se muestran las gráficas carga lateral global, en toneladas, versus deformación, en porcentaje, medida con los instrumentos colocados en las barras verticales del alma más cercanas a la columna en tensión. En estas gráficas, la línea vertical discontinua en la abscisa $\varepsilon=0.27\%$ corresponde a la deformación de fluencia promedio, ε_y , de las barras ensayadas en la máquina universal (ver Apéndice A). Los deformímetros eléctricos se representan como rectángulos cuya longitud mayor es paralela a la dirección de medición. Junto al rectángulo se muestra el nombre del instrumento definido en la sección 2.4.2; en el caso de instrumentos defectuosos tan sólo se muestra el rectángulo correspondiente.

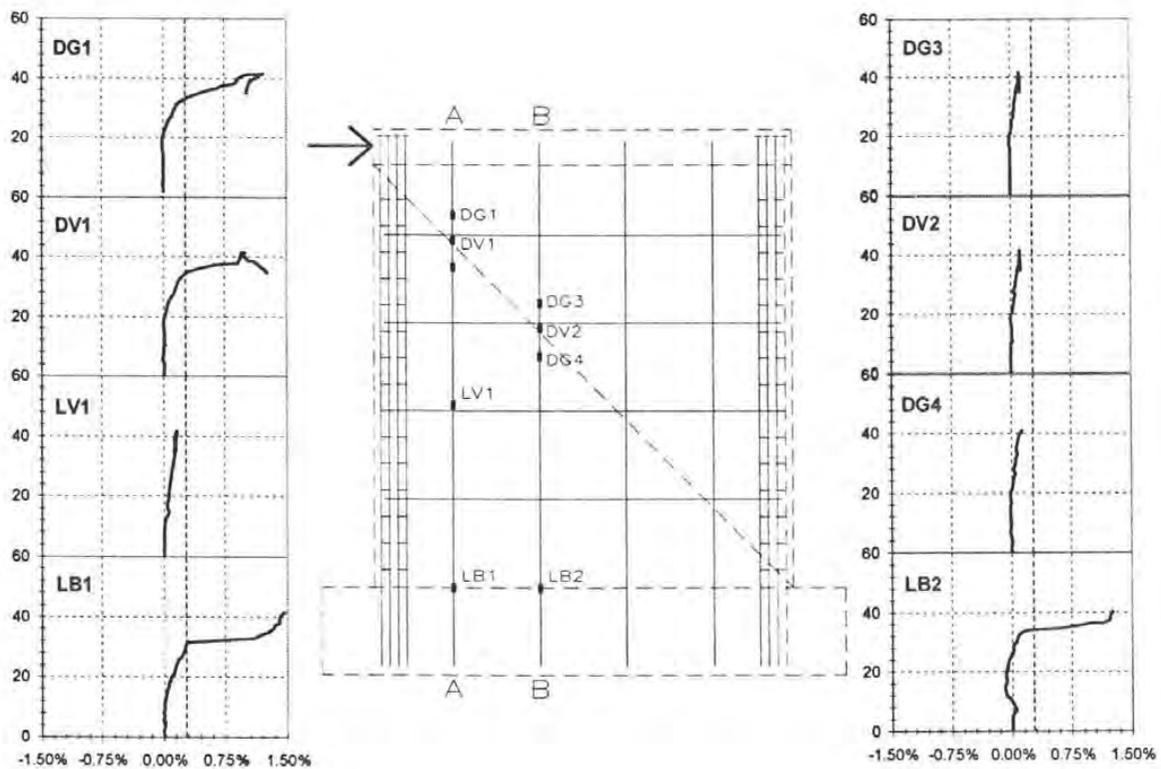


Figura 4.20a – Muro MCN-57-M: ubicación de los deformímetros en dos barras verticales del alma junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes

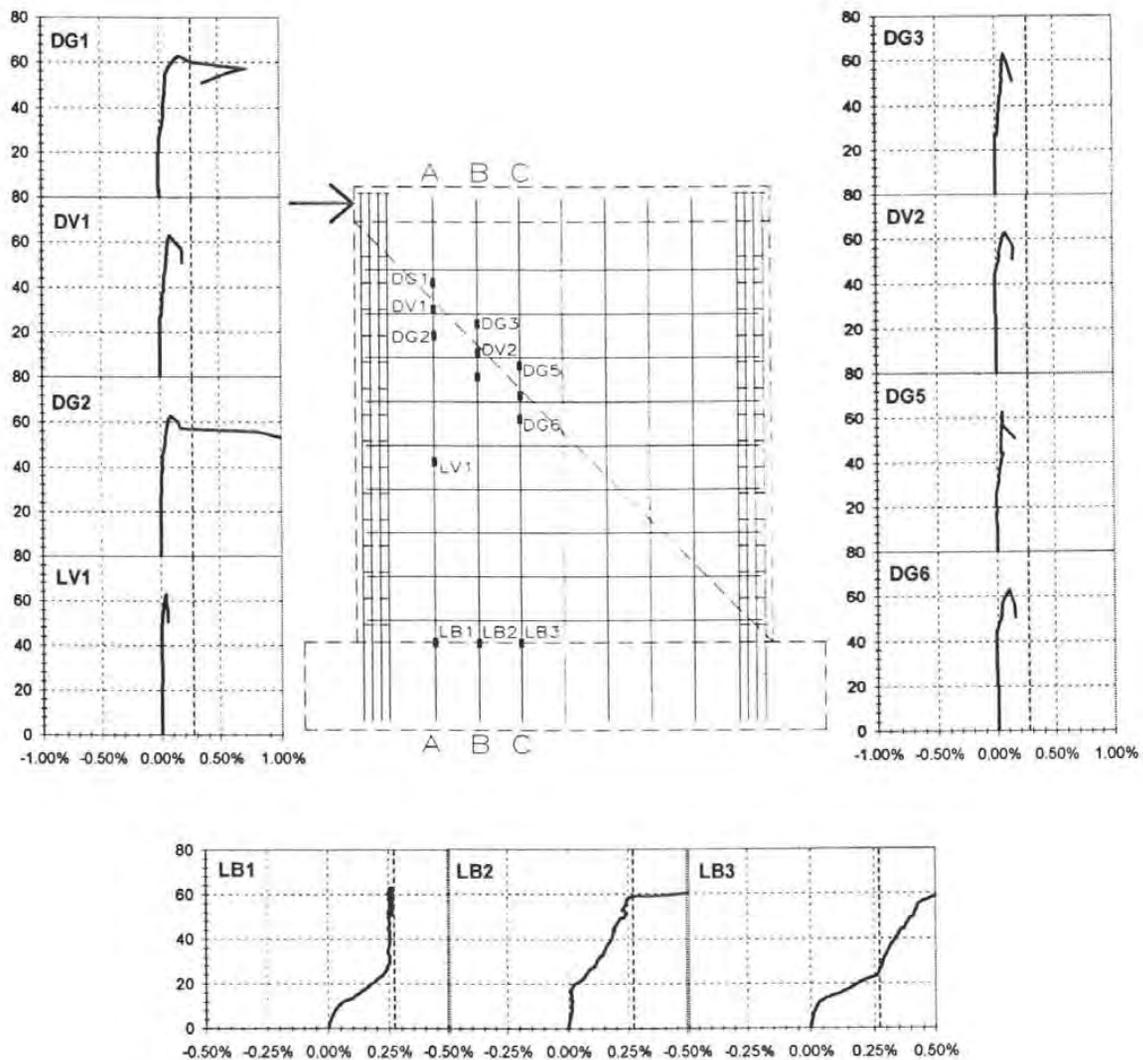


Figura 4.20b – Muro MCN-114-M: ubicación de los deformímetros en tres barras verticales del alma junto con las gráficas carga lateral global-deformación unitaria correspondientes

En la figura 4.21 se muestran los perfiles de deformación longitudinal de las barras verticales mostradas en las gráficas 4.20, con base en las mediciones de los deformímetros eléctricos. Se observa que casi todas la barras fluyen en su base, pero tan sólo la barra más cercana a la columna en tensión fluye también en la zona de intersección con las grietas diagonales principales.

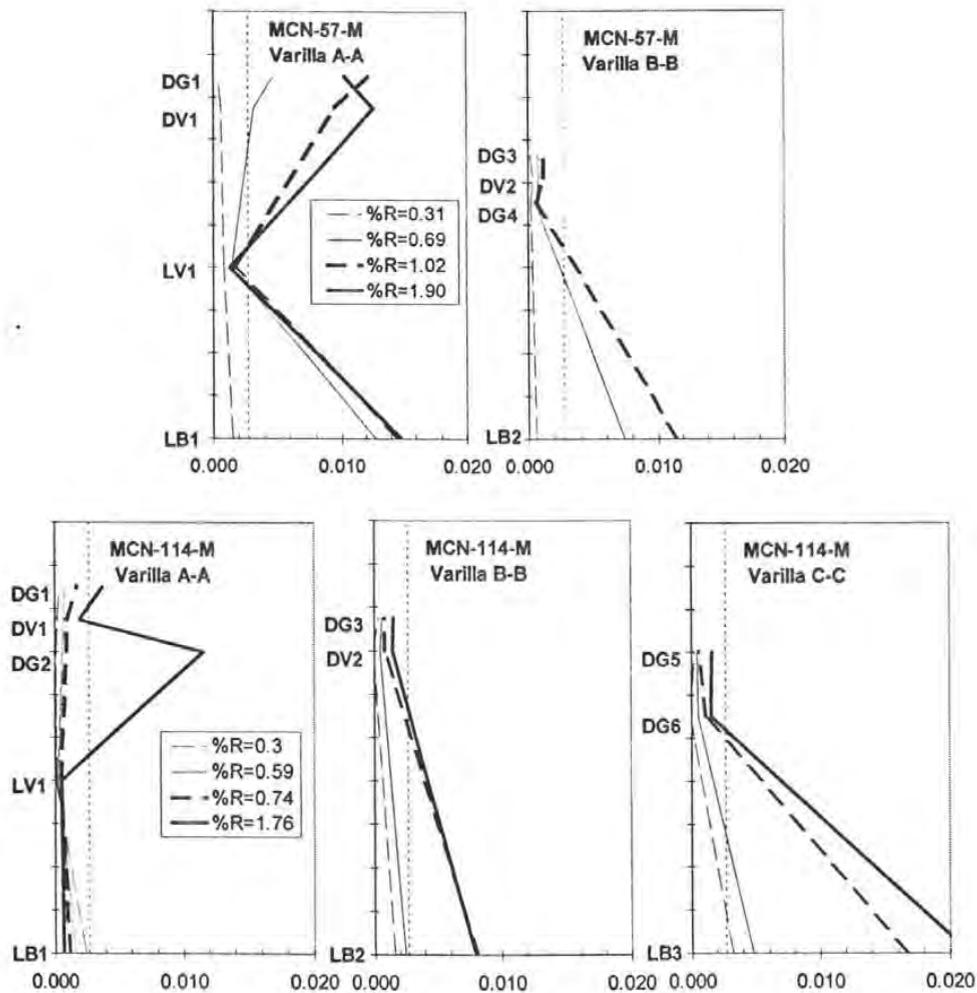


Figura 4.21 – Perfiles de deformación de algunas barras verticales de los muros con base en las mediciones de los deformímetros eléctricos

4.3.5 Secuencia de fluencias

En las figuras 4.22a y 4.22b se presentan las secuencias de fluencia de los muros con refuerzo en el alma (ninguna barra fluyó en el espécimen MCN-0-M). En la curva carga lateral-distorsión de los muros se muestra con círculos el momento en que la barra indicada llegó a la fluencia. Con círculos negros se indican los instrumentos que registraron fluencias luego de alcanzada la carga máxima. Se debe destacar que en ningún muro las barras de las columnas llegaron a fluir.

Los primeros instrumentos verticales que registraron fluencia fueron los ubicados en las barras más cercanas al extremo en tensión del muro, en su base. Luego de este punto la fluencia se dio en la parte superior de estas barras. Con respecto a las barras horizontales, la fluencia se dio primeramente en las zonas ubicadas en la parte inferior de la diagonal principal.

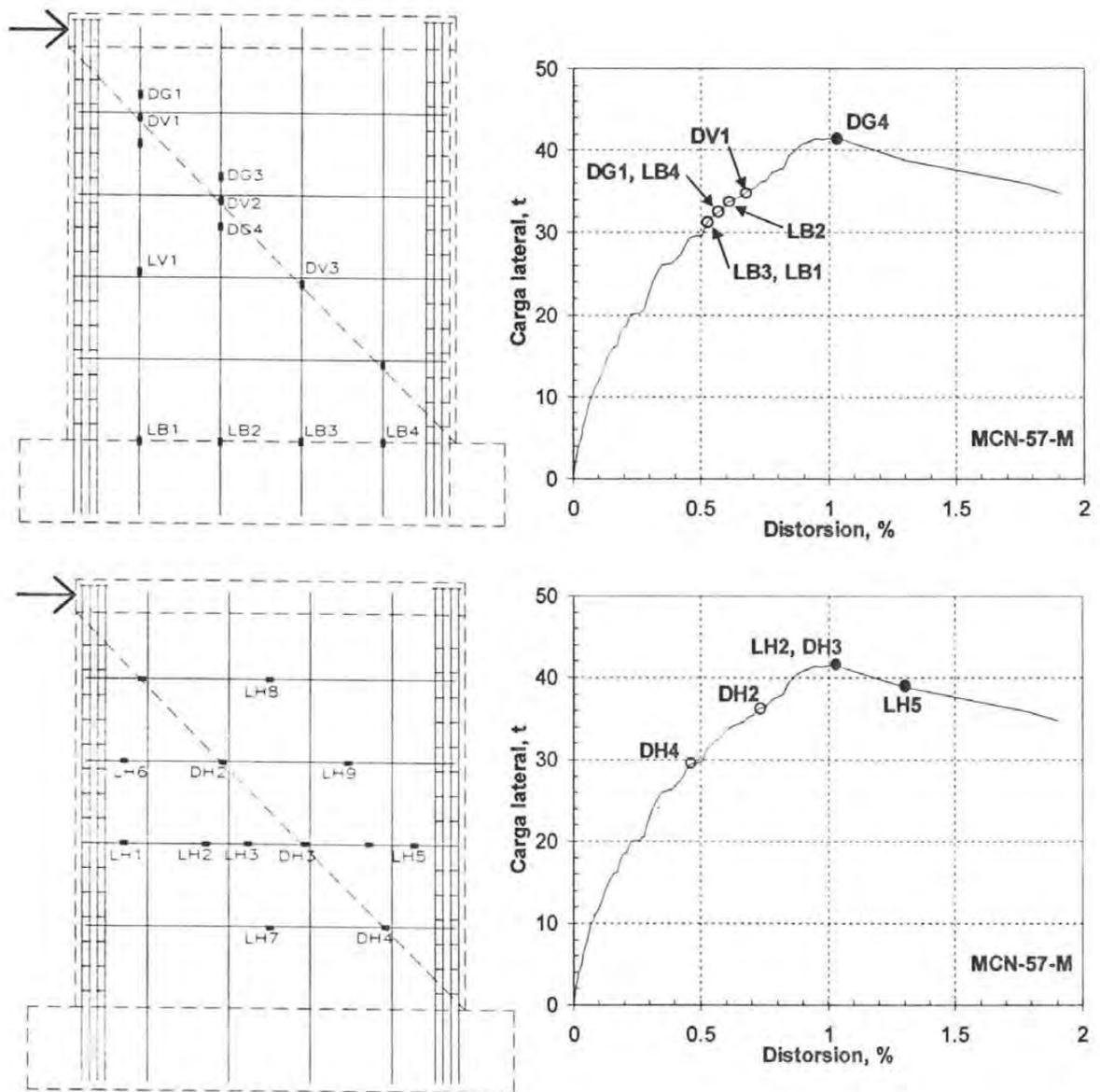


Figura 4.22a – MCN-57-M: secuencia de fluencias. Arriba: secuencia de fluencias en barras verticales; abajo: secuencia de fluencia en barras horizontales

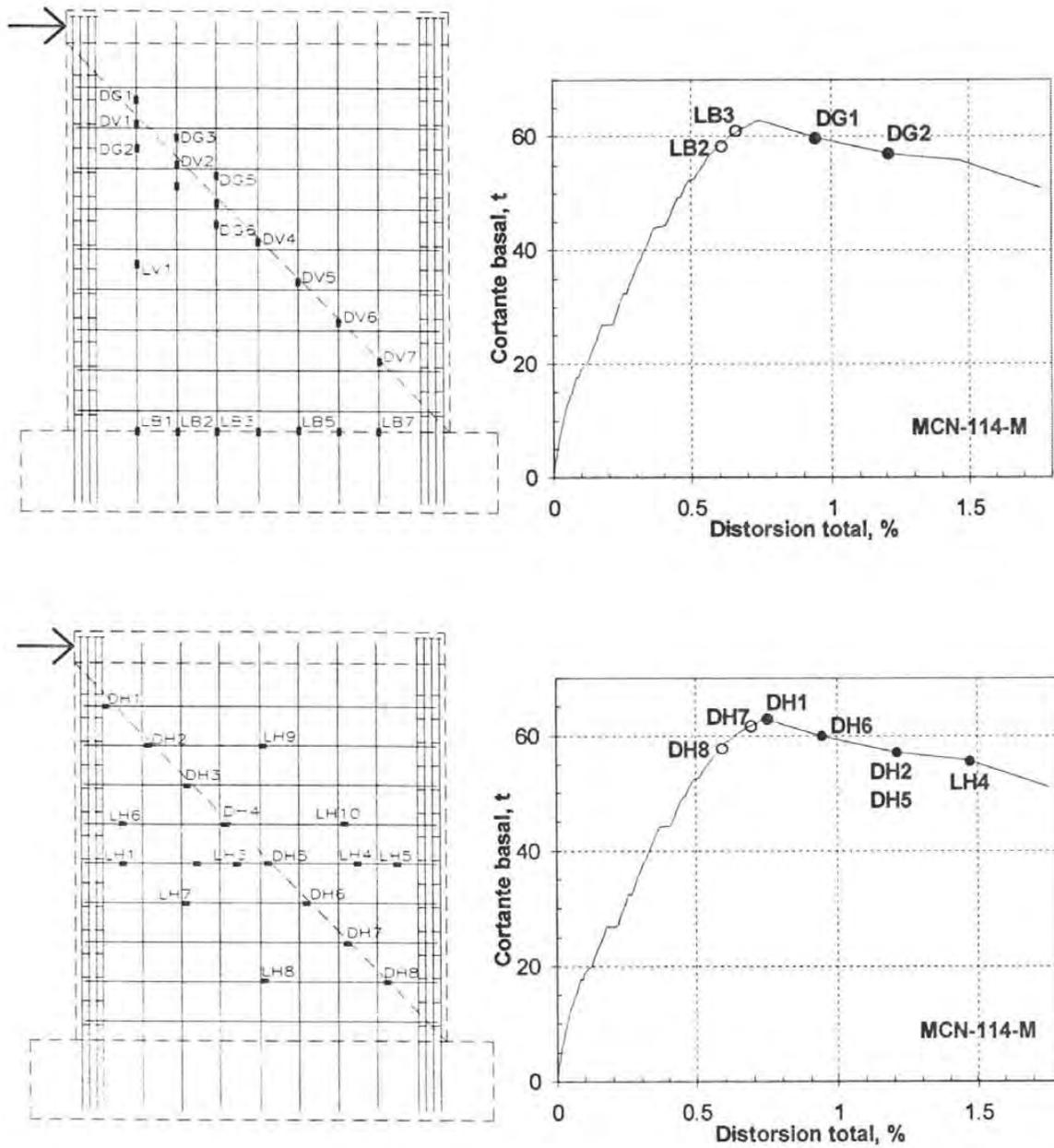


Figura 4.22b – MCN-114-M: secuencia de fluencias. Arriba: secuencia de fluencias de barras verticales; abajo: secuencia de fluencias de barras horizontales

4.4 AGRIETAMIENTOS

Como ya se comentó en el Capítulo 3, los patrones de agrietamiento de los tres muros fueron similares llevando a un mecanismo de falla común. En el transcurso de los ensayos se escogieron algunas grietas cuya anchura fue monitoreada hasta la falla. En las figuras 4.23a, 4.23b y 4.23c se grafica la variación de la anchura de algunas grietas importantes, incluyendo la grieta diagonal principal responsable de la falla de los muros. Para los muros con refuerzo en el alma también se muestra la ubicación de los deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero y la gráfica carga lateral-distorsión junto con la secuencia de fluencias. De esta manera se puede relacionar la fluencia de las barras con su cercanía a las grietas formadas en los muros.

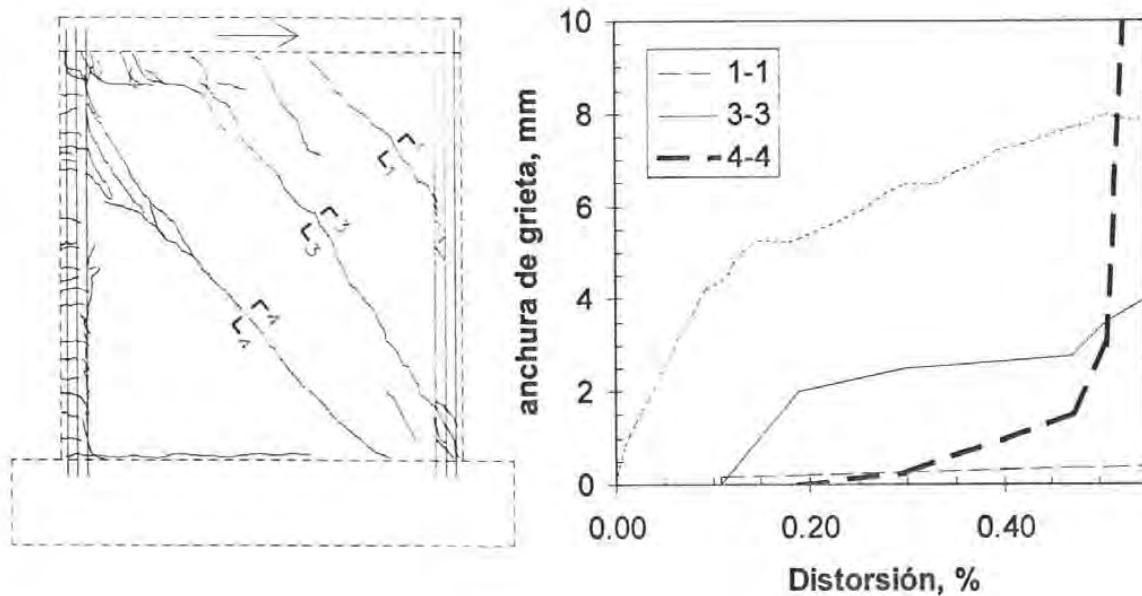


Figura 4.23a – MCN-0-M: anchura de grietas versus distorsión; en línea punteada se muestra como referencia la gráfica carga lateral-distorsión global

Estas gráficas muestran la tendencia típica observada en los muros: la formación de una grieta inclinada que propició la falla, aumentando su anchura rápidamente a partir del momento en que se alcanzó la carga máxima. La grieta diagonal principal que ocasionó la falla del muro siempre empezó en la parte superior de la columna en tensión y se prolonga hasta la cimentación, cerca a la columna en compresión penetrándola ligeramente. También se observa que la anchura de la grieta diagonal principal del muro MCN-114-M es sustancialmente menor que la de los otros dos muros; al parecer, la mayor cuantía de refuerzo en el alma controló la anchura de las grietas de manera más eficiente.

En las figuras 4.23b y 4.23c se observa que la medición de deformaciones de fluencia en los deformímetros eléctricos depende, en gran medida, de su ubicación con respecto a las grietas inclinadas formadas a lo largo del ensaye. Prácticamente todos los deformímetros que registraron fluencias, estuvieron ubicados cerca de alguna grieta inclinada, y la fluencia se inició cuando las grietas tenían, aproximadamente, un milímetro de espesor.

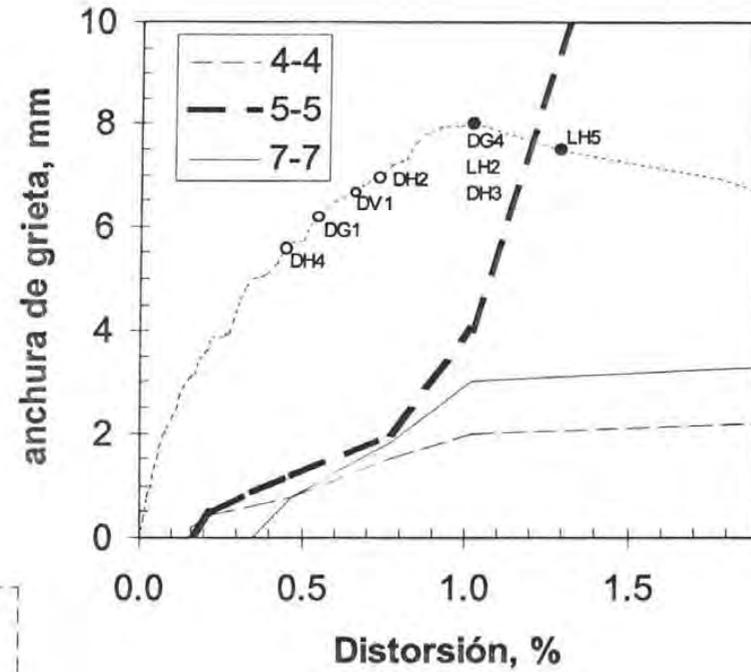
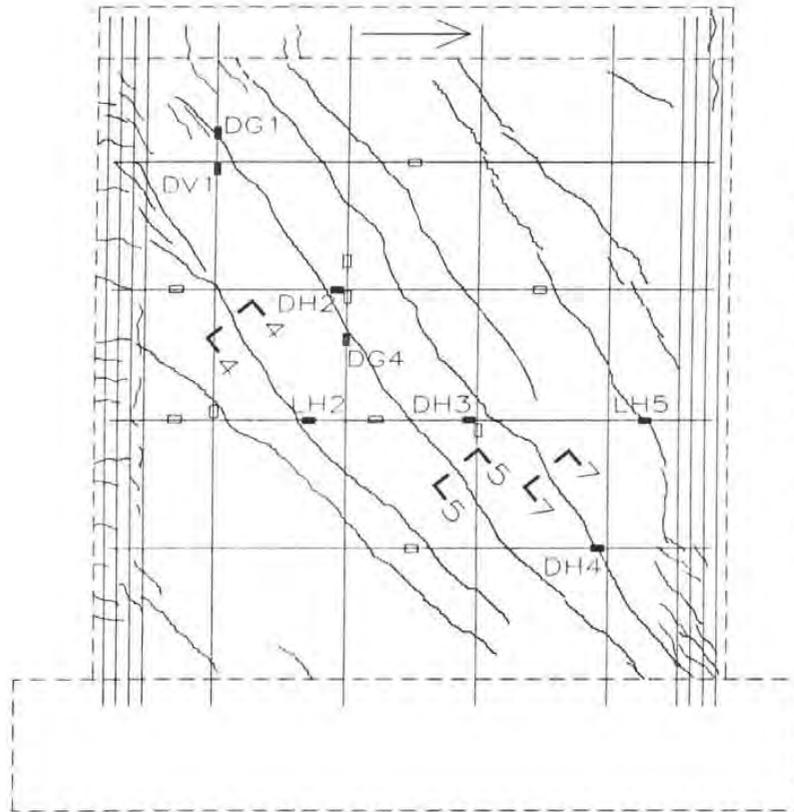


Figura 4.23b – MCN-57-M. Izquierda: agrietamiento final del muro; se muestran los números de las grietas analizadas, se grafica el refuerzo y con rectángulos llenos los deformímetros que lograron fluir, con rectángulos vacíos el resto de instrumentos en el alma. Derecha: curva anchura de grieta versus distorsión global; en línea punteada se muestra como referencia la gráfica carga lateral-distorsión global junto con la secuencia de fluencias

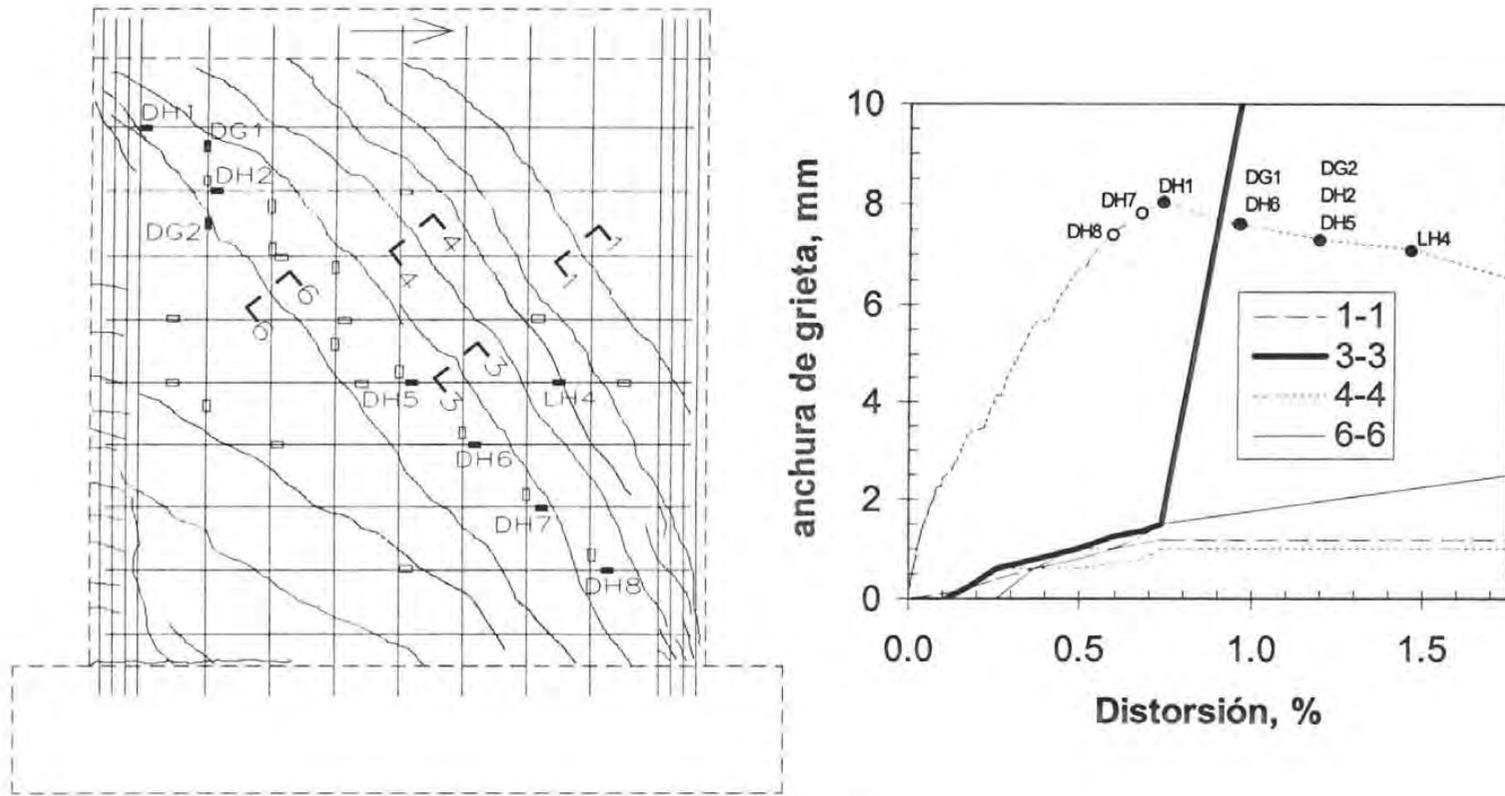


Figura 4.23c – MCN-114-M. Izquierda: agrietamiento final del muro; se muestran los números de las grietas analizadas, se grafica el refuerzo y con rectángulos llenos los deformímetros que lograron fluir, con rectángulos vacíos el resto de instrumentos en el alma. Derecha: curva anchura de grieta versus distorsión global; en línea punteada se muestra como referencia la gráfica carga lateral-distorsión global junto con la secuencia de fluencias

Aún así, no siempre se presentaron fluencias en las zonas de las barras que intersecaron las grietas diagonales principales. Se ha observado la fluencia en zonas alejadas a estas grietas, y además, fluencia tardía, luego de alcanzada la carga máxima, en zonas que sí intersecaron estas grietas.

4.5 RESUMEN

Al comienzo de los ensayos, las deformaciones por flexión fueron las dominantes para ceder importancia rápidamente a las de cortante luego de la formación de los primeros agrietamientos inclinados. La componente de deslizamiento siempre fue inferior a las anteriores, alcanzando valores menores al 15% de la deformación total en el momento de la carga máxima. Se observaron rotaciones debidas a flexión y deformaciones angulares debidas al corte sólo hasta alcanzada la carga máxima; a partir de este punto, las deformaciones dominantes se pueden relacionar a nuevos mecanismos resistentes, como el mostrado en la figura 4.8.

Del análisis de deformímetros eléctricos se obtuvo que los instrumentos que registraron fluencias fueron los ubicados en las cercanías de las grietas inclinadas. Además, la fluencia empezó cuando la anchura de las grietas fue, aproximadamente, 1 mm. No todas las barras horizontales presentaron fluencia, y cuando fue así, en muchos casos fue luego de alcanzada la carga máxima. Las barras verticales que fluyeron fueron pocas y estuvieron ubicadas en el extremo tensionado del muro.

Finalmente, el comportamiento observado en el muro MCN-57-M, con cuantía de refuerzo menor que la mínima recomendada en las Normas, fue muy parecido al del muro MCN-114-M. El tipo de deformación y la magnitud de sus componentes a lo largo del ensaye, así como el tipo de falla presentado, son muy similares en los dos muros con refuerzo en el alma. En el caso de las mediciones de los deformímetros eléctricos, un porcentaje mayor de barras de refuerzo presentó fluencia en el modelo MCN-57-M; sin embargo, no se observó un 100% de efectividad en la fluencia de barras horizontales en el momento de alcanzada la carga máxima.

CAPÍTULO 5

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 ALCANCE

En este capítulo se presenta la discusión de los resultados obtenidos durante los ensayos de los especímenes. Se hace una revisión de la resistencia, rigidez lateral y capacidad de deformación de los tres muros ensayados. Luego se comparan los resultados obtenidos con los ensayos de muros gemelos ensayados cíclicamente, para terminar con un análisis de la factibilidad de disminuir la cuantía de refuerzo mínima dada en los reglamentos.

5.2 RESISTENCIA

En general, en los tres ensayos se pueden reconocer los siguientes eventos: inicio del agrietamiento inclinado, formación de la primera grieta diagonal principal (carga de agrietamiento diagonal), inicio de la fluencia de las barras de refuerzo del alma, carga máxima, carga última. En la figura 5.1 se presentan las curvas esfuerzo cortante-distorsión global de los tres muros y se indican los puntos en las curvas correspondientes a los eventos mencionados; la carga máxima y la carga última son, respectivamente, el pico y el punto final de la curva. El esfuerzo cortante ha sido normalizado con respecto de la raíz cuadrada de f'_c .

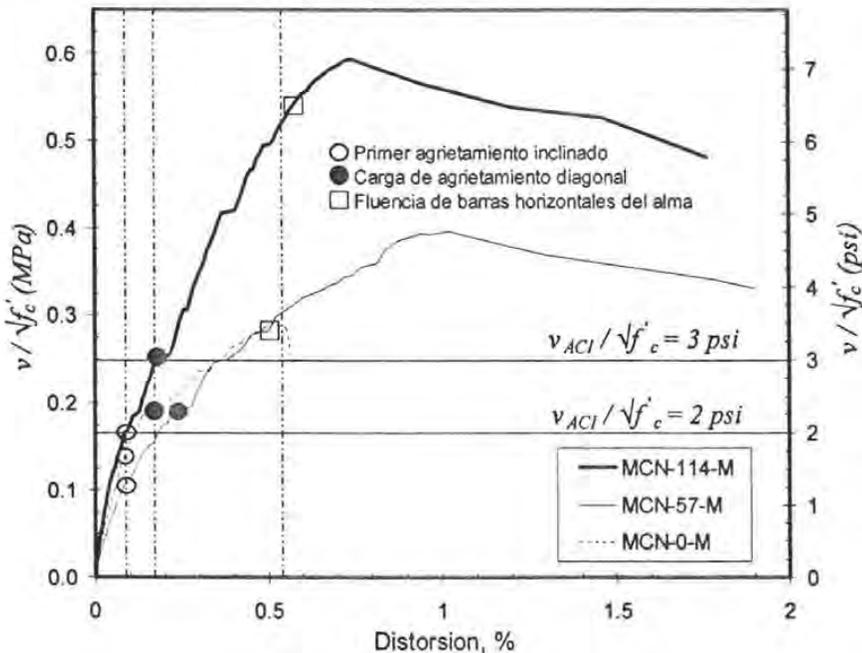


Figura 5.1 – Curvas esfuerzo cortante-distorsión global para los tres muros ensayados; se indican los puntos correspondientes al primer agrietamiento inclinado, carga de agrietamiento y al inicio de la fluencia

En la figura 5.1 se observa que el primer agrietamiento inclinado ocurrió a la misma distorsión para los tres muros ($R \approx 0.085\%$), y la carga de agrietamiento diagonal se presentó a la misma distorsión para los muros MCN-0-M y MCN-114-M ($R \approx 0.17\%$). Como ya se comentó anteriormente, el muro MCN-57-M presentó agrietamientos importantes por contracción de fraguado antes del ensaye; bajo esta consideración, podemos sugerir que la carga de agrietamiento diagonal se podría dar para el mismo nivel de distorsión en los tres muros, si es que las contracciones de fraguado en el muro MCN-57-M no hubieran sido tan drásticas. También se observa que las expresiones para el cálculo de la contribución del concreto según el capítulo 21 del código ACI, dan valores cercanos a las resistencias de agrietamiento diagonal de los muros ensayados.

La fluencia inicial se dio en las barras horizontales inferiores, en su intersección con las grietas diagonales principales. En los dos muros con acero de refuerzo en el alma, la distorsión correspondiente a este punto, aproximadamente coincidió con la distorsión correspondiente a la resistencia del muro MCN-0-M (sin refuerzo en el alma). En las figuras 4.23b y 4.23c se observa que la fluencia en los puntos indicados empieza cuando la anchura de la grieta es mayor que 1 mm. En la gráfica 4.23a, correspondiente al muro MCN-0-M, la anchura de la grieta diagonal principal que generó la falla es de 1 mm, justo antes de alcanzar la carga máxima. Entonces, en los muros ensayados con acero de refuerzo en el alma, la fluencia del refuerzo horizontal no empezó al alcanzar la carga de agrietamiento diagonal, sino cuando los mecanismos de transferencia de fuerza cortante del concreto se agotaron (ver sección 1.3.1). Debido al ensanchamiento de la grieta diagonal principal se generó un plano de falla donde los mecanismos de trabazón del agregado y/o fricción en la grieta ya no fueron confiables. En el caso de vigas de concreto sin reforzar, Fenwick y Paulay (1968) dan un límite de anchura de grieta de 1 mm a partir del cual el mecanismo de trabazón del agregado deja de funcionar.

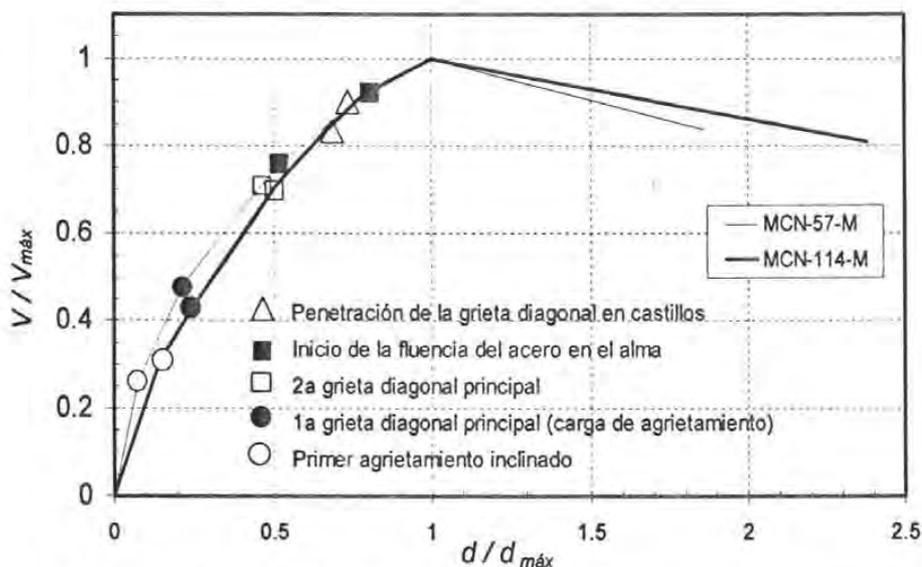


Figura 5.2 – Curvas carga lateral-distorsión, normalizadas con respecto a los valores máximos de los muros con acero de refuerzo en el alma; se indican los puntos correspondientes al primer agrietamiento inclinado, primera y segunda grieta diagonal principal, el inicio de la fluencia y la penetración de una grieta diagonal principal en las columnas

En la figura 5.2 se observa la uniformidad en el desempeño de los muros con refuerzo en el alma hasta antes de que empiece la fluencia. Luego de la fluencia de las barras del alma, el muro MCN-57-M se pudo deformar 100% más hasta alcanzar la carga máxima, y la resistencia aumentó casi 50%. A pesar de estar más reforzado, esto no se observó en el muro MCN-114-M. En este caso el refuerzo en el alma parece haber controlado la abertura de las grietas con mayor eficiencia a lo largo del ensaye, permitiendo que los mecanismos resistentes debidos al concreto pudieran seguir funcionando. En el momento de la fluencia de las barras del alma, el mecanismo de falla ya estaba bien desarrollado no importando la mayor cuantía de refuerzo. Sin embargo, luego de este punto, el muro con más refuerzo en el alma presentó mayor capacidad de deformación con respecto a la carga máxima. Un mejor indicador del acercamiento a la carga máxima fue la penetración de las grietas inclinadas en las columnas. A partir de este momento el mecanismo de falla estaba totalmente formado y no importó que el muro MCN-114-M tuviera el doble de acero de refuerzo en el alma que el muro MCN-57-M.

Es interesante mencionar que el aumento de resistencia entre el muro MCN-0-M y el muro MCN-57-M fue de 35%, mientras que el correspondiente al primero y al muro MCN-114-M no fue, como se esperaría al haber "duplicado" la contribución del acero de refuerzo en el alma, de 70%, sino que superó el 100%. De esta manera, el aumento de resistencia debido a la colocación de una cuantía de refuerzo de 0.0028 en lugar de una de 0.0014 no fue igual al doble, sino mayor. Esto es imposible de explicar para los muros ensayados, si nos basamos en las expresiones típicas de los reglamentos (contribución del concreto dependiente de la raíz cuadrada de f'_c , y del acero con la analogía de la armadura), inclusive si consideramos que el total de las varillas de refuerzo horizontal fluyeron (en el Capítulo 4 se ha demostrado que esto no fue así). Esto sólo se puede explicar si se acepta que la contribución del concreto se volvió más importante a medida que aumentó la cuantía de refuerzo en el alma. En la sección 5.2.2 se evalúa la contribución del acero de refuerzo a la resistencia al corte de los muros ensayados, con base en los resultados experimentales.

5.2.1 Predicción de la resistencia

En la sección 1.6 se describió la base de datos de muros de concreto recopilada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Del análisis de esta base de datos se pudo concluir que: *a)* las resistencias al corte aumentan al disminuir la relación de aspecto; sin embargo, la mayoría de reglamentos presenta variabilidad apreciable para muros de estas características; *b)* la resistencia al corte aumenta al aumentar la cuantía de refuerzo horizontal; sin embargo, el código ACI y el reglamento del Distrito Federal RDF subestiman la resistencia de muros con bajas cuantías de refuerzo horizontal y sobreestiman la resistencia de muros con altas cuantías de refuerzo horizontal; y *c)* no se observa una tendencia importante entre la resistencia y la cuantía de refuerzo vertical.

En lo que sigue se comparan las resistencias obtenidas en los ensayos con las calculadas usando las diversas expresiones explicadas en el Capítulo 1. Como referencia, se colocan nuevamente todos los puntos de la base de datos ya estudiados, aunque la discusión se basa principalmente en los ensayos realizados para el presente trabajo de tesis. En la figura 5.3 se muestra la relación entre la resistencia al corte de los muros de la base de datos y el producto $\rho_h f_{yh}$; los cuadrados negros son los tres muros ensayados para este trabajo de tesis. Se observa que la conclusión *b)* del párrafo anterior se cumple.

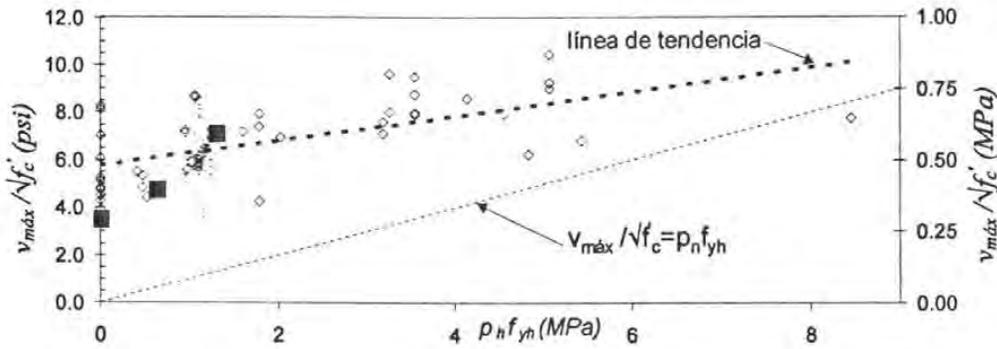


Figura 5.3 - Dependencia de la resistencia al corte con respecto al producto $\rho_h f_{yh}$; los cuadrados oscuros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M

En la figura 5.4 se muestra el cociente entre la fuerza cortante teórica máxima y aquella obtenida experimentalmente versus el producto $\rho_h f_{yh}$; los esfuerzos cortantes teóricos se obtuvieron utilizando las expresiones del ACI (Capítulos 11 y 21), el RDF y el Eurocode 2. Se observa que la predicción de las resistencias es bastante buena en el caso de los reglamentos para carga sísmica (Capítulo 21 del ACI y reglamento RDF), siendo ligeramente más conservadora la expresión del Capítulo 11 del código ACI. El Eurocode EC2 subestima demasiado las resistencias reales. Se debe recordar que los muros correspondientes al presente estudio se ensayaron de manera monótona por lo que es más conveniente comparar sus resistencias con los reglamentos para diseño general, como el EC2 y el Capítulo 11 del código ACI, no obstante, en el caso del ACI, no existe gran diferencia entre la aplicación de uno y otro método.

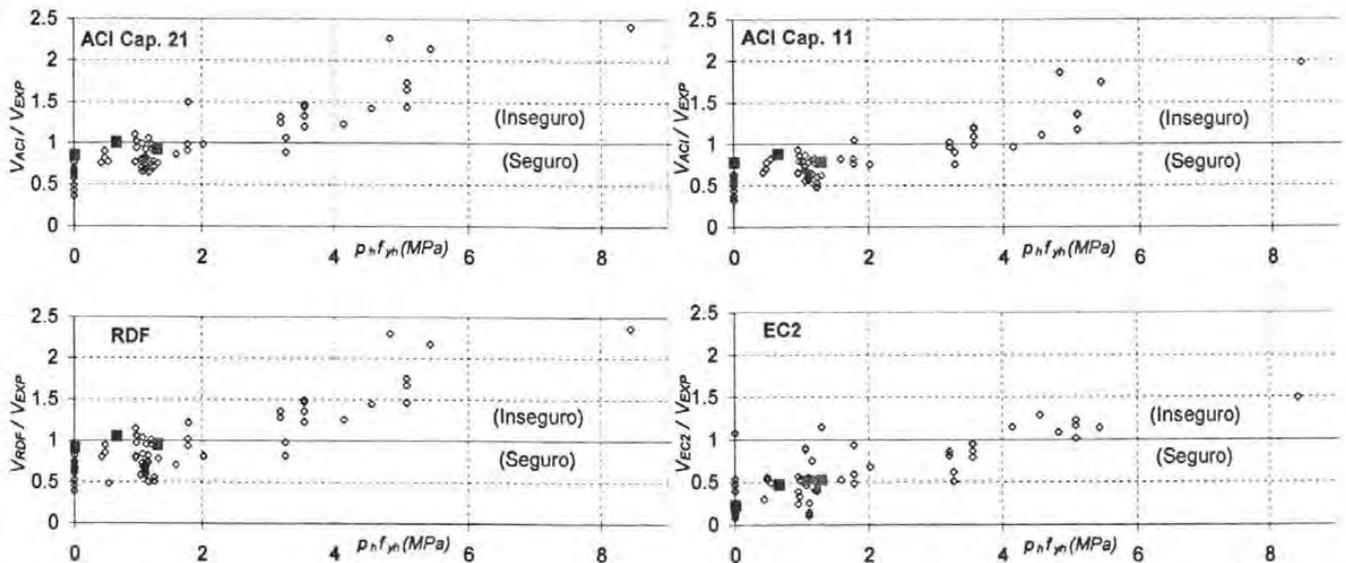


Figura 5.4 - Cociente entre la fuerza cortante teórica y la experimental versus el producto $\rho_h f_{yh}$ para el código ACI (Capítulos 21 y 11), el reglamento RDF y el Eurocode EC2, los cuadrados negros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M

En la figura 5.5 se han graficado las mismas variables para el modelo de Hernández, Wood, Leiva y Sánchez. Todos los modelos tienen la misma tendencia de sobreestimar la resistencia cuando el refuerzo horizontal es bajo. El modelo que predice con más eficacia los resultados experimentales es el de Sánchez. Se debe tomar en cuenta que los ensayos se realizaron monótonamente, por lo que aún en el caso del modelo de Sánchez, los valores podrían estar del lado de la inseguridad, si se comparan sus resultados con ensayos cíclicos de los mismos muros.

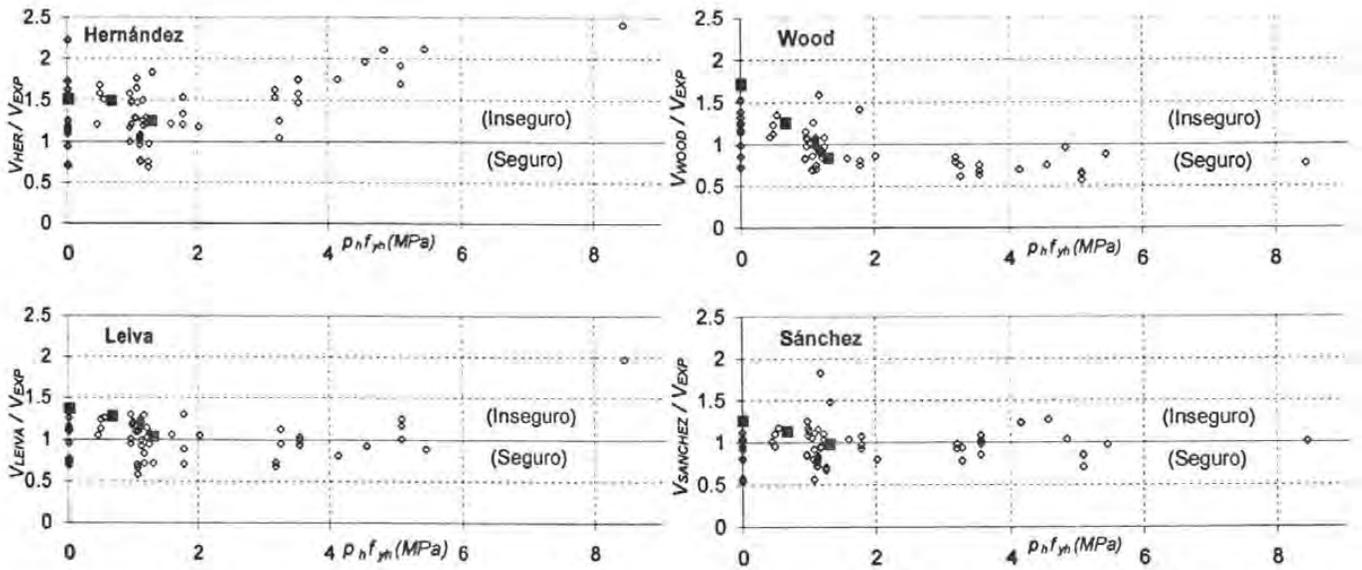


Figura 5.5 – Cociente entre la fuerza cortante teórica y la experimental versus el producto $\rho_h f_{yh}$, para el modelo de Hernández, Wood, Leiva y de Sánchez; los cuadrados negros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M

Se concluye que el ACI y el RDF predicen de manera adecuada las resistencias de los muros ensayados. Además, es más conveniente comparar los valores de resistencias con expresiones para diseño general, como las dadas en el Capítulo 11 del ACI. De la figura 5.4 se observa que los valores predichos son bastante adecuados para el caso de este reglamento.

5.2.2 Contribución del acero de refuerzo en el alma

En lo que sigue se trata de evaluar la contribución del acero de refuerzo a la carga máxima con base en las mediciones realizadas con los deformímetros eléctricos, y considerando la analogía de la armadura. En la figura 5.3 se ha trazado la línea $v_{m\acute{a}x}/\sqrt{f'_c} = \rho_h f_{yh}$ y la línea del ajuste realizado con una regresión lineal. Se observa que a medida que aumenta el producto $\rho_h f_{yh}$, se tiende a sobreestimar la contribución del acero de refuerzo por medio de la analogía de la armadura¹. Wood (1989) obtuvo una relación similar para distintos resultados experimentales y concluyó que para

¹ Para los muros ensayados en este trabajo de tesis, esto no se observa tan claramente.

muros con cuantías de refuerzo mayores a 1.5 veces la mínima, la analogía de la armadura, con ángulo de inclinación de los puntales de 45° , sobreestima la contribución del acero de refuerzo.

La predicción de la resistencia al corte según los códigos ACI y RDF, se basa en una contribución del concreto, dependiente de la raíz cuadrada de f'_c , y una contribución del acero, considerando la fluencia del total de las barras de refuerzo horizontal en el alma. Algunas de las referencias ya citadas² consideran que para muros robustos también se debe tomar en cuenta la contribución del acero vertical en la resistencia y/o que la contribución del acero horizontal no es 100% efectiva.

Para hallar experimentalmente la contribución del acero de refuerzo vertical y horizontal en los especímenes, se midió la deformación unitaria medida en los deformímetros cercanos a las grietas diagonales principales. Con la ayuda de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo se obtuvieron los esfuerzos correspondientes. Promediando los esfuerzos de cada barra, se obtuvo la fracción del esfuerzo de fluencia que colaboró en la resistencia al corte. Por simplicidad, la curva esfuerzo-deformación de las barras de refuerzo se supuso elasto-plástica. El esfuerzo de fluencia se obtuvo promediando los valores hallados en las pruebas realizadas en la máquina universal, de especímenes de barras de la misma colada que el acero utilizado en la malla de refuerzo de los muros. El valor promedio fue $f_y=457.8$ MPa ($4,667$ kg/cm²). Debido a que la medición del módulo de elasticidad del acero, E_s , es muy sensible a cambios de temperatura y humedad relativa, se utilizó el valor teórico $E_s = 206,010$ MPa (2.1×10^6 kg/cm²). A estos valores les corresponde una deformación de fluencia $\epsilon_y=0.0022$. En la figura 5.6 se muestra la curva esfuerzo-deformación de una de las probetas de acero ensayadas y la curva esfuerzo-deformación promedio utilizada en este ejercicio.

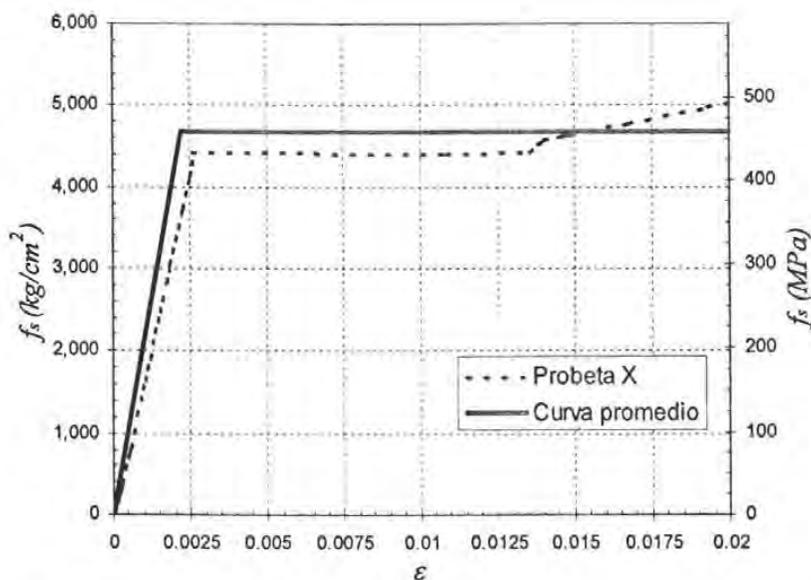


Figura 5.6 – Curvas esfuerzo-deformación; en línea punteada: espécimen ensayado en máquina universal; en línea llena: curva elasto-plástica usada en el análisis de deformímetros

² Sánchez (2003), Eurocode N°2 (1989), Eurocode N°8 (1988), Leiva y otros (2001)

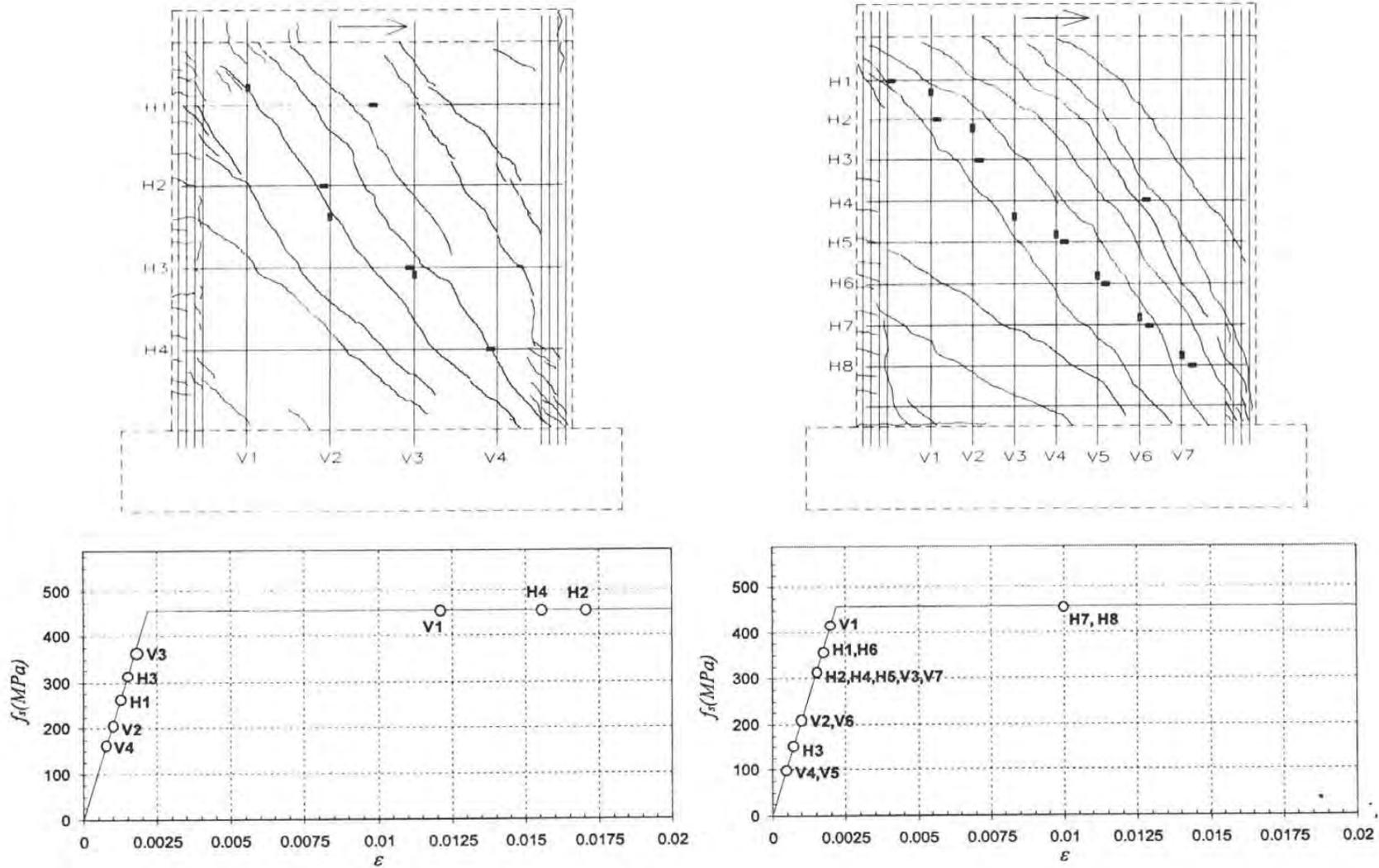


Figura 5.7 – Ubicación y estado de deformación de los instrumentos (rectángulos llenos) utilizados en el cálculo de la contribución del acero de refuerzo; izquierda: muro MCN-57-M; derecha: muro MCN-114-M

En la figura 5.7 se muestra la ubicación de los deformímetros que se utilizaron para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo; las barras del alma han sido numeradas y con un rectángulo lleno se muestra la ubicación del deformímetro utilizado. También se muestra la curva esfuerzo-deformación elasto-plástica promedio, donde se puede observar en qué estado de deformación se encontraban las barras de refuerzo en el momento de la carga máxima. Se debe tomar en cuenta que una barra de refuerzo puede tener diferentes deformaciones en su longitud, coincidiendo las mayores deformaciones con las grietas diagonales principales. Sin embargo, también se ha observado la fluencia en zonas alejadas de las grietas inclinadas, y fluencia tardía, luego de alcanzada la carga máxima, en zonas que intersecan grietas diagonales principales.

Del párrafo anterior se deduce que no siempre se debe esperar fluencia en las zonas que intersecan a una grieta diagonal principal. No obstante en algunos casos, los instrumentos estuvieron muy alejados de las grietas diagonales principales (como en la barra H5 de la figura 5.7), de la discusión anterior se puede concluir que aún así los resultados son indicativos³.

Una vez obtenido el esfuerzo promedio del refuerzo horizontal y vertical de los muros se utilizó la expresión dada en el Eurocode para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo, v_{s1} , en muros con relación de cortante menor que 1.30 (ver sección 1.4.3). A la ec. 1.14 se le aumentaron los factores F_H y F_V , que representan el porcentaje de participación de las barras de refuerzo horizontal y vertical. Por ejemplo, F_H es el cociente entre el esfuerzo promedio en las barras de refuerzo horizontal, hallado con las deformaciones medidas en las barras de refuerzo, y el esfuerzo de fluencia promedio hallado con ensayos de probetas ($f_y=457.8$ MPa).

$$v_{s1} = \rho_h f_y \left(\frac{M}{VL} - 0.3 \right) F_H + \rho_v f_y \left(1.3 - \frac{M}{VL} \right) F_V \quad (\text{Ec. 5.1})$$

El mismo ejercicio se realizó considerando solamente la contribución del acero de refuerzo horizontal, v_{s2} , utilizando la analogía de la armadura, mediante la ec.5.2. En esta expresión, el factor F_H es el mismo que el de la ec. 5.1.

$$v_{s2} = \rho_h f_y F_H \quad (\text{Ec. 5.2})$$

En la tabla 5.1 se muestran los valores de la contribución del acero de refuerzo utilizando las ecs. 5.1 y 5.2, donde los factores F_H y F_V se hallaron con las deformaciones reales en las barras de refuerzo de los muros ensayados. Con fines comparativos se presentan los resultados teóricos de la contribución del acero de refuerzo, v_{s3} , con base en la analogía de la armadura con ángulo de inclinación de los puntales de 45° (ec. 5.3).

$$v_{s3} = \rho_h f_y \quad (\text{Ec. 5.3})$$

³ En el caso de la barra V4 del muro MCN-57-M, donde no existió instrumento de medición, se trabajó con la mitad de la deformación de la barra V3.

Tabla 5.1 – Resultados de la contribución del acero de refuerzo a la resistencia al corte utilizando la información medida con los deformímetros eléctricos

MURO	F_H (%)	F_V (%)	Ec. 5.1				Ec. 5.2		Ec. 5.3	
			v_{sh} (Mpa)	v_{sv} (Mpa)	v_{s1} (Mpa)	v_{s1}/v_{tot} (%)	v_{s2} (Mpa)	v_{s2}/v_{tot} (%)	v_{s3} (Mpa)	v_{s3}/v_{tot} (%)
MCN-57-M	81%	66%	0.37	0.13	0.50	29%	0.53	31%	0.65	38%
MCN-114-M	75%	51%	0.69	0.20	0.88	34%	0.98	38%	1.30	51%

En la tabla 5.1 se observa que los valores del factor de efectividad, F_H , son menores al recomendado por Sánchez, que recomienda un valor de $F_H=0.85$ para bajas cuantías de refuerzo horizontal (Leiva recomienda un valor de $F_H=0.7$). Como se esperaba, los factores de efectividad disminuyen a medida que aumenta el acero de refuerzo, tanto horizontal como verticalmente. Sin embargo, no se puede decir mucho más al respecto con tan pocos resultados experimentales. El siguiente ejercicio continua con la discusión sostenida al inicio de esta sección. Si consideramos que la resistencia del muro MCN-0-M es igual a la colaboración del concreto para los muros con malla de refuerzo⁴, la Ec. 5.1 (o 5.2) ajusta bastante bien con los resultados experimentales, para el caso del muro MCN-57-M. Para el muro MCN-114-M, en cambio, se da un buen ajuste al utilizar la ec. 5.3, que considera la fluencia del 100% de las barras de refuerzo horizontales.

Aunque la predicción para el muro MCN-57-M es muy buena utilizando la Ec. 5.1 (o 5.2), no se puede decir lo mismo con respecto al muro MCN-114-M. Esto se puede deber a una subestimación de la participación del concreto. En las figuras 4.23b y 4.23c se observa que las grietas inclinadas en el muro MCN-114-M, incluyendo la grieta diagonal principal, fueron de anchura menor que las del muro MCN-57-M, inclusive en el momento de la carga máxima; es posible que la mayor cuantía de refuerzo en el alma y en las columnas haya restringido la abertura de las grietas, y retrasado la degradación de la resistencia del concreto de manera más eficiente. Así, se sugiere que en el momento de la falla del muro MCN-114-M, la contribución del concreto podría haber sido mayor que la resistencia al corte del muro sin reforzar MCN-0-M. Así, la contribución del concreto a la resistencia máxima debería ser función de la cuantía de refuerzo en el alma, como se recomienda en el método de Sánchez. En este sentido, el hallazgo de Wood (1989) comentado al inicio de la sección, referente a la sobreestimación de la colaboración del acero de refuerzo en la resistencia para muros con cuantías de refuerzo mayores al 50% de la mínima, también podría ser cierto para muros con cuantías de refuerzo menores. Esta afirmación deberá ser aclarada con los siguientes ensayos del proyecto general.

Ya que también es posible que se haya subestimado la colaboración de las barras de refuerzo horizontales con instrumentos entre grietas (ver barras H4, H5 y H6 del muro MCN-114-M en la figura 5.5), en el futuro se recomienda aumentar la cantidad de deformímetros eléctricos en las barras de refuerzo en el alma. De esta manera, se podrá capturar con más detalle el perfil de deformaciones de la barra en toda su longitud, especialmente en las zonas donde se espera la abertura de grietas diagonales. En lo que respecta al acero de refuerzo vertical, su colaboración fue más moderada y sólo se presentaron fluencias, posiblemente por flexión, en las varillas más cercanas a la columna en tensión. En futuras etapas del proyecto general, se recomienda tratar de explicar la colaboración de este refuerzo mediante un modelo de puntales y tensores, posiblemente como el propuesto por Hwang y otros (2001).

⁴ Para poder realizar esta aproximación se ha tomado en cuenta que los mecanismos de falla fueron similares.

5.3 RIGIDEZ

La rigidez de un muro de concreto depende de las propiedades geométricas del elemento así como de las propiedades mecánicas de los materiales que la conforman, en este caso, del concreto y del acero de refuerzo.

La rigidez elástica se calcula mediante la teoría de la elasticidad y supone secciones no agrietadas, situación demasiado ideal considerando el nivel de agrietamiento inicial observado en los ensayos descritos en este trabajo. La ec. 5.4 es la expresión para el cálculo de la rigidez elástica, k_1 , que toma en cuenta las componentes de corte y flexión.

$$k_1 = \frac{1}{\left[\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{AG} \right]} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

También se puede calcular la rigidez inicial de los muros utilizando las expresiones para el cálculo de la carga y distorsión de agrietamiento del método de Sánchez (ver sección 1.5.4). Así, al dividir la ec. 1.32 entre la ec. 1.33, obtenemos la siguiente expresión, que representa la rigidez de la primera rama trilineal del modelo de Sánchez, k_2 :

$$k_2 = \frac{Ec.1.32}{Ec.1.33} = \frac{v_{CR}}{R_{CR}} = \frac{[\alpha_{CR} + (\beta_{CR} - \gamma_{CR}) \rho_h f_y] \sqrt{f'_c}}{\alpha + \beta} \quad (\text{Ec. 5.5})$$

donde los valores de α_{CR} , β_{CR} , γ_{CR} , α , β se obtienen de la figura 1.5. La tabla 5.2 muestra los valores de la rigidez elástica para los tres muros ensayados. Conservadoramente no se consideró la contribución del acero de refuerzo, con mayor módulo de elasticidad que el concreto, en el cálculo de la rigidez elástica, k_1 . También se muestran las rigideces secantes halladas experimentalmente que se obtuvieron de las gráficas carga-distorsión experimental de los muros ensayados. La rigidez secante inicial, $k_{sec\ ini}$, corresponde a la pendiente de la línea que une el origen de coordenadas con el primer punto capturado durante los ensayos. Así, debido a que esta rigidez secante contiene poca pérdida de rigidez inicial, se espera que se acerque a la rigidez elástica hallada con la ec. 5.4. Finalmente, la rigidez secante en el punto de agrietamiento diagonal se compara con la rigidez hallada mediante la ec. 5.5 (método de Sánchez) que trata de representar las pérdidas de rigidez debidas a los agrietamientos iniciales.

Tabla 5.2 – Comparación entre rigideces teóricas y experimentales (secantes)

	h (cm)	A (cm ²)	I (m ⁴)	E* (kg/cm ²)	G (kg/cm ²)	k ₁ (t/cm)	k ₂ (t/cm)	ksec ini (t/cm)	ksec agr (t/cm)
MCN-0-M	242.0	2,388	27.1	143,417	59,757	589.6	63.1	155.6	55.5
MCN-57-M	242.1	2,393	27.3	143,417	59,757	590.6	50.5	200.0	37.1
MCN-114-M	242.0	2,393	27.3	143,417	59,757	590.8	50.9	235.7	62.4

* Modulo secante del concreto calculado con ensayos de probetas en máquina universal (ver Apéndice A).

En la tabla 5.2 se observa que la rigidez elástica, k_f , da valores demasiado altos y poco conservadores, quizá porque no considera los agrietamientos por contracción de fraguado anteriores a los ensayos. Sin embargo, ya que la diferencia entre las rigideces medida y calculada es bastante elevada, se considera que más bien la pérdida de rigidez inicial debida a la contracción de fraguado fue importante. Sobre este respecto, en el capítulo 2 se comentó que los muros fueron curados con regadera durante siete días, según la práctica de construcción de viviendas de concreto en México. Observando los resultados mostrados en la tabla 5.2, se puede recomendar que un curado más eficiente, pero más costoso, podría dar beneficios a largo plazo en lo que respecta a la rigidez sísmica inicial de estas viviendas.

Por otro lado, el método de Sánchez predijo de manera adecuada los valores experimentales correspondientes a la rigidez secante correspondiente al agrietamiento diagonal hallada experimentalmente. Se debe recordar que, aunque las expresiones desarrolladas por Sánchez correlacionan el punto de agrietamiento diagonal con variables importantes, como la relación de cortante y las cuantías de refuerzo horizontal y vertical, su naturaleza es altamente empírica; estas expresiones fueron calibradas con la base de datos de muros de concreto armado descrita en la sección 1.6.

En la figura 5.1 se observa que las rigideces de los muros MCN-0-M y MCN-114-M son muy parecidas hasta que se alcanza la carga de agrietamiento diagonal. No así la rigidez del muro MCN-57-M, que es menor a las de los otros dos muros. Esto se puede explicar si consideramos que el muro MCN-57-M presentó mayores agrietamientos por contracción de fraguado antes de su ensayo.

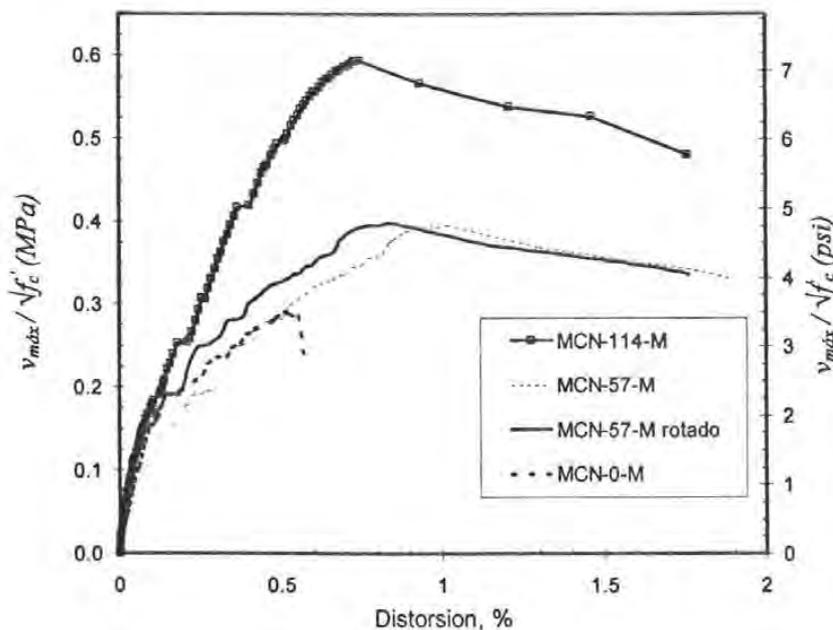


Figura 5.8 – Curvas esfuerzo cortante-distorsión para los tres muros ensayados; se muestra la curva rotada del muro MCN-57-M

El siguiente ejercicio se basa en la posibilidad de que el alto nivel de agrietamiento antes del ensaye del muro MCN-57-M haya influido en la pérdida notable de rigidez inicial de este muro durante su ensaye. De esta manera, se ha supuesto que la pérdida de rigidez inicial debido al agrietamiento existente en el muro, influye en la rigidez total, pero no influye en las posteriores pérdidas de rigidez. El concepto anterior es válido si suponemos que la pérdida de rigidez inicial depende únicamente del agrietamiento en el concreto, ya que una vez reacomodados los bloques de muro entre grietas se puede suponer que se ha alcanzado otra rigidez inicial, la cual disminuirá debido a futuras grietas. Este concepto se observa con más claridad en la figura 5.8, en que la curva carga lateral-distorsión global del muro MCN-57-M se ha “rotado” con respecto al punto donde se presentó la pérdida de rigidez inicial, a una distorsión de 0.02%. El ángulo de giro fue antihorario e igual a la diferencia entre el ángulo formado por las rigideces secantes antes y después de esta pérdida. Se debe aclarar que este ejercicio es puramente indicativo y no trata de representar la curva carga-distorsión real del muro MCN-57-M.

En la figura 5.8 se observa que los tres muros (MCN-0-M, MCN-114-M y MCN-57-M-rotado) tienen aproximadamente la misma rigidez inicial hasta el momento en que se alcanza la carga de agrietamiento⁵. A partir de este punto la disminución de rigideces es inversamente proporcional a la cuantía de refuerzo en los muros; el muro MCN-114-M no presenta una pérdida de rigidez apreciable, mientras que el muro MCN-0-M presenta la mayor pérdida de rigidez. Se concluye así que el acero de refuerzo en el alma colaboró activamente en el control del agrietamiento antes de alcanzada la carga máxima, disminuyendo, así, la pérdida de rigidez. El mismo fenómeno se puede observar en la figura 5.9, donde se grafica la rigidez secante versus el desplazamiento global, ambos normalizados con respecto a los valores correspondientes al momento en que se presentó la carga de agrietamiento diagonal del muro MCN-0-M. La rigidez secante se calculó como la pendiente de la recta que une cualquier punto de las curvas carga-desplazamiento con el origen de coordenadas.

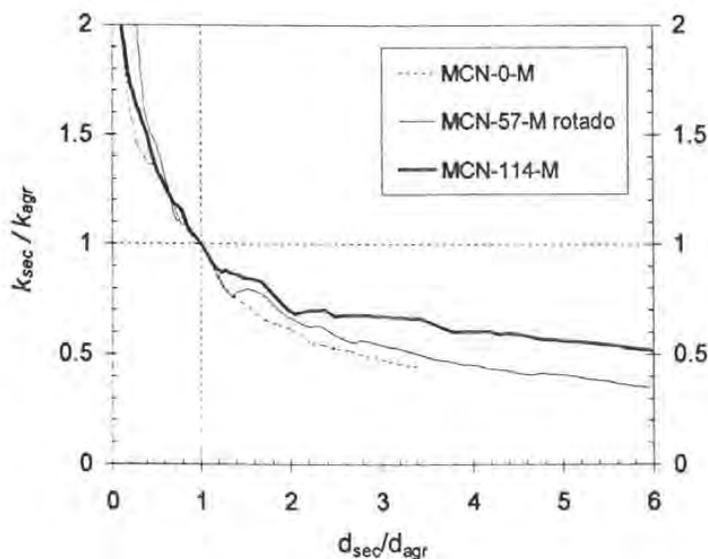


Figura 5.9 – Curvas normalizadas rigidez secante-desplazamiento horizontal global

⁵ Como nota complementaria a la sección 5.2 RESISTENCIA, en la figura 5.8 se observa que las distorsiones correspondientes a la carga lateral máxima de los muros MCN-114-M y MCN-57-M-rotado son similares.

Las conclusiones derivadas de comparar las rigideces de los muros ensayados deberán ser reforzadas con los siguientes ensayos del proyecto general, en los que se deberá cuidar con mayor detalle las contracciones previas al ensayo de los muros.

5.4 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

En general, los dos muros con acero de refuerzo en el alma presentaron una buena capacidad de deformación luego de alcanzada la carga máxima, con un descenso suave de la resistencia luego de este punto. El modelo MCN-0-M, sin acero en el alma, falló abruptamente luego de alcanzada la carga máxima. El papel del refuerzo en el alma fue retrasar la falla una vez que el mecanismo relacionado con ésta estuvo completamente formado, es decir, cuando la grieta diagonal principal hubo penetrado completamente en la parte superior de la columna en tensión, generando una traslación horizontal y un giro del triángulo superior del muro (ver figura 4.8).

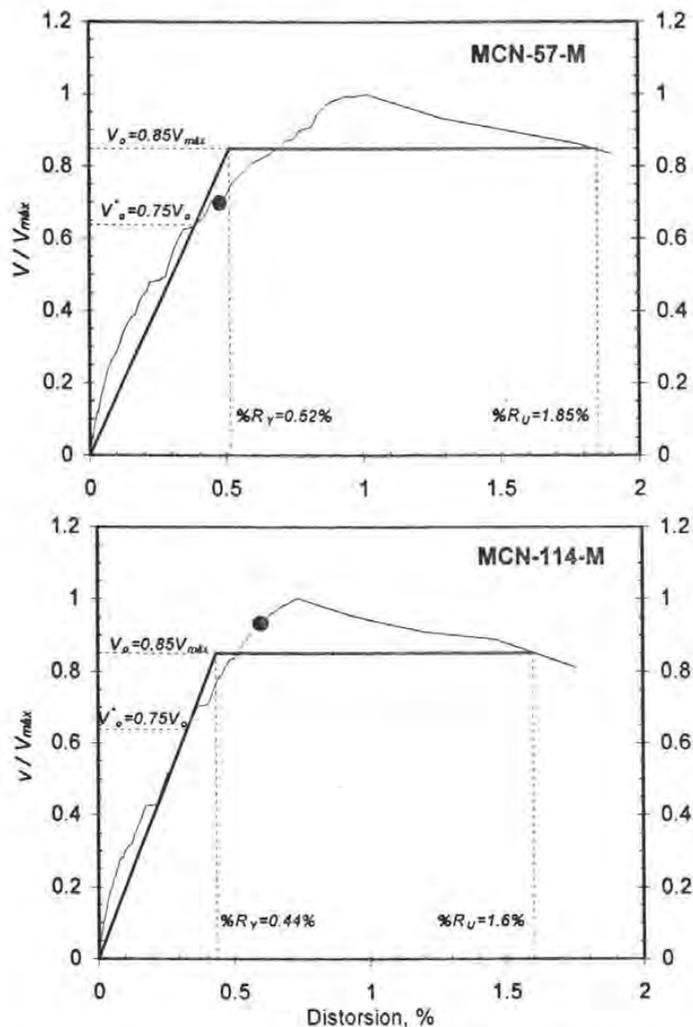


Figura 5.10 – Cálculo de la ductilidad con el criterio de Park; los círculos negros indican el inicio de la fluencia de las barras del alma

Se calculó la ductilidad de los especímenes con refuerzo en el alma utilizando el criterio de Park. Este método se basa en la determinación de una rigidez inicial secante al 75% de la carga máxima ($V_o^* = 0.75V_{máx}$). La carga última se define como la correspondiente a una disminución de 15% en la carga máxima ($V_o = 0.85V_{máx}$). En la figura 5.10 se muestra el cálculo de las ductilidades.

Las ductilidades halladas son, aproximadamente de 3.6 para ambos muros⁶. Sin embargo, se esperan ductilidades menores que este valor para ensayos cíclicos de los mismos especímenes debido, por ejemplo, a pérdida de rigidez al aumentar progresivamente la deformación lateral, o pérdida de resistencia entre ciclos a una misma distorsión (Salonikios, 2000). En la figura 5.10, los círculos negros muestran el punto en el que empezó la fluencia de las barras horizontales del alma en ambos muros. Si consideramos que este es el punto de fluencia global, la ductilidad del muro MCN-57-M es mayor que la del muro MCN-114-M. De este análisis se desprende que la ductilidad no varía apreciablemente al disminuir la cuantía de refuerzo en el alma a valores menores que la cuantía mínima.

5.5 COMPARACIÓN CON ENSAYES CÍCLICOS

En esta sección se comparan los muros con refuerzo en el alma, ensayados de manera monótona (MCN-57-M y MCN-114-M), con los muros gemelos ensayados de manera cíclica (MCN-57-C y MCN-114-C). Estos muros pertenecen a la etapa I-b del proyecto “Comportamiento Sísmico de Viviendas con Muros de Concreto” (Velásquez, 2004). La etapa I-b del proyecto de investigación se compone de ensayos cíclicos ante carga lateral en el plano, de muros cuadrados de concreto armado normal, celular y auto-compactable, con cuantías de refuerzo del 57 y 114% de la cuantía mínima. De esta manera, los muros MCN-57-C y MCN-114-C son muros cuadrados de concreto normal ensayados de manera cíclica y con 57 y 114% de la cuantía mínima de refuerzo en el alma, respectivamente. Estos muros fallaron en cortante por tensión diagonal.

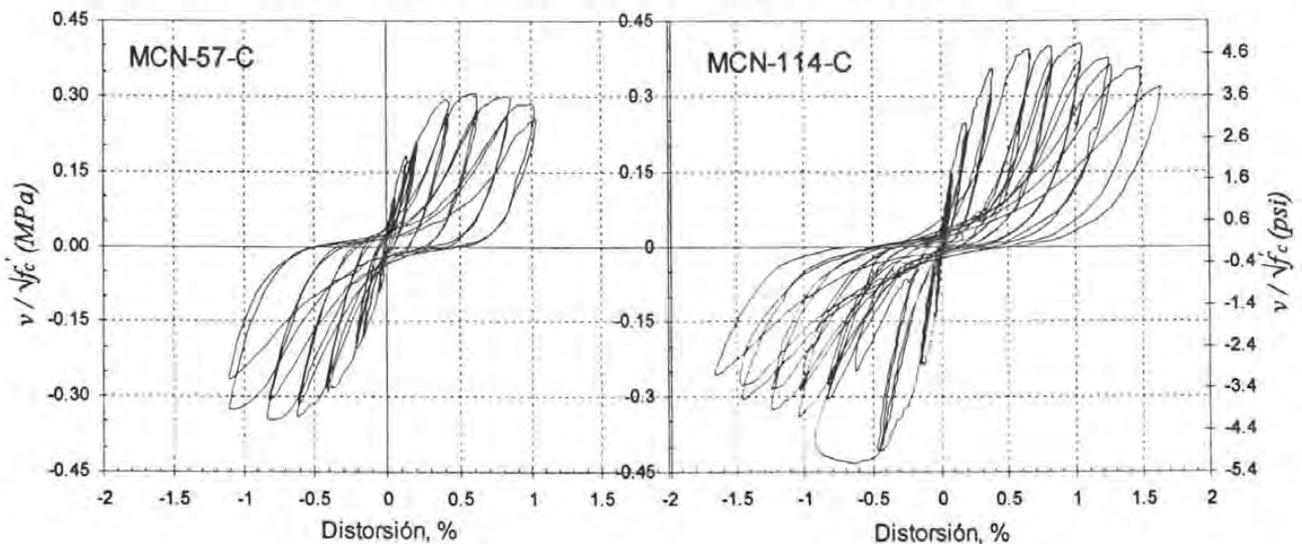


Figura 5.11 – Curvas esfuerzo cortante-distorsión global de los muros MCN-57-C y MCN-114-C; el esfuerzo cortante ha sido normalizado con respecto a la raíz cuadrada de f'_c

⁶ La ductilidad para el muro MCN-57-M rotado es ligeramente mayor.

En la figura 5.11 se muestran las curvas esfuerzo cortante-distorsión global de los muros ensayados cíclicamente. Se debe comentar que el muro MCN-57-C no se llevó hasta la etapa última de carga, ya que iba a ser ensayado posteriormente como muro rehabilitado. En las dos curvas se observa un gran estrechamiento de los ciclos; esto indica que, al igual que para los muros ensayados de manera monótona, las deformaciones por cortante fueron importantes. En ambos casos la pérdida de rigidez hasta alcanzar la carga máxima es baja; luego de alcanzada la carga máxima, se observa una mayor pérdida de rigidez. Los muros muestran buena capacidad de deformación sin pérdida apreciable de resistencia luego de alcanzada la carga máxima, sobre todo el muro MCN-114-M que fue llevado hasta la carga última (80% de la carga máxima). La carga máxima es diferente para cada dirección de carga, variando entre 10 a 15%. En el análisis que sigue se utilizará sólo el resultado correspondiente a los ciclos positivos.

En la figura 5.12 se muestran los ciclos positivos de las curvas histeréticas junto a la curva correspondiente a los ensayos monótonos. La curva monótona del muro MCN-114-M envuelve exteriormente a la curva de su contraparte cíclica; se puede decir lo mismo con respecto a la curva monótona del muro MCN-57-M-rotado y la curva histerética del muro MCN-57-C.

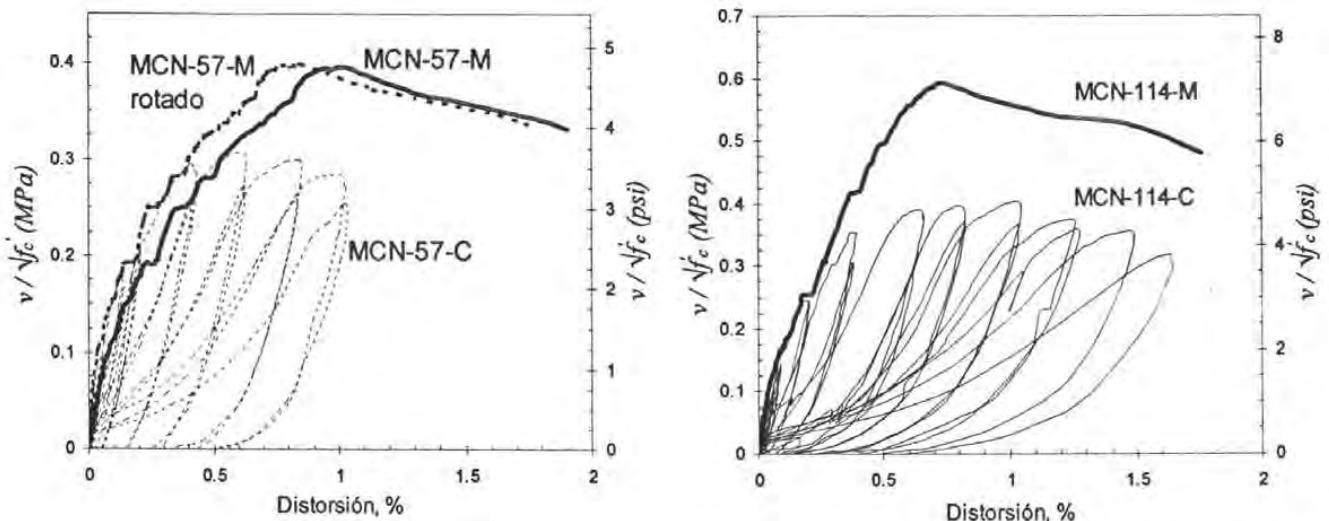


Figura 5.12 – Comparación entre las curvas esfuerzo cortante-distorsión global de los muros ensayados cíclica y monótonamente; el esfuerzo ha sido normalizado con respecto a la raíz cuadrada de f'_c

Existe una gran diferencia en la capacidad resistente de los muros monótonos y cíclicos. La carga máxima monótona es 20 y 30% mayor que la cíclica, para los muros con 57% de la cuantía mínima y el 114%, respectivamente. La rigidez inicial, sin embargo, es muy similar en los casos cíclico y monótono (esto se observa más claramente considerando la curva del muro MCN-57-M-rotado). La rigidez se empieza a degradar levemente poco después de superada la carga de agrietamiento, y apreciablemente luego de alcanzada la carga máxima. En lo que respecta a la capacidad de deformación, los muros ensayados de manera cíclica no parecen tener una ductilidad menor que la de los muros monótonos, considerando el criterio de Park. Notablemente, el muro MCN-114-C presentó la misma deformación última que su contraparte monótona, pudiendo presentar una ductilidad mayor.

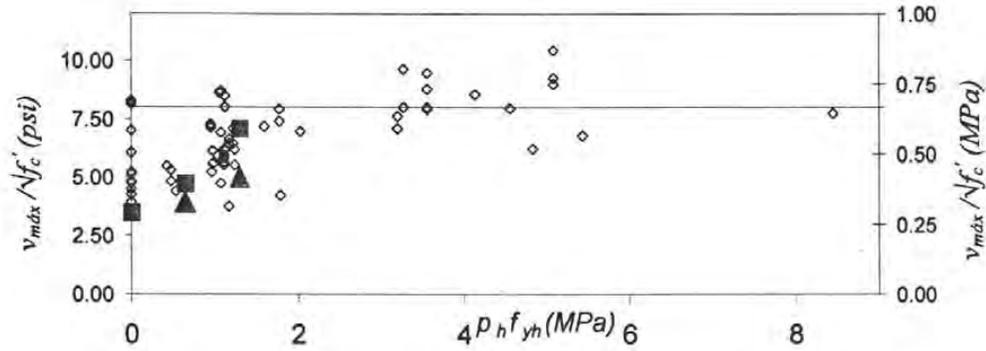


Figura 5.13 - Dependencia de la resistencia al corte con respecto al producto $\rho_h f_{yh}$; los cuadrados negros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M; los triángulos negros los muros MCN-57-C y MCN-114-C

A continuación se comparan los muros ensayados cíclica y monótonamente con los resultados de la base de datos de muros de concreto descrita en el Capítulo 1. En la figura 5.13 se muestra el esfuerzo cortante versus el producto $\rho_h f_{yh}$. Los muros ensayados bajo carga cíclica se representan con triángulos negros, los muros ensayados monótonamente con cuadrados negros, y los demás muros de la base de datos que fallaron por corte con diamantes. Al igual que para los muros ensayados de manera monótona, en los muros ensayados cíclicamente se observa un aumento de la resistencia al corte a medida que aumenta la cuantía de refuerzo horizontal del alma.

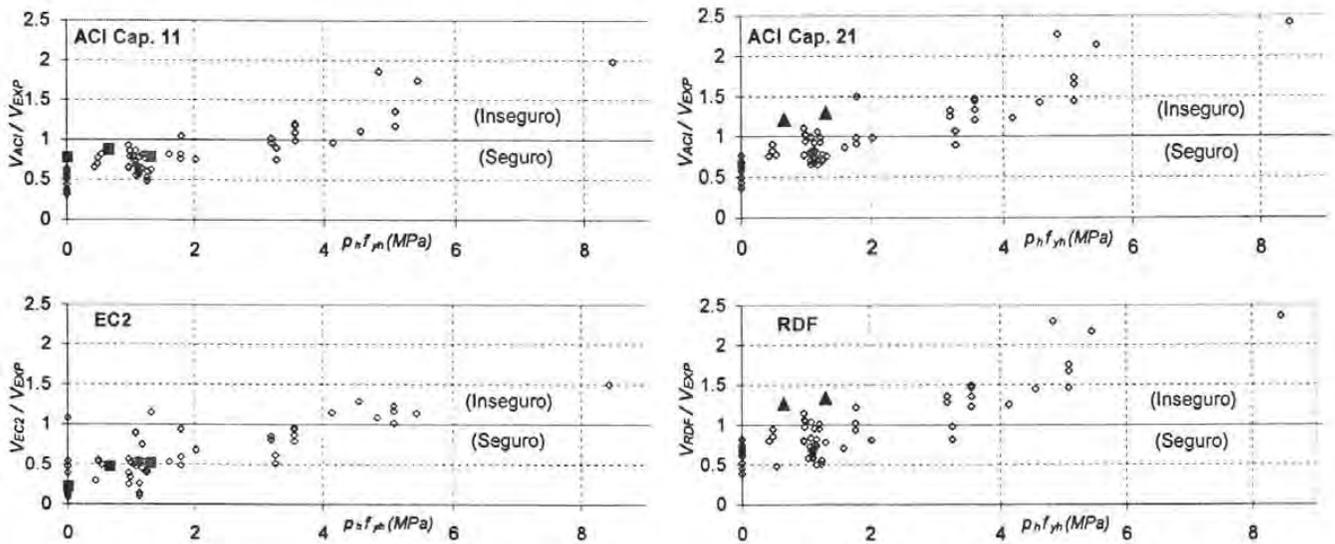


Figura 5.14 - Cociente entre la fuerza cortante teórica y la experimental versus el producto $\rho_h f_{yh}$, para el código ACI (Capítulos 21 y 11), el reglamento RDF y el Eurocode EC2; los cuadrados negros son los muros MCN-0-M, MCN-57-M y MCN-114-M y los triángulos negros los muros MCN-57-C y MCN-114-C

Debido a las diferencias entre las resistencias monótonas y cíclicas, su predicción toma mayor importancia. En la figura 5.14 se muestran las gráficas que relacionan el cociente del esfuerzo cortante teórico y el experimental versus el producto $\rho_h f_{yh}$; los cuadrados negros son los muros ensayados monótonamente y su resistencia se ha calculado con los reglamentos para diseño general (Capítulo 11 del código ACI y el Eurocode EC2); los triángulos negros son los muros ensayados cíclicamente, cuyas resistencias se han evaluado utilizando los reglamentos para diseño sísmico: Capítulo 21 del ACI y el reglamento RDF; los diamantes son los demás muros de la base de datos que fallaron por corte.

En la figura 5.14 se observa que el Eurocode 2 predice la resistencia de los muros ensayados monótonamente de manera conservadora, mientras que el Capítulo 11 del código ACI es bastante preciso en su predicción. En contraparte, los reglamentos de diseño sísmico dan valores del lado de la inseguridad para los dos muros ensayados cíclicamente. Sin embargo, estos últimos pueden ser corregidos satisfactoriamente utilizando los factores de reducción de resistencia para diseño en cortante.

Finalmente, se concluye que el buen comportamiento mostrado por el muro MCN-57-M, con respecto a aquél del muro MCN-114-M, en lo que respecta a resistencia, rigidez y capacidad de deformación, puede ser extrapolado a los muros ensayados de manera cíclica.

5.6 REFUERZO MÍNIMO EN EL ALMA

En la sección 1.4.1 se discutió la expresión presentada en el código ACI para el cálculo de la cuantía mínima de refuerzo de 0.0025 (ec. 1.8). Esta expresión proviene de suponer el caso extremo de que, cuando el concreto ya no tome más fuerza cortante ($V_c=0$), luego del agrietamiento diagonal, las barras de acero horizontal fluyan y tomen el 100% de la fuerza cortante que el concreto se encargaba de resistir hasta ese momento, en el caso más favorable, $2\sqrt{f'_c}$ (psi).

$$\rho_{h,min} = \frac{2\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (\text{Ec. 1.8 repetida})$$

En la ec.1.8 los valores de las resistencias están en psi. Si reemplazamos los valores de resistencias del acero y del concreto de los muros de este estudio ($f'_c \approx 185 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4667 \text{ kg/cm}^2$) obtenemos un valor de la cuantía mínima de 0.0015, que sería el refuerzo requerido para tomar toda la fuerza cortante luego del agrietamiento diagonal. Sin embargo, del comportamiento del muro MCN-0-M sabemos que, luego del agrietamiento diagonal, el concreto puede seguir tomando cortante. De otro lado, aún cuando el muro MCN-57-M tuvo una cuantía de refuerzo en el alma cercana a 0.0015, no mostró un 100% de fluencia de las barras horizontales luego de alcanzada la carga de agrietamiento diagonal, más aún, no todas las barras llegaron a la fluencia en el momento de la carga máxima.

Del párrafo anterior se concluye que el límite dado por la ec.1.8 no se basa en una comprensión adecuada del comportamiento de muros con bajas cuantías de refuerzo en el alma. Luego de estudiar el comportamiento del muro MCN-57-M, y de compararlo con aquél del muro

gemelo ensayado cíclicamente, se concluye que la cuantía de refuerzo en el alma puede ser menor que 0.0025, sin que esto signifique un deterioro en el comportamiento ante cargas sísmicas.

5.7 RESUMEN

Del análisis de la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los tres muros ensayados podemos concluir que el muro con cuantía de refuerzo menor que la mínima se comportó de manera satisfactoria. Este muro tuvo un valor de resistencia menor al del muro MCN-114-M, pero su rigidez y capacidad de deformación fueron similares.

Se ha encontrado que el acero de refuerzo participó activamente en la resistencia máxima, pero también colaboró en el control del agrietamiento y posiblemente en el retraso de la degradación del concreto del alma. Una mayor cuantía de refuerzo no implicó una mayor resistencia debido a que más barras fluyeron en el alma; por el contrario, al aumentar la cuantía de refuerzo, la cantidad de barras que fluyeron fue menor. Así, se debe tomar en cuenta la cuantía de refuerzo en el alma en el cálculo de la contribución del concreto.

La diferencia entre las respuestas de los muros ensayados cíclica y monótonamente, fue únicamente en la resistencia máxima. Las predicciones del Capítulo 21 del ACI y del reglamento RDF estuvieron del lado de la inseguridad mientras que el Capítulo 11 del ACI predijo de manera adecuada las resistencias.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 RESUMEN

Se ensayaron tres muros de concreto armado ante carga monótona creciente horizontal en su plano. Los muros fueron de concreto armado normal con resistencia a la compresión, f'_c , de 180 kg/cm² (17.7 MPa) y fueron diseñados por capacidad para que su falla se presentara en cortante por tensión diagonal. El diseño se realizó utilizando las expresiones de Sánchez (2003), y se verificó con el código ACI. La variable estudiada fue la cuantía de refuerzo en el alma, que fue de 0, 57 y 114% de la cuantía mínima dada en las Normas para muros que soportarán cargas inducidas por sismos. Las cuantías de refuerzo en las columnas variaron de muro en muro para lograr un factor de seguridad ante la falla por flexión de, aproximadamente, 1.5. Se utilizaron barras corrugadas para los refuerzos longitudinales, y lisas para los estribos, ambas de grado 60.

La carga lateral monótona creciente se aplicó mediante dos gatos de doble acción de 50 t colocados lateralmente, cuyo punto de incidencia en los muros se encontró en el eje de la losa superior y a la mitad de su longitud. Con este dispositivo de carga se trató de simular la distribución de la fuerza sísmica de manera más adecuada que utilizando un gato colocado en el extremo de los muros.

6.2 CONCLUSIONES

- a) En todos los especímenes, la falla fue por corte en tensión diagonal. El mecanismo de falla fue generado por la formación de una grieta diagonal principal que penetró en la parte superior de la columna en tensión. Esta grieta aumentó su anchura rápidamente en el momento de la carga máxima.
- b) Pese a que la falla fue por corte, los muros con refuerzo en el alma presentaron una capacidad de deformación adecuada. La ductilidad de desplazamiento hallada con el criterio de Park fue mayor que 3. Al comparar estos muros con los ensayados cíclicamente se encontró que sus ductilidades fueron similares o, incluso, mayores.
- c) Al comienzo de los ensayos, las deformaciones por flexión fueron las dominantes. Luego de que se formaron las primeras grietas inclinadas, la componente de corte se volvió más importante, y fue la dominante hasta el momento en que se alcanzó la carga máxima. En la última etapa del ensayo, luego de la carga máxima, las deformaciones dominantes no se pueden relacionar a rotaciones o deformaciones angulares, y se forman nuevos mecanismos de falla.
- d) Al aumentar la cuantía de refuerzo en el alma, la pérdida de rigidez antes de alcanzar la carga máxima disminuyó, y la capacidad de deformación luego de alcanzada la carga máxima aumentó. En los dos muros con refuerzo en el alma, la fluencia de las barras horizontales del alma coincidió con el inicio de la disminución de la rigidez.

- e) Más del 50% de las barras horizontales fluyeron en los muros con cuantía de refuerzo en el alma; sin embargo, nunca se observó un 100% de efectividad en la fluencia de las barras, como se supone en el diseño de estos elementos. El acero vertical colaboró en la resistencia de manera más moderada y sólo fluyeron las barras extremas en el lado de tensión del muro.
- f) El aumento de la resistencia del muro con mayor cuantía de refuerzo en el alma, no fue debido al aumento del número de barras de refuerzo que lograron fluir. El acero de refuerzo colaboró de manera más importante en el control del agrietamiento inclinado, manteniendo cerradas las grietas diagonales principales, fomentando la continuación del mecanismo de trabazón del agregado, y, de esta manera, retrasando la formación del mecanismo de falla. Se concluye que se debe tomar en cuenta la cuantía de refuerzo en el alma en el cálculo de la colaboración del concreto a la resistencia al corte.
- g) Las zonas de las barras de refuerzo que presentaron fluencia fueron las cercanas a las grietas inclinadas. La fluencia comenzó cuando el espesor de las grietas fue aproximadamente 1 mm. Muchas de las barras presentaron fluencia luego de alcanzada la carga máxima.
- h) El comportamiento del muro MCN-57-M, con cuantía de refuerzo menor que la mínima, fue satisfactorio. Este muro presentó gran capacidad de deformación luego de alcanzada la carga máxima y, no obstante su resistencia fue menor, su desempeño fue similar al del muro MCN-114-M. De los ensayos realizados se puede concluir que la cuantía de refuerzo mínima de 0.0025 es muy elevada. En este respecto, se ha demostrado que el criterio dado por los reglamentos estudiados (ACI, RDF, EC2, EC8, AIJ) se puede relajar.
- i) La mayoría de modelos y reglamentos para el cálculo de la resistencia al corte de muros robustos dan valores por el lado de la inseguridad. Los reglamentos para diseño general son más adecuados (capítulo 11 del código ACI, Eurocode EC2). La mayoría de expresiones estudiadas supone una contribución directa del acero de refuerzo en el alma a la resistencia al corte mediante la analogía de la armadura. Sin embargo, se debe tomar en cuenta también su participación en el control del agrietamiento y posiblemente, en el retraso de la degradación del concreto en el alma.

6.3 ESTUDIOS FUTUROS

- a) Estudiar con más detalle la contribución del acero de refuerzo en la resistencia al corte de muros con bajas cuantías de refuerzo en el alma, teniendo en cuenta que la eficiencia de las barras de refuerzo no es 100%, en el momento de la carga máxima. Además, se debe estudiar la contribución del concreto a la resistencia al corte y su relación con el acero de refuerzo en el alma, sobre todo en el control del agrietamiento, el fomento del mecanismo de trabazón del agregado, y, por ende, en el retraso de la formación del mecanismo de falla.
- b) Estudiar el mecanismo de falla por corte observado en los muros ensayados. Estudiar su dependencia de la cuantía de refuerzo y la densidad de estribos en las columnas. Estudiar la ductilidad de muros que fallan por corte en tensión diagonal y definir las variables que la afectan.

- c) Se recomienda estudiar la factibilidad de reducir la cuantía mínima de refuerzo en el alma de muros sismo-resistentes, mediante la información proveniente de más resultados experimentales, así como con la proposición de un marco teórico apropiado.
- d) En los futuros ensayos se recomienda: *a)* controlar con mayor eficacia los agrietamientos debidos a contracciones de fraguado previos a los ensayos, y *b)* una concentración mayor de deformímetros eléctricos en las zonas de las barras de refuerzo del alma donde se espera la formación de las grietas diagonales principales.
- e) Finalmente, se recomienda el estudio de los mecanismos de falla y de la contribución del acero de refuerzo en el alma a la resistencia, mediante un modelo de puntales y tensores, como el propuesto por Hwang (2001).

APÉNDICE A

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

A.1 ALCANCE

En este apéndice se presentan de manera resumida, los resultados de las pruebas efectuadas a los materiales de construcción de los tres modelos y sus cimentaciones. Se divide en dos secciones que tratan, respectivamente, el concreto y el acero de refuerzo.

A.2 CONCRETO

El concreto empleado en la construcción de los muros y cimentaciones provino de una planta de la empresa CEMEX Concretos ubicada en la Ciudad de México. Las cimentaciones se colaron en dos grupos de tres unidades cada uno. La resistencia especificada fue de 400 kg/cm^2 (39.2 MPa) para ambos grupos. Debido a que el armado de las cimentaciones fue denso, se utilizó concreto premezclado con plastificante. El compactado se realizó con vibradores eléctricos y de gasolina. El primer grupo de tres cimentaciones es el que se utilizó para el ensaye de los muros de este trabajo de tesis.

Los tres muros se colaron el mismo día con el mismo tipo de concreto proveniente de la misma colada. La resistencia especificada fue de 150 kg/cm^2 (14.7 MPa). Debido a la gran densidad de acero de refuerzo en los columnas de los muros, se utilizó concreto premezclado con plastificante y tamaño máximo del agregado de $3/8''$. Además, el compactado se realizó con vibradores eléctricos y de gasolina, y también se utilizó vibrado de impacto con martillos de goma.

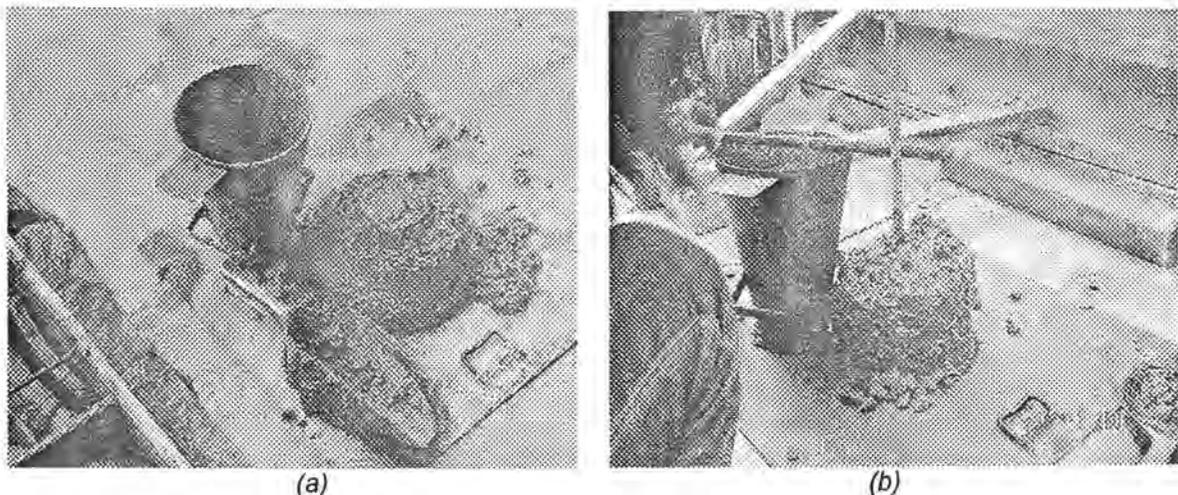


Figura A.1 – Prueba de revenimiento para: (a) los muros, y (b) el primer grupo de cimentaciones

Antes del colado de los elementos, se obtuvo el revenimiento de la mezcla utilizando un cono de 30 cm de altura, de acuerdo con lo establecido en la Norma Mexicana NMX-C-156 (ONNCCE, 1997a). El resultado de las pruebas fue un revenimiento de 23 cm para el caso de los muros, y de 15 cm para el primer grupo de cimentaciones. Adicionalmente, se extrajeron 9 cilindros de 15x30 cm, más 6 cilindros de 10x20 cm en los muros, y seis de 15x30 cm, más cuatro de 10x20cm para las cimentaciones. Los cilindros se compactaron siguiendo la metodología especificada en la Norma Mexicana NMX-C-161 (ONNCCE, 1997b). En la figura A.1 se muestran los resultados de la prueba de revenimiento para los muros y las cimentaciones.

Los cilindros de concreto fueron curados de manera que se reprodujeran las condiciones de curado de los elementos principales. En el caso de los muros, se curó usando regadera durante siete días, y para las cimentaciones, se saturó al 100% durante 14 días. De acuerdo con la normatividad vigente (ONNCCE, 1997c), todos los cilindros fueron cabeceados con una mezcla de arena y azufre con objeto de garantizar superficies de carga uniformes.

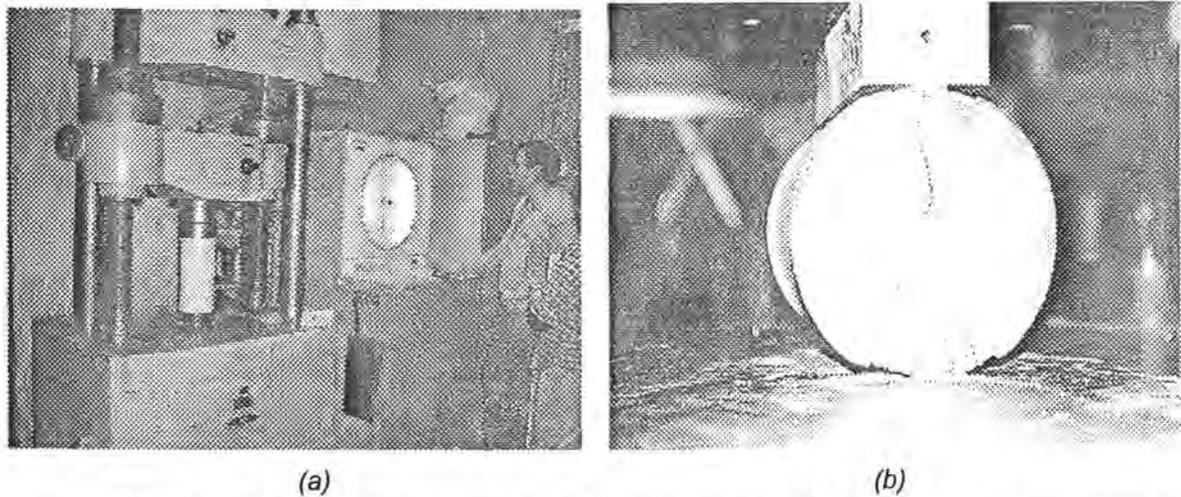


Figura A.2 – Ensayo de cilindros en máquina universal: (a) ensayo en compresión uniaxial; (b) ensayo en compresión diametral

Para el caso de los muros, se ensayaron en compresión dos cilindros a los 14 días, tres cilindros a los 28 días, y dos cilindros en la fecha de la prueba de cada uno de los modelos. Los cilindros correspondientes a la cimentación se ensayaron en compresión de la siguiente manera: tres cilindros a los siete días, tres a los 14 días y cuatro a los 28 días. Adicionalmente, se ensayaron cuatro cilindros para determinar la resistencia a tensión por compresión diametral, siguiendo los lineamientos de la Norma Mexicana NMX-C-163 (ONNCCE, 1997d), y utilizando la siguiente expresión:

$$f = \frac{2P}{\pi hd} \quad (\text{Ec. A.1})$$

donde f es el esfuerzo de ruptura de tensión a través del diámetro, P es la carga axial aplicada al cilindro, h su altura y d su diámetro. La fig. A.2 muestra el detalle del ensayo de dos cilindros, uno

en compresión uniaxial y el otro en compresión diametral. Las pruebas de los cilindros se llevaron a cabo en forma monótona creciente hasta la falla y fueron controladas por carga.

La determinación del módulo de elasticidad del concreto se realizó según la NMX-C-128 (ONNCCE, 1996). Los anillos de compresión colocados alrededor de los cilindros permitieron la instrumentación de los mismos mediante dos transductores de desplazamiento en dirección de la carga y un tercero en dirección transversal. La norma NMX-C-128 permite determinar el módulo de elasticidad mediante el cálculo de la pendiente de una recta secante que inicia sobre la curva esfuerzo-deformación para una deformación de 0.00005, y que la cruza en el 40 por ciento del máximo valor de resistencia a compresión. Esta norma establece la siguiente expresión para la determinación del módulo de elasticidad por el criterio del módulo secante:

$$E_c = \frac{\sigma_{c2} - \sigma_{c1}}{\varepsilon_{c2} - 0.00005} \quad (\text{Ec. A.2})$$

donde E_c es el módulo de elasticidad secante, σ_{c2} es el esfuerzo correspondiente al 40% del máximo esfuerzo de compresión resistido, σ_{c1} es el esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.00005, y ε_{c2} es la deformación unitaria longitudinal producida por el esfuerzo σ_{c2} .

Tabla A.1 – Resultados de ensayos de cilindros en compresión uniaxial para la mezcla de muros

espécimen	diámetro (cm)	altura (cm)	peso (kg)	área (cm ²)	peso vol. (kg/m ³)	edad (días)	carga (kgf)	f _c (kgf/cm ²)	E _c (kgf/cm ²)
M1-13	10.15	20.35	3.544	80.91	2152	14	12550	155.1	
M1-05	15.02	30.17	11.298	177.19	2113	14	26150	147.6	
					Promedio	14		151.3	
					C.V. (%)			2.5	
M1-03	14.96	30.12	11.325	175.77	2139	28	31000	176.4	144851
M1-01	15.05	30.20	11.367	177.90	2116	28	30750	172.9	137680
M1-04	15.02	30.09	11.339	177.19	2127	28	33650	189.9	147720
					Promedio	28		179.7	143417
					C.V. (%)			4.1	2.9
M1-02	14.95	30.14	11.267	175.54	2130	48	31400	178.9	
M1-09	15.03	30.15	11.306	177.42	2114	48	33600	189.4	
					Promedio	48		184.1	
					C.V. (%)			2.9	
M1-12	10.12	20.18	3.515	80.44	2165	64	16000	198.9	
M1-07	15.01	30.06	11.279	176.95	2120	64	31850	180.0	
					Promedio	64		189.5	
					C.V. (%)			5.0	
M1-06	15.03	30.15	11.368	177.42	2125	74	33400	188.3	
M1-08	14.98	30.19	11.316	176.24	2127	74	34500	195.8	
					Promedio	74		192.0	
					C.V. (%)			2.0	

En la tabla A.1 se resumen los resultados de los ensayos a compresión uniaxial de los cilindros provenientes de la mezcla de los muros; se incluye el valor del módulo de corte E_c , calculado con la Ec. A.2. En la tabla A.2 se muestran los resultados obtenidos de los ensayos de probetas en compresión uniaxial para el primer grupo de cimentaciones. En la tabla A.3 se muestran los resultados de los ensayos de compresión diametral de los cilindros correspondientes a la mezcla de muros.

Tabla A.2 – Resultados de ensayos de cilindros en compresión uniaxial para el primer grupo de cimentaciones

espécimen	diámetro (cm)	altura (cm)	peso (kg)	área (cm ²)	peso vol. (kg/m ³)	edad (días)	carga (kgf)	f_c (kgf/cm ²)
C1-03	14.99	30.10	11.331	176.48	2133	7	66500	376.8
C1-07	10.16	20.35	3.548	81.07	2151	7	31800	392.2
C1-08	10.23	20.39	3.556	82.19	2122	7	32550	396.0
					Promedio	7		388.4
					C.V. (%)			2.1
C1-01	15.06	30.21	11.329	178.13	2105	14	84100	472.1
C1-09	10.22	20.25	3.547	82.03	2135	14	37250	454.1
C1-10	10.14	20.17	3.515	80.75	2158	14	36250	448.9
					Promedio	14		458.4
					C.V. (%)			2.2
C1-02	15.05	30.20	11.323	177.90	2108	28	99950	561.8
C1-04	15.01	30.06	11.329	176.95	2130	28	97950	553.5
C1-05	14.95	30.16	11.315	175.54	2137	28	98050	558.6
C1-06	15.07	30.13	11.346	178.37	2111	28	99350	557.0
					Promedio	28		557.7
					C.V. (%)			0.5

Tabla A.3 – Resultados de ensayos de cilindros en compresión diametral para la mezcla de muros

espécimen	diámetro (cm)	altura (cm)	peso (kg)	área (cm ²)	peso vol. (kg/m ³)	edad (días)	carga (kgf)	Resistencia a la tensión (kgf/cm ²)	res. tens. $\sqrt{f_c}$ (kgf/cm ²)	res. tens. $\sqrt{f_c}$ (psi)
M1-10	10.12	20.29	3.521	80.44	2157	28	4650	14.4	1.08	4.05
M1-11	10.23	20.17	3.536	82.19	2133	28	5100	15.7	1.17	4.42
M1-14	10.14	20.40	3.552	80.70	2158	28	4400	13.5	1.01	3.81
M1-15	10.17	20.36	3.549	81.29	2145	28	5300	16.3	1.22	4.58
					Promedio	28		15.0	1.12	4.22
					C.V. (%)			7.2		

A.3 ACERO

Solamente se ensayaron probetas provenientes del acero de refuerzo con el cual se construyeron los muros. En los especímenes se emplearon barras corrugadas de acero del número 3, 5 y 6. Los valores que caracterizan el comportamiento del acero empleado en los refuerzos del alma (barras del número 3) y del refuerzo longitudinal en las columnas (barras de los números 5 y 6) fueron determinados mediante pruebas de tensión monótona hasta la ruptura en una máquina universal de 100 t (981 kN) de capacidad, según lo indican las normas NMX-B-310 (SECOFI, 1981) y NMX-B-172 (SECOFI, 1994) y la norma para varilla corrugada de acero de refuerzo de concreto (SECOFI, 1996). Los ensayos fueron controlados por carga y se realizaron en probetas obtenidas de un muestreo aleatorio efectuado a lo largo de la construcción de los muros. Se ensayaron nueve probetas de barras del número 3, tres probetas de barras del número 5, y tres probetas de barras del número 6. Las probetas fueron de 60 cm de largo y se instrumentaron con deformímetros eléctricos. A partir de las lecturas obtenidas, procesadas por una computadora personal y un equipo de adquisición de datos, se construyeron las curvas esfuerzo-deformación para cada probeta.

Una vez obtenidas las curvas esfuerzo-deformación de las probetas se procedió a la identificación de los siguientes parámetros: el esfuerzo de fluencia f_y , la deformación de fluencia asociada, ϵ_y , y el esfuerzo último. Los resultados promedio correspondientes a estos ensayos se presentan en la tabla A.4.

Tabla A.4 – Resultados de ensayos de tensión en barras de acero

probeta	barra #	diámetro nominal (cm)	área nominal (cm ²)	alargamiento (%) (1)	Punto de Fluencia			Punto Ultimo	
					carga de fluencia (kgf)	esfuerzo de fluencia (kgf/cm ²)	deformación de fluencia (cm/cm)	carga última (kgf)	esfuerzo último (kgf/cm ²)
PS3-1	3	0.95	0.71	9.4	3290	4641	0.0026	5100	7195
PS3-2	3	0.95	0.71	10.7	3330	4698	0.0024	5210	7350
PS3-3	3	0.95	0.71	11.0	3300	4656	0.0028	5060	7139
PS3-4	3	0.95	0.71	10.5	3340	4712	0.0029	5070	7153
PS3-5	3	0.95	0.71	9.3	3310	4670	0.0026	5170	7294
PS3-6	3	0.95	0.71	11.3	3320	4684	0.0026	5050	7124
PS3-7	3	0.95	0.71	10.6	3290	4641	0.0028	5200	7336
PS3-8	3	0.95	0.71	9.6	3310	4670	0.0027	5180	7308
PS3-9	3	0.95	0.71	10.2	3280	4627	0.0028	5100	7195
			Promedio	10.3		4667	0.0027		7233
			C.V. (%)	6.6		0.6	5.1		1.2
PS5-1	5	1.60	2.01	11.9	9070	4511	0.0024	14750	7336
PS5-2	5	1.60	2.01	11.3	9110	4531	0.0027	14800	7361
PS5-3	5	1.60	2.01	12.3	9150	4551	0.0028	14690	7306
			Promedio	11.8		4531	0.0026		7334
			C.V. (%)	3.3		0.4	6.3		0.3
PS6-1	6	1.91	2.85	13.7	12340	4329	0.0025	20540	7206
PS6-2	6	1.91	2.85	14.4	12200	4280	0.0027	20010	7020
PS6-3	6	1.91	2.85	13.4	12450	4368	0.0027	20750	7280
			Promedio	13.9		4326	0.0026		7169
			C.V. (%)	2.9		0.8	4.7		1.5

(1) alargamiento medido en una longitud calibrada de 20 cm

NOTACIÓN

A	área de la sección transversal de un muro
A_{cv}	área de la sección transversal de un muro
A_v	área de las barras de refuerzo horizontal o vertical de un muro
A_{vf}	área total de refuerzo vertical en la sección transversal de un muro
D	longitud de la diagonal de un muro
d	peralte efectivo de una sección transversal; en el caso de un muro se puede aproximar a $0.8L$
d_{sup}	desplazamiento horizontal de la parte superior de un muro
$d_{m\acute{a}x}$	desplazamiento horizontal de la parte superior de un muro en el momento de la carga máxima
E_c	módulo de elasticidad del concreto
E_s	módulo de elasticidad del acero
F_e	factor para el cálculo de la contribución del concreto al esfuerzo cortante promedio máximo en el método de Sánchez
F_H	factor que representa el porcentaje de participación de las barras de refuerzo horizontal a la resistencia al corte de un muro
F_V	factor que representa el porcentaje de participación de las barras de refuerzo vertical a la resistencia al corte de un muro
f_a	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio último en el método de Sánchez
f_c	resistencia a compresión del concreto
f_{cd}	resistencia uniaxial de diseño del concreto en compresión en el Eurocode, calculada como $f_{ck}/1.5$
f_{ck}	resistencia característica de un cilindro de concreto en el Eurocode; está definida con base en el percentil 95 de resistencia, de manera que difiere del tradicional f_c'
f_s	esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo
f_y	esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo
f_{yh}	esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo horizontal
f_{yv}	esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo vertical
$f(\mu_\phi)$	factor que toma en cuenta la influencia de la ductilidad de curvatura en la contribución del concreto a la resistencia de un muro en el método de Leiva y Montaña
G	módulo de corte del concreto
H	altura de un muro
$H_{(MVL)}$	factor que toma en cuenta la influencia de la relación de cortante en la contribución del concreto a la resistencia de un muro en el método de Leiva y Montaña
h	altura de una sección transversal de un muro
h_{sup}	altura de la parte superior de un muro, igual a la altura del muro
I	inercia de la sección transversal de un muro
k_1	rigidez elástica de un muro según la teoría de la elasticidad
k_2	rigidez correspondiente al punto de agrietamiento diagonal según el método de Sánchez
k_{ogr}	rigidez secante experimental en el punto de agrietamiento diagonal
k_{sec}	rigidez secante experimental
$k_{sec\ in}$	rigidez secante al inicio de la curva carga-desplazamiento experimental de un muro

v_{real}	esfuerzo cortante promedio máximo de un muro ensayado experimentalmente
v_s	esfuerzo cortante promedio correspondiente a la contribución del acero de refuerzo distribuido
v_{s1}	esfuerzo cortante promedio, hallado experimentalmente, correspondiente a la contribución del acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical
v_{s2}	esfuerzo cortante promedio, hallado experimentalmente, correspondiente a la contribución del acero de refuerzo horizontal
v_{s3}	esfuerzo cortante promedio correspondiente a la contribución del acero de refuerzo horizontal, utilizando la analogía de la armadura
α	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al agrietamiento diagonal en el método de Sánchez
α	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio máximo en el método de Sánchez
α	factor que toma en cuenta la efectividad del refuerzo horizontal en la resistencia al corte de un muro en el método de Leiva y Montañó
α_c	factor que toma en cuenta la relación de aspecto en muros según el código ACI
α_{CR}	factor para el cálculo del esfuerzo cortante correspondiente al agrietamiento diagonal en el método de Sánchez
α_m	factor para el cálculo de la contribución del concreto al esfuerzo cortante promedio máximo en el método de Sánchez
α_u	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio último en el método de Sánchez
β	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al agrietamiento diagonal en el método de Sánchez
β	factor que define la contribución del mecanismo de arco en el reglamento japonés
β	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio máximo en el método de Sánchez
β_{CR}	factor para el cálculo del esfuerzo cortante correspondiente al agrietamiento diagonal en el método de Sánchez
β_u	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio último en el método de Sánchez
γ	deformación angular de un muro en el método de Seible e Igarashi
γ	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio máximo en el método de Sánchez
γ_{CR}	factor para el cálculo del esfuerzo cortante correspondiente al agrietamiento diagonal en el método de Sánchez
γ_m	factor de eficiencia del acero de refuerzo distribuido horizontal en el método de Sánchez
γ_u	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio último en el método de Sánchez
Δx	deformación en X de un muro en el método de Seible e Igarashi
Δy	deformación en Y de un muro en el método de Seible e Igarashi
$\Delta \theta_x$	rotación con respecto al eje X de un muro en el método de Seible e Igarashi
$\Delta \theta_y$	rotación con respecto al eje Y de un muro en el método de Seible e Igarashi
δ	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio máximo en el método de Sánchez
δ_1	alargamiento de una de las diagonales de un muro cuando éste se deforma por corte
δ_2	acortamiento de una de las diagonales de un muro cuando éste se deforma por corte

δ_{des}	desplazamiento horizontal en la parte superior de un muro correspondiente a la componente de deformación de deslizamiento
δ_{η}	desplazamiento horizontal en la parte superior de un muro correspondiente a la componente de deformación de flexión
δ_{sh}	desplazamiento horizontal en la parte superior de un muro correspondiente a la componente de deformación de cortante
δ_T	desplazamiento horizontal total en la parte superior de un muro
δ_u	factor para el cálculo de la distorsión correspondiente al esfuerzo cortante promedio último en el método de Sánchez
ε	deformación unitaria del acero de refuerzo
ε_y	deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
ζ	desplazamientos relativos en los lados y diagonales de un muro en el método de Seible e Igarashi
θ	ángulo de inclinación de los puntales en el mecanismo de arco
θ_{prom}	rotación promedio de la base de un muro
μ_f	factor de fricción concreto-concreto en el Eurocode 8
μ_{ϕ}	ductilidad de curvatura
ξ	profundidad del eje neutro normalizada con respecto a la longitud del muro en el Eurocode 8
ρ_h	cuantía de refuerzo distribuido horizontal en un muro
$\rho_{h,min}$	cuantía de refuerzo distribuido horizontal mínima en un muro
ρ_v	cuantía de refuerzo distribuido vertical en un muro
σ	esfuerzo axial en la sección de un muro
σ_a	esfuerzo axial en la sección de un muro en el método de Sánchez
ν	factor de eficiencia del concreto
ν_o	factor de eficiencia del concreto para muros no sometidos a cargas sísmicas en el reglamento japonés
ϕ	ángulo de inclinación de los puntales en la analogía de la armadura

GLOSARIO

Agrietamiento diagonal: agrietamiento relacionado con la formación de la primera *grieta diagonal principal*.

Agrietamiento inclinado: agrietamiento relacionado con la formación de *grietas inclinadas*.

Carga de agrietamiento diagonal: carga lateral relacionada con la formación de la primera *grieta diagonal principal*.

Carga de agrietamiento inclinado: carga lateral relacionada con la formación de las primeras *grietas inclinadas*.

Columna en compresión: en un muro ensayado en una sola dirección, es la columna que se encuentra en la zona de compresiones del muro e intersecta la parte inferior del puntal de compresión.

Columna en tensión: en un muro ensayado en una sola dirección, es la columna que se encuentra en la zona de tensiones del muro e intersecta la parte superior del puntal de compresión.

Desplazamiento Global: desplazamiento medido en la parte superior de los muros.

Diagonal principal del muro: diagonal geométrica del muro paralela al puntal de compresión.

Distorsión Global: distorsión correspondiente al desplazamiento global.

Grieta diagonal principal: grieta diagonal formada paralela a la *diagonal principal del muro* y cercana a ésta; esta puede generar un plano de falla que ocasione el colapso del muro por tensión diagonal.

Grieta inclinada: cualquier grieta inclinada que no sea una *grieta diagonal principal*.

Relación de aspecto: cociente entre la altura y la longitud del muro.

Relación de cortante: relación entre el cociente M/V y la longitud del muro. M y V son, respectivamente, el momento flexionante y la fuerza cortante en la base.

Talón de compresión: zona de la base del muro donde se apoya el puntal diagonal.

REFERENCIAS

1. Aguilar G. y Alcocer S. (1997). "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales." Informe Técnico CENAPRED, Area de Ingeniería Estructural y Geotecnia, pp.181.
2. Alcocer S.M. (1998). "Algunas tendencias del concreto estructural." XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey N.L., México, pp.3-32.
3. American Concrete Institute (2002). "Building code requirements for structural concrete (ACI-318-02) and commentary (ACI-318R-02)". Farmington Hills, Michigan, pp.443.
4. Architectural Institute of Japan (1990). "AIJ structural design guidelines for reinforced concrete buildings," pp.207.
5. ASCE-ACI Committee 326 (1962). "Shear and diagonal tension." ACI Journal, Vol. 59, Nos. 1, 2 y 3, enero, febrero y marzo, pp.1-30, 277-344 y 353-396.
6. ASCE-ACI, Committee 426 (1973). "The shear strength of reinforced concrete members," ASCE Journal of the Structural Division, 99(6), pp.1091-1187.
7. ASCE-ACI, Committee 445 (1998). "Recent approaches to shear design of structural concrete." ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 124(12), December, pp.1375-1417.
8. Cárdenas A.E., Hanson J.M., Corley W.G. y Hognestad E. (1973). "Design provisions for shear walls." ACI Journal, Proceedings, Vol. 70(3), marzo, pp.221-230.
9. Cárdenas A.E., Russell H.J. y Corley W.G. (1980). "Strength of low-rise structural walls." ACI Journal, SP-63, pp.221-241.
10. Chang P. (editor) (2001), "Structures 2001, a structural engineering odyssey." Structural Engineering Institute of ASCE, Proceedings of the 2001 Structures Congress and Exposition, Washington, D.C.
11. Cheng F.Y., Mertz G.E., Sheu M.S. y Ger J.F. (1993) "Computed versus observed inelastic seismic low-rise RC shear walls." ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 119(11), noviembre, pp.3255-3275.
12. Consejo Nacional de Población (2004). Proyecciones de los hogares y viviendas 2000-2030, www.conapo.gob.mx.
13. Eurocode N°2 (1989). "EC2: design of concrete structures."
14. Eurocode N°8 (1988). "EC8: design of structures in seismic regions."

15. Fenwick R.C. y Paulay T. (1968). "*Mechanisms of shear resistance of concrete beams.*" Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol.94, ST10, octubre, pp.2325-2350.
16. Gobierno del Distrito Federal (2004). "*Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.*" México, D.F.
17. Gupta A. y Rangan B.V. (1998). "*High-strength concrete (HSC) structural walls.*" ACI Structural Journal, Vol. 95(2), marzo-abril, pp.194-204.
18. Hernández B.O. (1980a). "*Diseño sísmico de muros de concreto con falla por cortante.*" Reporte del Instituto de Ingeniería de la UNAM, diciembre, pp.403.
19. Hernández B.O. y Zermeño de L.M.E. (1980b). "*Strength and behavior of structural walls with shear failure.*" Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Estambul, Turquía, Vol. 4, pp.121-124.
20. Hidalgo P.A., Jordán R.M. y Ledezma C.A. (1998). "*Experimental study of reinforced concrete walls under shear failure.*" Proceedings of the 6th National U.S. Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington, pp.13.
21. Hidalgo P.A., Jordán R.M. y Martínez M.P. (2002). "*An analytical model to predict the inelastic seismic behavior of shear-wall, reinforced concrete structures.*" Engineering Structures, Vol. 24, pp.85-98.
22. Hwang S.J., Fang W.H., Lee H.J. y Yu H.W. (2001). "*Analytical model for predicting shear strength of squat walls.*" ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 127(1), enero, pp.43-50.
23. Lefas I.D., Kotsovos M.D. y Ambraseys N.N.(1990a). "*Behavior of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics and failure mechanism.*" ACI Structural Journal, Vol. 87(1), enero-febrero, pp.23-31.
24. Lefas I.D. y Kotsovos M.D. (1990b). "*Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals.*" ACI Structural Journal, Vol. 87(6), noviembre-diciembre, pp.716-726.
25. Leiva G. y Montañó J.C. (2001). "*Resistencia al corte de muros de hormigón armado.*" Revista de Ingeniería Sísmica, No. 64, pp.1-18.
26. Lopes M.S. (2001a). "*Experimental shear-dominated response of RC walls, Part I: objectives, methodology and results.*" Engineering Structures, Vol. 23, pp.229-239.
27. Lopes M.S. (2001b). "*Experimental shear-dominated response of RC walls, Part II: discussion of results and design implications.*" Engineering Structures, Vol. 23, pp.564-574.
28. Lutman M., Tomazevic M. y Petkovic L. (1998). "*The influence of distribution and confinement of vertical reinforcement on seismic behaviour of r.c. shear walls.*"

- Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, pp.1-11
29. Meli R. (1976). "Consideraciones sobre el diseño sísmico de estructuras con muros de concreto." *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Vol. 14, enero-febrero, pp.59-84.
 30. ONNCCE (1996). "*Industria de la Construcción – Concreto sometido a compresión – Determinación del Módulo de Elasticidad Elástico y Relación de Poisson.*" Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. NMX-C-128-1996.
 31. ONNCCE (1997a). "*Industria de la Construcción – Concreto Fresco – Determinación del Revenimiento en Concreto Fresco.*" Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. NMX-C-156-1997.
 32. ONNCCE (1997b). "*Industria de la Construcción – Concreto Fresco – Muestreo.*" Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. NMX-C-161-1997.
 33. ONNCCE (1997c). "*Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto.*" Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. NMX-C-083-1997.
 34. ONNCCE (1997d). "*Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la Resistencia a la Tensión por Compresión Diametral de Cilindros de Concreto.*" Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. NMX-C-163-1997.
 35. Park R. y Paulay T. (1983). "*Estructuras de concreto reforzado.*" Editorial Limusa, México, pp.796.
 36. Paulay T., Priestley M.J.N. y Syngé A.J. (1982). "*Ductility in earthquake resisting squat shearwalls.*" *ACI Journal*, Vol. 79, julio-agosto, pp.257-269.
 37. Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992). "*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.*" John Wiley & Sons, Inc., pp.744.
 38. Pilakoutas K. y Elnashai A. (1995). "*Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, part I: experimental results.*" *ACI Structural Journal*, Vol. 92(3), mayo-junio, pp.271-281.
 39. Pineda J. A. y Alcocer S.M. (2003). "*Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado.*" Informe Técnico CENAPRED, Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, pp.139.
 40. Ramírez J.A. y Breen J.E. (1991). "*Evaluation of a modified truss-model approach for beams in shear.*" *ACI Structural Journal*, Vol. 88(5), septiembre-octubre, pp.562-571.

41. Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A., Penelis G.G. (1999). "Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls: design basis and test results." *ACI Structural Journal*, Vol. 96(4), julio-agosto, pp.649-660.
42. Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A. y Penelis G.G. (2000). "Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls: failure modes, strength and deformation analysis, and design implications." *ACI Structural Journal*, Vol. 97(1), enero-febrero, pp.132-141.
43. Salonikios T.N. (2001). "Shear strength and deformation patterns of R/C walls with aspect ratio 1.0 and 1.5 designed to Eurocode 8 (EC8)." *Engineering Structures*, Vol. 24, pp.39-49.
44. Sánchez A. (2003). "Informe Doctoral 3." Instituto de Ingeniería de la UNAM, pp.19.
45. SECOFI (1981). "Norma Mexicana: Métodos de Prueba a la Tensión para Productos de Acero." NMX-B-310-1981.
46. SECOFI (1994). "Norma Mexicana: Métodos de Prueba Mecánicos para Productos de Acero." NMX-B-172-1994.
47. SECOFI (1996). "Proyecto de Norma Mexicana: Norma para Varilla Corrugada de Acero de Refuerzo de Concreto".
48. Seible F. e Igarashi A. (1991). "Full-scale testing of masonry structures under simulated seismic loadings." *Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*, Holanda, pp.119-148.
49. Vallenás J.M., Bertero V.V. y Popov E.P. (1979). "Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls." Report No. UCB/EERC-79/20, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, agosto, pp.234.
50. Vecchio F.J. y Collins M.P. (1986). "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear." *ACI Journal*, Vol. 83(2), pp.219-231.
51. Velásquez N. (2004). "Ensayo de dos muros de concreto armado normal bajo carga lateral cíclica con diferentes cuantías de refuerzo." Tesis de Maestría (en desarrollo). Instituto de Ingeniería de la UNAM.
52. Wood S.L. (1989). "Minimum tensile reinforcement requirements in walls." *ACI Structural Journal*, Vol. 86(4), septiembre-octubre, pp.582-591.
53. Wood S.L. (1990). "Shear strength of low-rise reinforced concrete walls." *ACI Structural Journal*, Vol. 87(1), enero-febrero, pp.99-107.
54. Zsutty T.C. (1968). "Beam shear strength prediction by analysis of existing data." *ACI Journal*, Vol. 65, noviembre, pp.943-951.
55. Zsutty T.C. (1971). "Shear strength prediction for separate categories of simple beam tests." *ACI Journal*, Vol. 68(2), febrero, pp.138-143.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación fue concebida y desarrollada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El programa experimental fue financiado en su totalidad por la empresa CEMEX Concretos de México y su parte experimental se llevó a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED; al término de este trabajo se hace un reconocimiento a las instituciones mencionadas.

Mis más sincero agradecimiento a los Ingenieros Roberto Uribe y Ángel Ponce de la empresa CEMEX Concretos de México. Un reconocimiento muy especial es merecido por el personal del CENAPRED que colaboró en la construcción de los especímenes y en el desarrollo de los ensayos: Pablo Olmos, Carlos Olmos, Leonardo Flores y Miguel Ángel Pacheco; de igual manera, para el equipo del Instituto de Ingeniería encabezado por el Dr. Sergio Alcocer Martínez de Castro: Alfredo Sánchez, Bertila Quiñones y Niel Velásquez.

Finalmente, agradezco a Amanda, Zuni, Lynn y Ray, por su apoyo incondicional durante el desarrollo y revisión de este texto.