



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS DE  
CONCRETO PARA VIVIENDA**

**T E S I S**  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
**DOCTOR EN INGENIERÍA**  
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA:  
**ALFREDO SÁNCHEZ ALEJANDRE**

TUTOR PRINCIPAL:  
**SERGIO M. ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO**  
**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

MÉXICO, D. F. JUNIO DE 2013



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Roberto Meli Piralla  
Secretario: Dr. Mario Gustavo Ordaz Schroeder  
Vocal: Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro  
2<sup>do</sup> vocal: Dr. David Murià Vila  
3<sup>er</sup> vocal: Dr. Oscar Alberto López Bátiz  
1<sup>er</sup> suplente: Dr. Amador Terán Gilmore  
2<sup>do</sup> suplente: Dr. Arturo Tena Colunga

CIUDAD UNIVERSITARIA

**TUTOR DE LA TESIS:**



DR. SERGIO M. ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO

***A Dios***

*Por confiar en mí y permitirme  
concluir esta etapa en mi vida.*

***A la memoria de mi Padre***

*“Don chuy”,*

*el mejor albañil del mundo, que  
soñaba con tener un hijo Ingeniero.*

*Predicó con su ejemplo de vida y siempre  
comentaba, “si no compartes con los demás  
lo que sabes, no tienes ninguna razón de existir”.*

***Papá:*** *Teniendo todavía tanto por ofrecer a los demás  
nunca entenderé por qué te fuiste...*

***A mi esposa e hijos, Alfredo y Oswaldo***

*Que siempre han estado conmigo  
y a quienes les debo algunos años  
de mi vida que nunca regresarán.*

***A mi madre y hermanos***

*Por su apoyo incondicional.*

## AGRADECIMIENTOS

La culminación de este trabajo de naturaleza experimental no hubiera sido posible sin el apoyo de gente e instituciones de quien infinitamente estaré agradecido.

En primerísimo lugar al Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro por su invaluable calidad humana, su visión como investigador y alta capacidad de gestión para concretar un proyecto tan ambicioso de investigación aplicada.

A los investigadores Roberto Meli, Mario Ordaz, Arturo Tena, Amador Terán, David Murià y Oscar López por sus valiosos comentarios al trabajo y compartir sus conocimientos dentro y fuera del aula.

Al personal del CENAPRED especialmente a Leonardo Flores, Miguel A. Pacheco, Pablo Olmos, Carlos Olmos y Carlos Reyes<sup>†</sup> por su colaboración durante la etapa experimental.

A los compañeros de la mesa vibradora: Roberto Durán, Miguel A. Mendoza, Darío Rivera, Alejandro Vázquez, Guillermo Arias, Álvaro Celestino, Niel Velásquez, Harry Sandoval, Raziell Barragán, Cesar Guerrero, Javier Solís, Bertila Quiñones, Juan José Ramírez y Julián Carrillo con quienes compartí grandísimas experiencias de vida.

A los prestadores de servicio social Verónica, Tonatiuh, Antonio, Gregorio y José por el apoyo ofrecido en la instrumentación y durante el ensayo de los modelos.

Al Maestro Amando Padilla por sus recomendaciones y entusiasmo durante la etapa de rehabilitación de los muros.

Al médico Manuel Grijalva, por ayudarme en los momentos difíciles durante mi estancia en México. Gran parte de mi recuperación física se la debo a él así como la vida de mi esposa.

Al gran equipo de acondicionamiento físico de la UNAM: Saúl, Adolfo, Antonio, Francisco I, Francisco II, Sergio, Ricardo, Luis, Aidé, Rosalía, Marcia, Aremy, Alejandro, Violeta, Omar; entre otros, todos ellos liderados por la profesora Rosario por haber hecho en muchas ocasiones las veces de mi familia.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, pilar de la investigación en ingeniería en México, por su apoyo como becario y darme la oportunidad de haber formado parte del mejor equipo de trabajo.

Al Centro Nacional de Prevención de Desastres, por facilitar las instalaciones para el desarrollo de la etapa experimental.

Mención especial merece la empresa CEMEX, patrocinador del proyecto de investigación, por confiar en la propuesta y fortalecer la investigación en México. Particularmente agradezco a los ingenieros Roberto Uribe, Daniel Dámazo y Ángel Ponce.

De igual manera agradezco a todas aquellas personas que en la distancia me apoyaron directa o indirectamente. Con el propósito de evitar omisiones no incluyo los nombres ya que la lista es extensa.

A todos le pido una disculpa por la demora de la presentación del trabajo final y espero algún día me conceda Dios estar en la posición de retribuirles un poco de lo mucho que me ofrecieron. De Corazón GRACIAS.

# CONTENIDO

<b>CONTENIDO.</b>	<b>v</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.</b>	<b>ix</b>
<b>LISTA DE TABLAS.</b>	<b>xx</b>
<b>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 2 CASO DE ESTUDIO: LA VIVIENDA DE CONCRETO</b>	<b>5</b>
2.1 La vivienda de concreto en México.	5
2.2 Características generales de los tipos de concreto empleados en la construcción de vivienda en México.	7
2.2.1. Características del concreto celular	7
2.2.2. Características del concreto autocompactable.	7
2.3 Índices de distribución de concreto para la construcción de vivienda en México	7
2.4 Análisis y diseño de la vivienda de concreto en México.	9
2.4.1 Comparación entre demanda y capacidad resistente de los prototipos de vivienda empleados comúnmente.	11
2.4.2 Periodos naturales de vibración de las viviendas de concreto...	17
2.4.3 Demandas de desplazamiento en viviendas de concreto.	20
2.5 Construcción de la vivienda de concreto en México.	23
2.6 Problemas típicos que se presentan en la construcción de vivienda con muros de concreto	24
2.7 Durabilidad de la vivienda de concreto.	24
2.8 Discusión de resultados.	28
<b>CAPÍTULO 3 REVISIÓN DE LA LITERATURA.</b>	<b>31</b>
3.1 Introducción.	31
3.2 Modos de falla de muros de concreto sujetos a cargas laterales	32
3.3 Base de datos de ensayos de muros de concreto	32
3.4 Resistencia a cortante por tensión diagonal	34
3.5 Filosofías de diseño de muros de concreto	35
3.5.1 Contribución del concreto a la resistencia a cortante	35
3.5.2 Contribución del refuerzo a la resistencia a cortante	36
3.5.3 Límites para el esfuerzo cortante total	36
3.6 Cuantía de refuerzo mínimo	37
3.7 Factor de reducción de resistencia	38

<b>3.8 Comparación entre las resistencias obtenidas experimentalmente y las resistencias nominales calculadas utilizando las ecuaciones establecidas en reglamentos . . . . .</b>	<b>39</b>
<b>3.9 Modelos de cortante existentes en la literatura . . . . .</b>	<b>41</b>
3.9.1 Comparación entre las resistencias medidas y las calculadas con los modelos . . . . .	41
<b>3.10 Modelo trilineal de comportamiento para la falla de cortante en tensión diagonal. . . . .</b>	<b>43</b>
<b>3.11 Resistencia al agrietamiento diagonal. . . . .</b>	<b>43</b>
<b>3.12 Capacidad de desplazamiento . . . . .</b>	<b>45</b>
3.12.1 Desplazamiento asociado al agrietamiento diagonal . . . . .	45
3.12.2 Desplazamiento a la resistencia . . . . .	47
3.12.3 Desplazamiento último . . . . .	48
<b>3.13 Discusión de resultados . . . . .</b>	<b>49</b>
<b>CAPÍTULO 4      PROGRAMA EXPERIMENTAL . . . . .</b>	<b>53</b>
<b>4.1 Variables seleccionadas para la investigación experimental . . . . .</b>	<b>53</b>
<b>4.2 Fase I-a: Diseño, construcción, instrumentación, dispositivo de carga y procedimiento de ensaye para las pruebas monótonas . . . . .</b>	<b>55</b>
4.2.1 Diseño de los muros para la falla a cortante por tensión diagonal . . . . .	55
4.2.2 Construcción de cimentaciones . . . . .	56
4.2.3 Diseño de los muros de concreto para el ensaye ante cargas laterales . . . . .	56
4.2.4 Construcción de los muros de concreto para el ensaye ante cargas laterales . . . . .	56
4.2.5 Instrumentación de los muros de concreto . . . . .	56
4.2.6 Dispositivo y procedimiento de ensaye de los muros de concreto . . . . .	56
<b>4.3 Fase I-b: Diseño, construcción, instrumentación, dispositivo de carga y procedimiento de ensaye para las pruebas cíclicas . . . . .</b>	<b>58</b>
4.3.1 Instrumentación de los muros de concreto . . . . .	58
4.3.2 Dispositivo y procedimiento de ensaye de los muros de concreto . . . . .	58
<b>4.4 Resumen de resultados de los ensayos realizados . . . . .</b>	<b>59</b>
<b>4.5 Análisis de resultados . . . . .</b>	<b>68</b>
4.5.1 Ductilidad de los muros ensayados . . . . .	69
4.5.2 Comparación entre la fuerza cortante medida en los ensayos y la calculada con los modelos existentes en la literatura . . . . .	70
4.5.3 Comparación entre el comportamiento registrado en los ensayos y el calculado con los modelos existentes en la literatura . . . . .	72
<b>4.6 Discusión de resultados . . . . .</b>	<b>75</b>

<b>CAPÍTULO 5</b>	<b>ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL . . . . .</b>	<b>79</b>
5.1	Introducción . . . . .	79
5.2	Descripción del daño observado en los ensayos . . . . .	79
5.3	Comportamiento del refuerzo interior de los muros . . . . .	79
5.4	Rigidez lateral de los muros . . . . .	82
5.5	Energía disipada de los muros . . . . .	85
5.6	Discusión de resultados. . . . .	87
<b>CAPÍTULO 6</b>	<b>MODELO DE CORTANTE DESARROLLADO . . . . .</b>	<b>89</b>
6.1	Introducción . . . . .	89
6.2	Mecanismo de resistencia asociado al cortante por tensión diagonal . . . . .	89
6.3	Modelo de cortante propuesto . . . . .	90
6.3.1	Modelo calibrado de las tendencias de los resultados experimentales . . . . .	90
6.3.2	Modelo calibrado con el método de puntales y tensores en combinación con las tendencias de los resultados experimentales . . . . .	103
6.4	Cocientes entre los valores medidos y los calculados con el modelo . . . . .	106
6.5	Resistencia y capacidad de desplazamiento al agrietamiento por flexión . . . . .	113
6.6	Resistencia al agrietamiento diagonal . . . . .	114
6.7	Capacidad de desplazamiento . . . . .	116
6.7.1	Desplazamiento al agrietamiento diagonal . . . . .	117
6.7.2	Desplazamiento a la resistencia . . . . .	117
6.7.3	Desplazamiento último. . . . .	118
6.8	Comparación entre el comportamiento registrado en los ensayos con el calculado de los modelos existentes en la literatura y el calibrado en este estudio . . . . .	119
6.9	Discusión de resultados. . . . .	122
<b>CAPÍTULO 7</b>	<b>COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO . . . . .</b>	<b>125</b>
7.1	Introducción . . . . .	125
7.2	Modelo histerético desarrollado . . . . .	125
7.3	Comparación de las respuestas histeréticas de los muros ensayados . . . . .	131
7.4	Discusión de resultados. . . . .	136
<b>CAPÍTULO 8</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES . . . . .</b>	<b>137</b>
8.1	Introducción . . . . .	137
8.2	Conclusiones del estudio de gabinete . . . . .	137
8.3	Conclusiones del estudio experimental . . . . .	139
8.4	Recomendaciones . . . . .	140
8.5	Estudios futuros . . . . .	142



Apéndice A	Análisis y diseño de viviendas de concreto . . . . .	143
Apéndice B	Construcción de la vivienda de concreto en México. . . . .	159
Apéndice C	Problemas típicos que se presentan en la construcción de vivienda con muros de concreto . . . . .	163
Apéndice D	Modos de falla de muros de concreto . . . . .	167
Apéndice E	Base de datos de ensayos a muros de concreto . . . . .	171
Apéndice F	Resistencia a cortante por tensión diagonal . . . . .	181
Apéndice G	Cuantía mínima de refuerzo horizontal . . . . .	187
Apéndice H	Diseño por cortante de muros de concreto. . . . .	191
Apéndice I	Modelos de cortante por tensión diagonal de muros de concreto . . . . .	197
Apéndice J	Variables del proyecto experimental de las fases II a VI . . . . .	207
Apéndice K	Diseño de los muros para la falla a cortante por tensión diagonal . . . . .	211
Apéndice L	Construcción de cimentaciones y muros de concreto . . . . .	215
Apéndice M	Diseño de los muros de concreto para el ensaye ante cargas laterales . . . . .	225
Apéndice N	Propiedades de los materiales y dimensiones medidas en los muros . . . . .	229
Apéndice O	Instrumentación de los muros de concreto . . . . .	233
Apéndice P	Resultados de los ensayos monótonos . . . . .	239
Apéndice Q	Resultados de los ensayos cíclicos . . . . .	257
Apéndice R	Ductilidad de los muros de concreto . . . . .	273
Apéndice S	Descripción del daño observado en los ensayos . . . . .	279
Apéndice T	Comportamiento del refuerzo interior de los muros de concreto . . . . .	327
Apéndice U	Resumen del comportamiento del refuerzo interior de los muros . . . . .	369
Apéndice V	Rigidez y energía disipada obtenidas en los ensayos . . . . .	395
Apéndice W	Mecanismo de resistencia a cortante por tensión diagonal de muros de concreto . . . . .	411
Apéndice X	Parámetros del modelo histerético . . . . .	415
<b>NOMENCLATURA DEL CUERPO PRINCIPAL . . . . .</b>		<b>421</b>
<b>NOMENCLATURA DE APÉNDICES. . . . .</b>		<b>425</b>
<b>REFERENCIAS . . . . .</b>		<b>429</b>

## LISTA DE FIGURAS (Cuerpo principal)

- Figura 2.1 Viviendas construidas durante los últimos años en México
- Figura 2.2 Vivienda de concreto en comparación con el total de viviendas construidas en México
- Figura 2.3 Consumo de concreto en México para viviendas de interés social
- Figura 2.4 Distribución de concreto para el sector vivienda en México en el año 2005 por parte del Grupo CEMEX
- Figura 2.5 Ubicación de los desarrollos seleccionados para el análisis y diseño sísmico de las viviendas de concreto
- Figura 2.6 Esfuerzo axial promedio en los muros con respecto a la relación de aspecto (H/L)
- Figura 2.7 Esfuerzo axial promedio en los muros con respecto al cociente M/VL
- Figura 2.8 Distribución de los cocientes M/VL calculados para los muros de las viviendas
- Figura 2.9 Cociente M/VL de los muros y su relación de aspecto (H/L) con respecto a la relación de aspecto
- Figura 2.10 Cocientes entre la fuerza cortante resistente ( $V_R$ ) y la fuerza cortante actuante en cada muro ( $V_U$ ) con respecto a la relación de aspecto H/L
- Figura 2.11 Cocientes entre la fuerza cortante resistente ( $V_R$ ) y la fuerza cortante actuante en cada muro ( $V_U$ ) con respecto a la relación M/VL
- Figura 2.12 Cocientes entre la fuerza cortante resistente de cada vivienda ( $V_R$ ) y la fuerza cortante actuante en cada vivienda ( $V_U$ ) con respecto a la densidad de muros de las viviendas analizadas
- Figura 2.13 Periodos calculados para las viviendas de concreto analizadas
- Figura 2.14 Periodos calculados para las viviendas de concreto analizadas
- Figura 2.15 Periodos obtenidos con el método de elemento finito en función del cociente (H/D)
- Figura 2.16 Desplazamientos obtenidos para las viviendas con análisis de elemento finito con relación al cociente H/D
- Figura 2.17 Desplazamientos obtenidos para las viviendas con análisis de elemento finito con relación al cociente (H/D)\*c
- Figura 2.18 Viviendas de concreto terminadas
- Figura 2.19 Agrietamientos por corrosión del acero de refuerzo en viviendas (Solís et al., 2005)
- Figura 2.20 Pérdida de área de acero por corrosión con respecto al ancho del agrietamiento (Vidal et al. 2004)
- Figura 2.21 Daños en un muro de concreto por humedad (Solís et al., 2005)
- Figura 3.1 Muros que integran la base de datos
- Figura 3.2 Contribución a la resistencia a cortante del concreto ( $V_c$ ) establecidas en los reglamentos ACI, RDF, EC8 y AIJ.
- Figura 3.3 Contribución a la resistencia a cortante del refuerzo establecida en los reglamentos ACI, RDF, EC8 y AIJ
- Figura 3.4 Límites para la resistencia a cortante total
- Figura 3.5 Efecto de la cantidad y distribución del refuerzo vertical en la curvatura última. (Cárdenas y Magura, 1973)
- Figura 3.6 Comparación entre la resistencia por cortante nominal calculada con el reglamento ACI y la resistencia medida experimentalmente en muros de concreto (Cárdenas et al., 1973)
- Figura 3.7 Comparación entre las resistencias nominales calculadas para los diferentes reglamentos y la resistencias medidas experimentalmente correspondientes a la base de datos presentada en la sección 3.3.

Figura 3.8	Comparación entre las resistencias medidas y las resistencias nominales calculadas con modelos de cortante de Hernández, Wood, Leiva y Montaña; y Hwang y Lee
Figura 3.9	Modelo de comportamiento trilineal
Figura 3.10	Cocientes entre la resistencia de agrietamiento medida y la resistencia calculada con respecto al cociente M/VL
Figura 3.11	Cocientes entre la distorsión al agrietamiento medida y la calculada con los modelos
Figura 3.12	Cocientes entre la distorsión a la resistencia medida y la calculada con los modelos
Figura 3.13	Cocientes entre la distorsión última medida y la calculada con los modelos
Figura 4.1	Esquema de ensaye de los modelos
Figura 4.2	Definición de la distorsión
Figura 4.3	Historia de carga empleada en los ensayos cíclicos
Figura 4.4	Resultados de los ensayos cíclicos y monótonos
Figura 4.5	Envolventes de respuesta de los muros construidos con concreto de peso normal
Figura 4.6	Envolventes de respuesta de los muros construidos con concreto celular
Figura 4.7	Envolventes de respuesta de los muros construidos con concreto autocompactable
Figura 4.8	Envolventes de respuesta de la carga lateral - distorsión de los muros ensayados
Figura 4.9	Envolventes de respuesta de los muros ensayados (esfuerzo cortante normalizado – distorsión)
Figura 4.10	Distorsión y esfuerzo cortante correspondiente al punto de agrietamiento de los muros ensayados
Figura 4.11	Distorsión y esfuerzo cortante correspondiente al punto de agrietamiento de los muros ensayados
Figura 4.12	Distorsión a la resistencia ( $R_{m\acute{a}x}$ , %) medida en los muros ensayados
Figura 4.13	Esfuerzo cortante medido a la resistencia en los muros ensayados
Figura 4.14	Distorsión última ( $R_u$ , %) medida en los muros ensayados
Figura 4.15	Gráficas momento último ( $M_u$ ) vs. fuerza lateral ( $V_u$ ) de los ensayos realizados
Figura 4.16	Ductilidad calculada en los muros ensayados
Figura 4.17	Comparación entre las curvas carga lateral – distorsión obtenidas en los ensayos y los calculadas con los modelos propuestos en la literatura
Figura 5.1	Comparación entre la rigidez calculada con las ecuaciones 5.2, 5.3 y 5.4
Figura 5.2	Energía disipada para cada nivel de distorsión de los ensayos
Figura 5.3	Energía disipada acumulada
Figura 6.1	Influencia de la relación de aspecto H/L y la relación M/VL en la resistencia $V_{m\acute{a}x}$
Figura 6.2	Influencia de la relación de aspecto H/L y la relación M/VL en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f'_c}$
Figura 6.3	Influencia de la relación de aspecto H/L y la relación M/VL en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f'_c}$ (Refuerzo horizontal en muros igual o mayor que el refuerzo mínimo establecido en el RDF)
Figura 6.4	Influencia de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f'_c}$
Figura 6.5	Influencia de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f'_c}$ (muros sin refuerzo y con refuerzo en una sola dirección)

- Figura 6.6 Influencia de la resistencia a compresión del concreto y del refuerzo total de flexión en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{\max} / \sqrt{f_c'}$
- Figura 6.7 Influencia de la relación altura / espesor (H/t) y de la carga axial (P/Af<sub>c</sub>') en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{\max} / \sqrt{f_c'}$
- Figura 6.8 Influencia de la carga axial (P/Af<sub>c</sub>') en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{\max} / \sqrt{f_c'}$   
(muros con  $\rho_h \leq 1\%$ ; M/VL  $\geq 1$ ;  $\rho_h \approx \rho_v$ )
- Figura 6.9 Influencia de la distorsión a la resistencia (%R<sub>máx</sub>) y la distorsión de agrietamiento (%R<sub>agr</sub>) en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{\max} / \sqrt{f_c'}$
- Figura 6.10 Influencia de la distorsión a la resistencia (%R<sub>máx</sub>) y la distorsión de agrietamiento (%R<sub>agr</sub>) en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{\max} / \sqrt{f_c'}$ , (muros con  $\rho_h \geq \rho_v$ )
- Figura 6.11 Efecto de la relación H/L y M/VL en la resistencia normalizada
- Figura 6.12 Efecto de la relación H/L y M/VL en la resistencia normalizada (Muros sin refuerzo en el alma y muros sin refuerzo horizontal)
- Figura 6.13 Efecto de la cuantía de refuerzo vertical en la resistencia
- Figura 6.14 Efecto de la relación M/VL en el comportamiento del refuerzo horizontal
- Figura 6.15 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal
- Figura 6.16 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal para muros de concreto y muros de mampostería
- Figura 6.17 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal en función de la contribución a la resistencia a cortante por tensión diagonal de concreto  $V_c$
- Figura 6.18 Cocientes  $(V_{\max} - V_c) / V_c$  con respecto a la cuantía de refuerzo horizontal
- Figura 6.19 Relación entre la resistencia a cortante  $V_c$  y la distorsión a la resistencia (%R<sub>máx</sub>)
- Figura 6.20 Influencia de la carga axial (P/A) en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{\max} / \sqrt{f_c'}$   
(muros con  $\rho_h \leq 1\%$ ; M/VL  $\geq 1$ ;  $\rho_h \approx \rho_v$ )
- Figura 6.21 Relación entre la distorsión máxima en porcentaje (R<sub>máx</sub>, %) y el cociente M/VL y la relación entre la distorsión última en porcentaje (R<sub>u</sub>, %) y el cociente M/VL.
- Figura 6.22 Contribución del concreto ( $V_c$ ) y del refuerzo horizontal ( $V_s$ ) a la resistencia ( $V_{\max}$ ) conforme al modelo desarrollado en este estudio
- Figura 6.23 Puntal de compresión  $C_d$
- Figura 6.24 Componente horizontal del puntal de compresión
- Figura 6.25 Ancho del puntal de compresión
- Figura 6.26 Deformaciones por tensión obtenidas empleando las ecuaciones 6.12 y 6.13
- Figura 6.27 Efecto de las relaciones H/L o M/VL en la resistencia cortante normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto.
- Figura 6.28 Cocientes entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación 6.1  $\alpha$  calculado con la ecuación 6.9.
- Figura 6.29 Cocientes entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación 6.1  $\alpha$  calculado con las ecuaciones 6.2 y 6.3.
- Figura 6.30 Cocientes entre la resistencia medida y la calculada con los modelos de cortante calibrados para muros de concreto con falla en cortante a tensión diagonal
- Figura 6.31 Valores estadísticos de los modelos de cortante
- Figura 6.32 Comparación de la contribución a cortante del concreto  $V_c$  normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto (factor  $\alpha$ )
- Figura 6.33 Agrietamientos por flexión en la base del muro MCN50C

- Figura 6.34 % de la longitud del muro que cubre el agrietamiento inclinado
- Figura 6.35 Cocientes entre la resistencia de agrietamiento medida con respecto a la resistencia calculada
- Figura 6.36 Comparación entre las resistencias del concreto calculadas al agrietamiento (ecuación 6.17), a la resistencia (ecuación 6.1), y la contribución del concreto a la resistencia establecida en el reglamento ACI 318-08 cap. 21
- Figura 6.37 Cocientes entre la distorsión al agrietamiento medido y el calculado con la ecuación 6.18
- Figura 6.38 Cocientes entre la distorsión a la resistencia medida y la calculada con el modelo propuesto (ecuaciones 6.19 a 6.21)
- Figura 6.39 Porcentajes de deformación por flexión y corte de acuerdo con la ecuación 6.19
- Figura 6.40 Cocientes entre la distorsión última medida y la calculada con el modelo propuesto (ecuaciones 6.22 a 6.24)
- Figura 6.41 Modelo de cortante para la falla por tensión diagonal calibrado
- Figura 6.42 Comparación entre las curvas carga lateral – distorsión obtenidas en los ensayos y los calculadas con los modelos propuestos
- Figura 7.1 Histéresis para una falla en cortante
- Figura 7.2 Determinación de la rigidez de descarga de los ciclos histeréticos
- Figura 7.3 Relación entre el desplazamiento correspondiente al punto teórico de cierre de grietas y el desplazamiento máximo alcanzado en el ciclo de carga, parámetro  $c_g$
- Figura 7.4 Igualación de energías para la determinación del parámetro  $\gamma$
- Figura 7.5 Valores obtenidos para el parámetro  $\gamma$
- Figura 7.6 Igualación de energías para aproximar la rama de carga
- Figura 7.7 Valores del coeficiente  $C_p$  obtenidos
- Figura 7.8 Determinación del parámetro  $\beta$
- Figura 7.9 Valores del parámetro  $\beta$
- Figura 7.10 Comparación del modelo histerético calibrado con el ensaye experimental
- Figura 7.11 Comparación entre el modelo histerético desarrollado y las curvas de histéresis medidas experimentalmente en este estudio
- Figura 8.1 Cuantías de refuerzo horizontal en función del cociente  $M/VL$

## LISTA DE FIGURAS (Apéndices)

- Figura A.1 Plantas de distribución de los desarrollos seleccionados para el análisis
- Figura A.2 Modelo de elemento finito para el prototipo de vivienda Rubí
- Figura B.1 Preparación de la base de cimentación de un grupo de viviendas típicas de concreto
- Figura B.2 Preparación de la losa de cimentación de una vivienda de concreto
- Figura B.3 Anclaje de la malla electrosoldada a la losa de cimentación
- Figura B.4 Arreglo de la cimbra para el colado de muros de concreto en viviendas
- Figura B.5 Arreglo de la cimbra para el colado monolítico de muros y losa de concreto en viviendas
- Figura B.6 Anclajes para dar continuidad a los muros de concreto en viviendas de dos niveles.
- Figura B.7 Viviendas de concreto después del descimbrado de los muros
- Figura B.8 Viviendas de concreto terminadas
- Figura C.1 Falta de vibrado en las esquinas inferiores de los muros
- Figura C.2 Detallado deficiente en la interfase losa-muro
- Figura C.3 Muros de concreto demolidos en su parte inferior
- Figura C.4 Consecuencias de una sujeción deficiente de la malla electrosoldada
- Figura C.5 Agrietamiento en losas y muros
- Figura D.1 Mecanismo de falla en flexocompresión (F)
- Figura D.2 Mecanismo de falla en cortante a tensión diagonal (TD)
- Figura D.3 Mecanismo de falla en cortante a compresión diagonal (CD)
- Figura D.4 Mecanismo de falla en cortante por deslizamiento
- Figura E.1 Distribución del tipo de ensaye de los muros que integran la base de datos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.2 Distribución de los cocientes  $M/VL$  de los muros que integran la base de datos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.3 Distribución de la relación de aspecto  $H/L$  de los muros que integran la base de datos, (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.4 Distribución del espesor,  $t$ , de los muros que integran la base de datos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.5 Distribución de las cuantías de refuerzo horizontal de los muros que integran la base de datos, (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.6 Distribución de las cuantías de refuerzo vertical de los muros que integran la base de datos, (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.7 Distribución de la resistencia a compresión del concreto medida a la edad de los ensayes, (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.8 Distribución del esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal en los ensayes (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.9 Distribución del esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical en los ensayes (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.10 Distribución del porcentaje de esfuerzo axial en los muros con respecto a la resistencia a compresión del concreto medida (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.11 Distribución del porcentaje de distorsión a la resistencia (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)
- Figura E.12 Distribución de la resistencia medida en los ensayes ( $V_{max}$ ) normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto medida (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)

- Figura F.1 Comparación entre la resistencia a la tensión medida experimentalmente y la resistencia calculada con la ecuación F.1 (Raphael, 1985)
- Figura F.2 Comparación entre la resistencia la tensión medida experimentalmente y la resistencia calculada con la ecuación F.2 (Mirza et. al, 1979)
- Figura F.3 Estado de esfuerzos representados por el círculo de Mohr para un elemento localizado en la zona de tensión de una viga
- Figura F.4 Resistencia a cortante de vigas de concreto reforzado (de ACI-ASCE Comité 326, 1962)
- Figura F.5 Resistencia a cortante de vigas de concreto reforzado (de ACI-ASCE Comité 426, 1977)
- Figura F.6 Analogía de la armadura para vigas reforzadas
- Figura F.7 Analogía de la armadura para una viga con estribos verticales y agrietamiento con una inclinación de 45° con respecto a la horizontal.
- Figura G.1 Agrietamiento inicial en un muro de concreto
- Figura H.1 Modelo de cortante del reglamento Japonés (AIJ, 1999)
- Figura I.1 Efecto del cociente M/VL en la resistencia a cortante de muros de concreto (Hernández, 1980)
- Figura I.2 Efecto de la carga axial en la resistencia a cortante de muros de concreto (Hernández, 1980)
- Figura I.3 Efecto de las cuantías de refuerzo en la resistencia a cortante de muros de concreto (Hernández, 1980)
- Figura I.4 Comparación entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación D.6 (Wood, 1990)
- Figura I.5 Comparación entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación I.7 (Wood, 1990)
- Figura I.6 Resistencia experimental al corte con respecto a la resistencia del refuerzo transversal (Leiva y Montaña, 2001)
- Figura I.7 Modelo de falla para evaluar la resistencia al corte
- Figura I.8 Efecto del cociente kd/d en la ductilidad de curvatura  $\mu_\phi$  (Leiva y Montaña, 2001)
- Figura I.9 Efecto de la resultante de compresiones  $C_u$  en el nivel de sollicitación a flexión ( $M/M_n$ ) (Leiva y Montaña, 2001)
- Figura I.10 Efecto del cociente M/VL en la resistencia a cortante (Leiva y Montaña, 2001)
- Figura I.11 Cocientes entre las resistencias calculadas con el modelo y la resistencias experimentales con respecto al cociente M/VL (Leiva y Montaña, 2001)
- Figura I.12 Modelo de puntales y tensores propuesto por Hwang y Lee (2002)
- Figura I.13 Profundidad del ancho del puntal de compresión
- Figura K.1 Armado de los muros de concreto para la falla a cortante por tensión diagonal
- Figura L.1 Dimensiones de las cimentaciones construidas
- Figura L.2 Detalle del refuerzo y piezas de poliestireno de una cimentación
- Figura L.3 Colado de cimentaciones
- Figura L.4 Colocación del acero de los elementos de borde
- Figura L.5 Colocación del armado de la viga superior
- Figura L.6 Colocación de acero del alma de los muros
- Figura L.7 a) Armado de los muros sin refuerzo en el alma (MCN0M, MCC0M)
- Figura L.7 b) Armado de los muros con 50% de la cuantía mínima establecida en NTC-C (MCN50M, MCC50M, MCA50M)
- Figura L.7 c) Armados de los muros con 100% de la cuantía mínima establecida en NTC-C, (MCN100M, MCC100M, MCA100M)
- Figura L.8 Detalle del anclaje mecánico de las barras de refuerzo vertical de los elementos de borde
- Figura L.9 Detalle del armado de la losa superior de los muros

Figura L.10	Disposición de los muros previa al colado
Figura L.11	Colado de muros de concreto de peso normal
Figura L.12	Colado de muros de concreto celular
Figura L.13	Muros de concreto autocompactable
Figura M.1	Armado de los muros de concreto para el ensaye ante cargas laterales y propiedades nominales de diseño de los materiales
Figura N.1	Dispositivo de ensaye de los cilindros de concreto
Figura N.2	Ensayes de cilindros de concreto
Figura O.1	Instrumentación interna de los muros cuadrados ensayados en forma monótona
Figura O.2	Instrumentación interna de los muros cuadrados ensayados en forma cíclica
Figura O.3	Superficie teórica de falla esperada en los ensayos
Figura O.4	Deformímetro adherido a una barra de refuerzo del # 5
Figura O.5	Localización de los transductores de desplazamiento electrónicos para el ensaye de los muros
Figura O.6	Localización de los transductores de desplazamiento electrónicos para el ensaye de los muros MCC50C, MCC100C, MCA50C y MCA100C
Figura P.1	Carga lateral – distorsión del ensaye MCN0M
Figura P.2	Carga lateral – distorsión del ensaye MCN50M
Figura P.3	Carga lateral – distorsión del ensaye MCN100M
Figura P.4	Resultados de los ensayos monótonos de muros de concreto normal
Figura P.5	Carga lateral – distorsión del ensaye MCC0M
Figura P.6	Carga lateral – distorsión del ensaye MCC50M
Figura P.7	Carga lateral – distorsión del ensaye MCC100M
Figura P.8	Resultados de los ensayos monótonos de muros de concreto celular
Figura P.9	Carga lateral – distorsión del ensaye MCA0M
Figura P.10	Carga lateral – distorsión del ensaye MCA100M
Figura P.11	Resultados de los ensayos monótonos de muros de concreto autocompactable
Figura P.12	Resultados de los ensayos de muros construidos sin refuerzo en el alma
Figura P.13	Resultados de los ensayos de muros construidos con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo en el alma establecida en el RDF
Figura P.14	Resultados de los ensayos de muros construidos con la cuantía mínima de refuerzo en el alma establecida en el RDF
Figura P.15	Resultados de los ensayos monótonos
Figura P.16	Agrietamiento a la resistencia de los muros ensayados en forma monótona
Figura P.17	Agrietamiento último de los muros ensayados en forma monótona
Figura Q.1	Resultados del ensaye de los muros MCN50C y MCN50M
Figura Q.2	Resultados del ensaye de los muros MCN50C2 y MCN50M
Figura Q.3.	Agrietamiento a la resistencia de los muros ensayados de forma monótona (MCN50M) y cíclica (MCN50C y MCN50C2)
Figura Q.4	Resultados del ensaye de los muros MCN100C ( $f'_c = 17.8$ MPa) y MCN100M ( $f'_c = 19.2$ MPa)
Figura Q.5	Agrietamiento final de los muros ensayados de forma monótona (MCN100M) y cíclica (MCN100C)
Figura Q.6	Resultados del ensaye de los muros MCC50C y MCC50M
Figura Q.7	Resultados del ensaye de los muros MCC50C2 y MCC50M
Figura Q.8	Agrietamiento de los muros ensayados de forma monótona (MCC50M) y cíclica (MCC50C y MCC50C2)
Figura Q.9	Resultados del ensaye de los muros MCC100C y MCC100M
Figura Q.10	Agrietamiento final de los muros ensayados de forma monótona (MCC100M) y cíclica (MCC100C)



Figura Q.11	Resultados del ensaye de los muros MCA50C y MCA50C2
Figura Q.12	Agrietamiento de los muros ensayados de forma cíclica (MCA50C) y (MCA50C2)
Figura Q.13	Resultados del ensaye de los muros MCA100M y MCA100C
Figura Q.14	Agrietamiento de los muros ensayados de forma monótona (MCA100M) y cíclica (MCA100C)
Figura Q.15	Curvas carga lateral – distorsión de los muros ensayados cíclicamente
Figura Q.16	Envolventes de respuesta de los ensayos cíclicos para los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la mínima establecida en las NTC-C, 2004
Figura Q.17	Envolventes de respuesta de los ensayos cíclicos para los muros reforzados con una cuantía equivalente al 100% de la mínima establecida en las NTC-C, 2004
Figura Q.18	Agrietamiento a la resistencia de los muros ensayados en forma cíclica
Figura R.1	Cálculo de la ductilidad equivalente según el criterio de Park
Figura R.2	Cálculo de la ductilidad equivalente según el criterio de Sezen y Moehle
Figura R.3	Ductilidad del muro MCN0M
Figura R.4	Ductilidad del muro MCC0M
Figura R.5	Ductilidad del muro MCA0M
Figura R.6	Ductilidad del muro MCN50M
Figura R.7	Ductilidad del muro MCC50M
Figura R.8	Ductilidad del muro MCN100M
Figura R.9	Ductilidad del muro MCC100M
Figura R.10	Ductilidad del muro MCA100M
Figura R.11	Ductilidad del muro MCN50C2
Figura R.12	Ductilidad del muro MCC50C2
Figura R.13	Ductilidad del muro MCA50C2
Figura R.14	Ductilidad del muro MCN100C
Figura R.15	Ductilidad del muro MCC100C
Figura R.16	Ductilidad del muro MCA100C
Figura S.1	Agrietamientos previos al ensaye de muros
Figura S.2	Agrietamientos previos al ensaye monótono de muros
Figura S.3	Agrietamientos previos al ensaye cíclico de muros
Figura S.4	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCN0M
Figura S.5	Estado final de daño del muro MCN0M
Figura S.6	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCN50M
Figura S.7	Estado final de daño del muro MCN50M
Figura S.8	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCN100M
Figura S.9	Estado final de daño del muro MCN100M
Figura S.10	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC0M
Figura S.11	Estado final de daño del muro MCC0M
Figura S.12	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC0M
Figura S.13	Estado final de daño del muro MCC50M
Figura S.14	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC100M
Figura S.15	Estado final de daño del muro MCC100M
Figura S.16	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA0M
Figura S.17	Estado final de daño del muro MCA0M
Figura S.18	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA100M
Figura S.19	Estado final de daño del muro MCA100M
Figura S.20	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCN50C
Figura S.21	Estado final de daño del muro MCN50C
Figura S.22	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCN100C
Figura S.23	Estado final de daño del muro MCN100C
Figura S.24	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC50C

Figura S.25	Estado final de daño del muro MCC50C
Figura S.26	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC100C
Figura S.27	Estado final de daño del muro MCC100C
Figura S.28	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA50C
Figura S.29	Estado final de daño del muro MCA50C
Figura S.30	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA100C
Figura S.31	Estado final de daño del muro MCA100C
Figura S.32	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCN50C2
Figura S.33	Estado final de daño del muro MCN50C2
Figura S.34	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC50C2
Figura S.35	Estado final de daño del muro MCC50C2
Figura S.36	Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA50C2
Figura S.37	Estado final de daño del muro MCA50C2
Figura T.1	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN0M
Figura T.2	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN50M
Figura T.3	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN100M
Figura T.4	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC0M
Figura T.5	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC50M
Figura T.6	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC100M
Figura T.7	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA0M
Figura T.8	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA100M
Figura T.9	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN50C (Carga lateral positiva)
Figura T.10	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN50C (Carga lateral negativa)
Figura T.11	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN100C (Carga lateral positiva)
Figura T.12	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN100C (Carga lateral negativa)
Figura T.13	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC50C (Carga lateral positiva)
Figura T.14	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC50C (Carga lateral negativa)
Figura T.15	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC100C (Carga lateral positiva)
Figura T.16	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC100C (Carga lateral negativa)
Figura T.17	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA50C (Carga lateral positiva)
Figura T.18	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA50C (Carga lateral negativa)
Figura T.19	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA100C (Carga lateral positiva)
Figura T.20	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA100C (Carga lateral negativa)
Figura T.21	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN50C2 (Carga lateral positiva)
Figura T.22	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN50C2 (Carga lateral negativa)
Figura T.23	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC50C2

	(Carga lateral positiva)
Figura T.24	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC50C2
	(Carga lateral negativa)
Figura T.25	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA50C2
	(Carga lateral positiva)
Figura T.26	Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA50C2
	(Carga lateral negativa)
Figura U.1	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCN0M
Figura U.2	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCN50M
Figura U.3	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCN100M
Figura U.4	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC0M
Figura U.5	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC50M
Figura U.6	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC100M
Figura U.7	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCA0M
Figura U.8	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCA100M
Figura U.9	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCN50C
Figura U.10	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCN50C2
Figura U.11	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCN100C
Figura U.12	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC50C
Figura U.13	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC50C2
Figura U.14	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC100C
Figura U.15	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCA50C
Figura U.16	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCA50C2
Figura U.17	Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCA100C
Figura V.1	Rigidez lateral secante medida en los ensayos monótonos
Figura V.2	Rigidez lateral secante medida en los ensayos monótonos
Figura V.3	Rigidez lateral secante medida en los ensayos cíclicos y monótonos reforzados con el 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF
Figura V.4	Rigidez lateral secante medida en los ensayos cíclicos y monótonos reforzados con el 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF
Figura V.5	Rigidez lateral secante medida en los ensayos cíclicos reforzados con el 50% y 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF
Figura V.6	Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCN50C
Figura V.7	Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCN50C
Figura V.8	Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCN100C
Figura V.9	Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCN100C
Figura V.10	Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCC50C
Figura V.11	Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCC50C
Figura V.12	Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCC100C
Figura V.13	Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCC100C
Figura V.14	Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCA50C
Figura V.15	Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCA50C
Figura V.16	Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCA100C
Figura V.17	Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCA100C

Figura V.18	Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCN50C2
Figura V.19	Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCN50C2
Figura V.20	Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCC50C2
Figura V.21	Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCC50C2
Figura V.22	Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCA50C2
Figura V.23	Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCA50C2
Figura W.1	Dispositivo de ensaye de un muro de concreto bajo carga lateral y axial
Figura W.2	Efecto de la aplicación de la carga en los elementos mecánicos
Figura W.3	Variación de los esfuerzos generados por los elementos mecánicos
Figura W.4	Diagrama de cuerpo libre y círculo de esfuerzos en la superficie local agrietada
Figura X.1	Rigidez de descarga de los ciclos histeréticos
Figura X.2	Parámetro asociado al cierre teórico de grietas, $c_g$
Figura X.3	Parámetro asociado a la forma de la rama de descarga, $\gamma$
Figura X.4	Parámetro asociado a la forma de la rama de carga, $c_p$
Figura X.5	Parámetro asociado a la degradación de la resistencia, $\beta$

## LISTA DE TABLAS (cuerpo principal)

Tabla 2.1	Consumo de concreto en México por parte del Grupo CEMEX, m <sup>3</sup>
Tabla 2.2	Consumo de tipo de concreto en México para el sector vivienda por parte del Grupo CEMEX, m <sup>3</sup>
Tabla 2.3	Consumo de concreto en México para el sector vivienda de acuerdo con la zona geográfica y tipo de concreto por parte del Grupo CEMEX, m <sup>3</sup>
Tabla 2.4	Características de los modelos de vivienda construidos en México
Tabla 2.5	Cocientes entre la fuerza cortante resistente de las viviendas en las direcciones X y Y ( $V_{RX}$ , $V_{RY}$ ) y la fuerza cortante actuante en las direcciones X y Y ( $V_{UX}$ , $V_{UY}$ )
Tabla 2.6	Cocientes entre la fuerza cortante resistente de las viviendas en las direcciones X y Y ( $V_{RX}$ , $V_{RY}$ ) y la fuerza cortante actuante en las direcciones X y Y ( $V_{UX}$ , $V_{UY}$ )
Tabla 2.7	Promedios y coeficientes de variación calculados de los periodos de las viviendas
Tabla 2.8	Promedios y coeficientes de variación calculados de las demandas de desplazamiento de las viviendas (rigidez de los muros como elementos en voladizo)
Tabla 2.9	Promedios y coeficientes de variación calculados de las demandas de desplazamiento de las viviendas (rigidez de los muros como elementos en voladizo considerando sólo las deformaciones de cortante)
Tabla 3.1	Promedio de los cocientes entre las resistencias medidas experimentalmente y las calculadas con los modelos analíticos y coeficientes de variación de los datos
Tabla 3.2	Promedio de los cocientes entre las distorsiones medidas experimentalmente y las calculadas con los modelos analíticos y coeficientes de variación de los datos
Tabla 4.1	Fases del proyecto experimental
Tabla 4.2	Características de los muros ensayados en la fase I
Tabla 4.3	Características de respuesta de los muros ensayados
Tabla 4.4	Comparación entre las fuerzas cortantes medidas en los ensayos y las calculadas con los reglamentos mexicano, NTC-C, 2004 (RDF), americano (ACI-318 cap. 21), Europeo (EC8) y Japonés (AIJ).
Tabla 4.5	Comparación entre las fuerzas cortantes medidas en los ensayos y las calculadas con los modelos de cortante descritos en el capítulo 3.
Tabla 5.1	Resumen de los resultados obtenidos en los ensayos
Tabla 5.2	Resumen de rigideces teóricas y calculadas de los ensayos
Tabla 6.1	Comparación de los valores de los promedios y coeficiente de variación para los modelos de cortante considerados
Tabla 6.2	Cocientes entre la resistencia medida en los ensayos y la calculada con los modelos de cortante existentes en la literatura y desarrollado en este estudio (ecuación 6.1)
Tabla 6.3	Modelos para calcular la resistencia a cortante de muros de concreto
Tabla 6.4	Observaciones a los modelos para calcular la resistencia a cortante por tensión diagonal de muros de concreto
Tabla 7.1	Parámetros del modelo calibrado

## LISTA DE TABLAS (Apéndices)

Tabla A.1	Desarrollos de vivienda seleccionados para el análisis sísmico estático
Tabla A.2.1	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Rubí
Tabla A.2.2	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Turquesa
Tabla A.2.3	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Jade
Tabla A.2.4	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Jerez
Tabla A.2.5	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Kitt
Tabla A.2.6	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Roble
Tabla A.2.7	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda MC-100
Tabla A.2.8	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda San Francisco
Tabla A.2.9	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Espaldaña
Tabla A.2.10	Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda San Jorge
Tabla A.3	Periodos calculados para las viviendas analizadas
Tabla A.4	Modos de vibrar asociados a los periodos en las traslaciones X y Y y al modo de torsión
Tabla A.5	Demandas de desplazamiento calculadas para las viviendas (Rigidez de los muros como elementos en voladizo)
Tabla A.6	Demandas de desplazamiento calculadas para las viviendas (Rigidez de los muros como elementos en voladizo considerando sólo las deformaciones de cortante)
Tabla E.1	Base de datos de muros de concreto, (propiedades de los muros)
Tabla E.2	Base de datos de muros de concreto, (características de la respuesta)
Tabla J.1	Características de los muros ensayados en la fase II
Tabla J.2	Características de los muros ensayados en la fase VI
Tabla J.3	Resumen de ensayos realizados
Tabla K.1	Sobre resistencia contra las fallas por flexión, compresión diagonal y deslizamiento de los muros ensayados
Tabla M.1	Capacidad a tensión de las barras verticales
Tabla N.1	Resultados de los ensayos de cilindros de concreto
Tabla N.2	Resultados de los ensayos de barras de refuerzo
Tabla N.3	Dimensiones medidas en los muros de concreto
Tabla P.1	Características de respuesta de los muros ensayados

## Capítulo 1. Introducción

La demanda de vivienda en México ha impulsado el desarrollo de nuevos sistemas constructivos. La meta es construir 800,000 viviendas en promedio por año. Actualmente, se utiliza la construcción de viviendas económicas con muros de concreto como complemento a la construcción de vivienda típica de mampostería. Los muros de concreto son delgados, con cuantías de refuerzo bajas y colados en sitio. Las viviendas son de altura baja (uno o dos niveles), por lo que las relaciones de aspecto altura-longitud de los muros son, en términos generales, bajas (muros robustos). Ensayes de laboratorio han indicado que para altas relaciones de aspecto, el comportamiento del muro está controlado por flexión, mientras que para bajas relaciones lo está por fuerza cortante. Los modos de falla de muros robustos corresponden a mecanismos asociados a agrietamiento inclinado o al deslizamiento en la base. Uno de los modos de falla más característicos es el debido a cortante por tensión diagonal.

En la actualidad, la incertidumbre en el diseño por cortante de muros de concreto es alta debido a que se desconoce de manera fehaciente sus capacidades de resistencia y deformación, por esta razón, en el diseño de los muros se protege contra la falla por cortante y se fomenta la falla por flexión. Debido a las características de los muros de viviendas mexicanas, (muros delgados con cuantías de refuerzo bajas), las recomendaciones de diseño vigentes no son aplicables. Para desarrollar recomendaciones de análisis, diseño y construcción, consistentes con las tradicionales (“diseño por resistencia”) y aplicables a las nuevas metodologías de diseño (“diseño por desempeño y, particularmente, por desplazamiento”) se ha iniciado este proyecto de investigación.

Como parte de la investigación experimental se han ensayado muros de concreto bajo carga lateral monótona y cíclica, en ambos casos con carga vertical constante. Los muros fueron construidos a escala natural para su ensaye cuasi-estático y escala 1:0.75 para su ensaye dinámico en mesa vibradora. Todos los muros fueron diseñados para fallar en cortante y tuvieron sección rectangular. Las variables de estudio fueron: la relación de aspecto altura/longitud (0.5, 1 y 2), el tipo de concreto (normal, celular y auto compactable), las cuantías de refuerzo (0, 50 y 100% del refuerzo equivalente al mínimo establecido por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), la forma de ensaye (monótono, cíclico y dinámico) y el tipo de acero de refuerzo (refuerzo grado 42 y malla de acero soldado). Como variable adicional se incluyó la influencia de las aberturas en el comportamiento de los muros. Dentro del proyecto se rehabilitaron y ensayaron dos muros de concreto previamente dañados. La técnica empleada consistió en el encamisado con fibra de vidrio adherida con resina. Las propiedades de los muros son características de viviendas de baja y mediana altura, esto es, con espesor, cuantías de refuerzo y resistencia del concreto bajas. En este trabajo se presenta el análisis de los resultados correspondientes a los ensayes cuasi-estáticos descritos en el capítulo cuatro.

Además de la descripción del comportamiento e interpretación de los resultados experimentales de los ensayes realizados, dentro de los alcances de la investigación se incluye la calibración de un modelo que permite predecir de manera razonable el comportamiento de estos muros. El modelo fue calibrado con tendencias de resultados experimentales e incluye tres estados límite de comportamiento: agrietamiento inclinado, resistencia y resistencia última. Para cada estado límite de comportamiento se calibraron ecuaciones para predecir tanto la resistencia como la capacidad de desplazamiento. Para complementar el modelo de comportamiento y con el propósito de contar en un futuro inmediato con las herramientas adecuadas para realizar análisis no lineales de viviendas de concreto, con los resultados de los ensayes realizados se calibró un modelo histerético de comportamiento. El modelo incluye degradación de rigidez, degradación de resistencia y adelgazamiento de los ciclos histeréticos cerca del origen. De esta forma los objetivos que se buscaron en este trabajo fueron los siguientes:

- a) Documentar las principales características relacionadas con el análisis, diseño y construcción de viviendas de concreto de uno o dos niveles en México

- b) Evaluar la resistencia y capacidad de deformación de muros de concreto construidos con características similares a las encontradas en el punto anterior
- c) Comparar la respuesta de los muros ensayados con algunos de los modelos existentes en la literatura para determinar la idoneidad de adoptar un modelo como parte del desarrollado en este estudio
- d) Desarrollar un modelo analítico para diseño por desempeño (desplazamientos) de muros de concreto cuyo comportamiento esté controlado por tensión diagonal
- e) Utilizar el modelo calibrado para determinar la resistencia y capacidad de deformación de las viviendas de concreto de altura moderada que se construyen comúnmente en México
- f) Con base en los puntos anteriores, proponer recomendaciones de análisis, diseño y construcción aplicables a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF)

Puesto que el desarrollo de la investigación incluyó etapas de investigación experimental, con el propósito de acotar las variables de estudio, dentro de los alcances de este trabajo no se consideró la contribución de los muros localizados fuera de plano de carga, la interacción suelo-estructura, el efecto del diafragma flexible en el comportamiento, ni la evaluación de otros modos de falla distintos al de cortante por tensión o compresión diagonal.

El trabajo está dividido en ocho capítulos y veinticuatro apéndices. En el presente capítulo se incluye la justificación, los alcances y la metodología de la investigación. Los capítulos dos y tres incluyen una revisión de la literatura existente. Los capítulos cuatro y cinco corresponden a la etapa experimental de la investigación, y, finalmente, los capítulos seis y siete a la parte analítica del estudio. En el capítulo ocho se incluyen las conclusiones del trabajo.

En el capítulo dos se presenta el caso de estudio de la investigación: la vivienda de concreto en México. Se incluyen los índices de construcción de vivienda de concreto en México en los últimos años, así como los consumos asociados a cada uno de los tres tipos de concreto estudiados. Se presentan algunos de los prototipos comunes de vivienda construidos en el territorio mexicano y se determina para cada caso la resistencia disponible calculada conforme al RDF y su comparación con la demanda sísmica de resistencia calculada conforme al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC). Se determina, para cada caso, el periodo de vibración de las viviendas y la demanda de desplazamiento lateral. Se incluye una descripción de las principales características y los detalles constructivos de las viviendas de concreto y se hace énfasis en los principales problemas que se presentan en la construcción de vivienda de concreto en México. Al final se realiza una discusión de los principales resultados obtenidos en el capítulo.

En el capítulo tres se realiza una revisión de la literatura. Se describen los modos de falla característicos de los muros de concreto. Se presenta una base de datos de ensayos a muros de concreto compilada de la literatura existente. La base de datos fue complementada con los ensayos realizados en este trabajo para calibrar el modelo de comportamiento. Se describen las bases analíticas y experimentales de las ecuaciones que se establecen en el reglamento y en algunos modelos calibrados para calcular la resistencia asociada a la falla por cortante en tensión diagonal. Se describen las filosofías de diseño por cortante del Instituto Americano del Concreto, del RDF, Eurocódigo y del reglamento del Instituto de Arquitectura del Japón haciendo énfasis en el enfoque de diseño por resistencia que presentan los cuatro. En el capítulo se incluyen los principios considerados en la obtención de la cuantía de refuerzo horizontal mínima que actualmente se establece en el reglamento. Se realiza una comparación entre la resistencia medida experimentalmente y la calculada con los modelos descritos. Se incluye una descripción para cada estado límite del modelo trilineal de comportamiento. Se presentan algunos modelos disponibles en la literatura para tratar de predecir el comportamiento a cortante de muros de concreto. Al final se realiza una discusión de los principales resultados obtenidos en el capítulo.



En el capítulo cuarto se describe el programa experimental desarrollado y los principales resultados obtenidos en la investigación. Las variables seleccionadas para el proyecto experimental fueron consistentes con las características principales de la vivienda de concreto en México descrita en el capítulo dos y con la falta de estudios experimentales detectados en la base de datos presentada en el capítulo tres. En el capítulo se incluyen las curvas carga lateral-distorsión medidas en los ensayos monótonos y cíclicos. Además, se presenta una comparación entre curvas de comportamiento de muros con características similares y un análisis de los resultados obtenidos. También se incluyen las curvas carga lateral-distorsión obtenidas experimentalmente y su comparación con las curvas recomendadas en la literatura. Al final se realiza una discusión de los principales resultados obtenidos en el capítulo.

En el capítulo quinto se presenta una descripción detallada de los ensayos realizados. Se incluye el análisis de los deformímetros, y los niveles de daño asociados a los estados límite establecidos para la construcción del modelo trilineal. Se presentan las propiedades de las curvas carga lateral-distorsión medidas en los ensayos tales como la rigidez lateral y la energía disipada. Al final se realiza una discusión de los principales resultados obtenidos en el capítulo.

En el capítulo sexto se presenta la calibración del modelo de cortante. Se incluye el mecanismo de resistencia a cortante considerado y las tendencias de los resultados experimentales correspondientes a la base de datos. Además, se presenta la validación analítica del modelo de cortante para el concreto propuesto. Se comparan las resistencias obtenidas en los ensayos experimentales con las calculadas con el modelo. Finalmente, se presentan las ecuaciones calibradas en este estudio para cada estado límite de comportamiento tanto de resistencia como de desplazamiento. Al final se realiza una discusión de los principales resultados obtenidos en el capítulo.

En el capítulo séptimo se presenta el desarrollo del modelo hysterético de comportamiento. Se incluye la calibración de los parámetros del modelo para cada muro ensayado y su comparación con las curvas de comportamiento carga lateral-distorsión obtenidas experimentalmente. De igual manera que en los capítulos anteriores, al final se realiza una discusión de los principales resultados obtenidos en el capítulo.

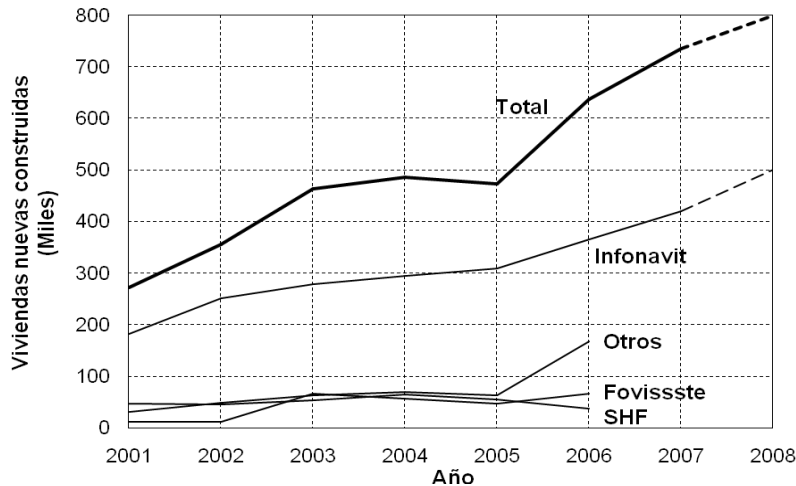
Finalmente, el capítulo octavo incluye las conclusiones del trabajo. Se realiza una síntesis de los principales resultados obtenidos en cada capítulo y se discuten los principales aportes del trabajo realizado.

## Capítulo 2. Caso de estudio. La vivienda de concreto

En este capítulo se describe el caso de estudio sobre el cual se desarrolla la investigación: la vivienda de concreto en México. Se presentan los índices de construcción de vivienda en los últimos años y el consumo de concreto empleado en el sector vivienda. Se incluyen apartados referentes al análisis, diseño y construcción de las viviendas. Para dicho propósito, se utilizó la información de algunos de los prototipos de desarrollos de interés social empleados comúnmente en la construcción de vivienda. Se describen los detalles constructivos empleados tradicionalmente en la práctica, los problemas comunes que se presentan en la construcción de viviendas con muros de concreto y algunos aspectos correspondientes a la durabilidad de la vivienda de concreto. Para los prototipos descritos se presentan las resistencias calculadas conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (NTC-C, 2004). Éstas se comparan con las resistencias requeridas de acuerdo con el diseño sísmico de la vivienda. Al final, se realiza una discusión de los principales resultados obtenidos en el presente capítulo.

### 2.1 La vivienda de concreto en México

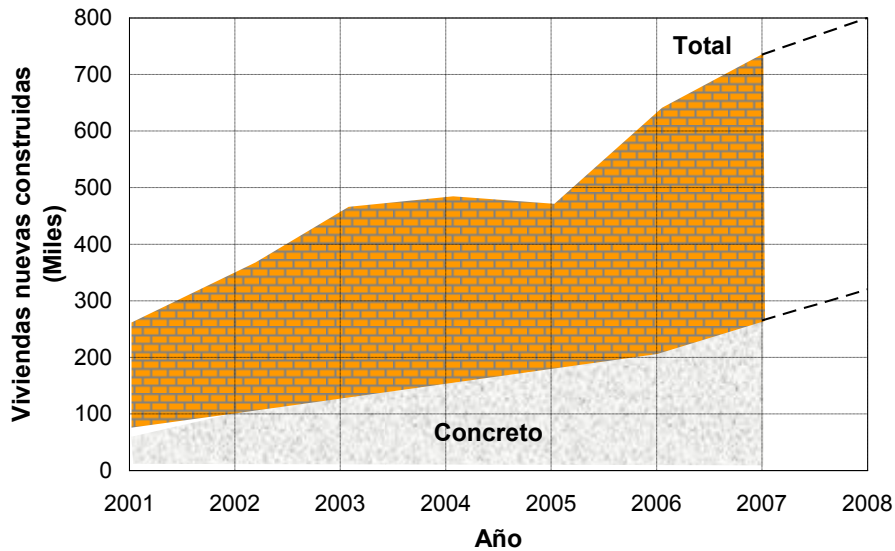
En los últimos años en el país se ha emprendido un intenso esfuerzo para incrementar la oferta de vivienda. En la figura 2.1 se presentan las viviendas construidas durante los últimos años y el número que se planea construir hasta el año 2008. Se estima que a partir del año 2008, se construirán en promedio 800 mil viviendas por año, (CONAFOVI, 2008).



**Figura 2.1 Viviendas construidas durante los últimos años en México**

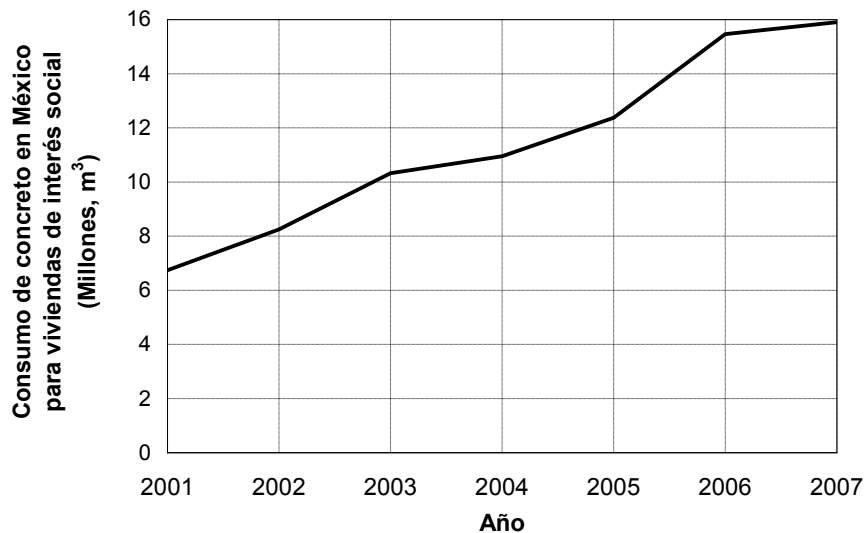
Empleando el proceso tradicional de construcción artesanal con mampostería, se ha vuelto complicado llegar a las metas anuales debido principalmente a la escasez de mano de obra y a la lentitud del proceso de construcción. La creciente demanda de vivienda en México ha impulsado el desarrollo de nuevos sistemas constructivos en los últimos años; así, los procesos de construcción industrializada son considerados cada vez más como una opción viable técnica y económicamente. Algunas de las ventajas que se obtienen con estos procesos son: la aceleración de la producción de vivienda, la reducción de la mano de obra, el equilibrio en los niveles de calidad de construcción, además de la oferta económica accesible.

De acuerdo con la Federación Internacional del Cemento, en el año 2007 se construyeron alrededor de 270 mil viviendas con muros y losas de concreto. La estimación para el año 2008 es construir más de 300 mil viviendas de concreto e incrementar este número en los próximos años. Esta cifra representa un porcentaje cercano al 40% con respecto al número total de viviendas que se construirán (Ficem, 2007). En la figura 2.2 se presentan los índices de construcción de vivienda de concreto en comparación con el total de viviendas construidas en México.



**Figura 2.2 Vivienda de concreto en comparación con el total de viviendas construidas en México**

En la figura 2.3 se presenta el consumo de concreto en México empleado en viviendas de interés social. De la figura se observa el constante crecimiento en la demanda de concreto llegando a alcanzar cerca de los 16 millones de  $m^3$  en el año 2007.



**Figura 2.3 Consumo de concreto en México para viviendas de interés social**

## 2.2 Características generales de los tipos de concreto empleados en la construcción de vivienda en México

Como se comentó en la sección 2.1, desde hace algunos años se ha detectado un incremento en la construcción de viviendas, tanto en los sectores de interés social como de tipo medio, con muros de concreto. Por otra parte, para mejorar la calidad de las viviendas, se han incorporado al mercado los concretos tipo celular y autocompactable como opciones al concreto de peso normal. Independientemente del tipo de concreto, es común en el diseño el empleo de una resistencia a compresión del concreto de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>) en el cálculo de las viviendas (Pérez, 2007; García-Conde, 2007). Los concretos celular y autocompactable poseen características particulares que pueden hacer más funcional su empleo en el sector vivienda y como se verá en la sección 2.3, se ha detectado un incremento de su empleo.

### 2.2.1. Características del concreto celular

El concreto celular es un concreto con peso volumétrico en estado fresco menor o igual que 19 kN/m<sup>3</sup> (1900 kg/m<sup>3</sup>), por lo que es catalogado por las NTC-C como un concreto ligero. Debido a lo anterior, es posible reducir las cargas muertas en las viviendas. Posee características que lo hacen aislante termo-acústico y resistente al fuego. Regularmente el tamaño máximo del agregado es de 10 mm. Este concreto se dosifica para trabajarse con revenimientos del orden de 20 cm. Su alta trabajabilidad favorece las operaciones de colocación y elimina la aplicación de vibradores. Su coeficiente de conductividad térmica varía entre 0.5 y 0.8 kcal/mh °C, propiedad que permite un ahorro de energía para el usuario final al aislar de manera más eficiente a la vivienda contra los cambios de temperatura en comparación con los concretos de peso normal y autocompactable. El concreto es apto para ser bombeable. Se puede clavar en él con relativa facilidad. Para este concreto es difícil obtener resistencias a compresión mayores que 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>) sin que se alteren sus propiedades de rigidez y peso volumétrico. En la medida que se incrementa la resistencia, sistemáticamente se incrementan el peso volumétrico y el módulo de elasticidad. Para una resistencia de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>), el costo del concreto celular es alrededor de 5% mayor que el costo del concreto de peso normal (CEMEX, 2007).

### 2.2.2. Características del concreto autocompactable

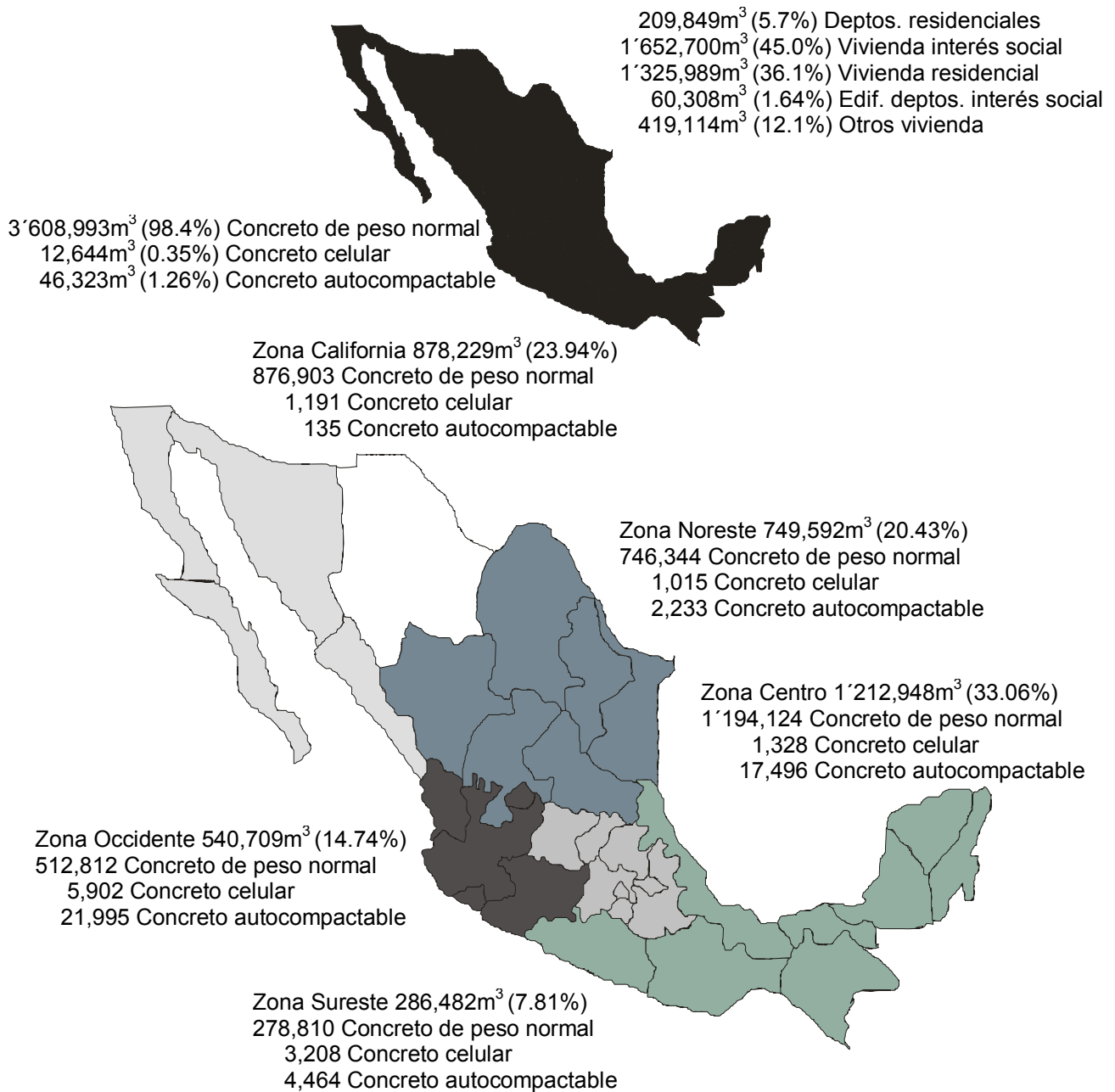
El concreto autocompactable mejora el acabado de los terminados aparentes. Reduce los costos asociados a la colocación, ya que no se requiere de tanto personal ni de vibradores para compactar el concreto. Su alta trabajabilidad permite obtener una fluidez de hasta 65 cm conforme a la prueba de extensibilidad. El peso volumétrico es similar al de un concreto de peso normal. Al emplear este concreto se reducen los problemas de segregación. Regularmente el tamaño máximo del agregado es de 13 mm. Es posible lograr resistencias a compresión entre 10 y 50 MPa (100 y 500 kg/cm<sup>2</sup>). Los módulos de elasticidad y de ruptura no difieren significativamente de los calculados para un concreto de peso normal. Para una resistencia de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>), el costo del concreto autocompactable es alrededor de 8% mayor que el costo del concreto de peso normal (CEMEX, 2007).

## 2.3 Índices de distribución de concreto para la construcción de vivienda en México

En el año 2005, de los 10'570,000 m<sup>3</sup> de concreto premezclado distribuidos en todo México por parte del grupo CEMEX, el 34.7% (3'667,960 m<sup>3</sup>) se empleó en la construcción de vivienda en México (Cemex, 2006). La distribución no cambió sensiblemente para el año 2007 con respecto al año 2005. El dato incluye concretos de peso normal, celular y autocompactable. En la figura 2.4 se presenta el volumen y los respectivos porcentajes de concreto distribuidos en cinco zonas de la República Mexicana, se incluye el volumen en m<sup>3</sup> de cada concreto y la cantidad de concreto asociado a cada clasificación de vivienda. En lo que respecta al tipo de concreto consumido, de la figura 2.4 se observa que la demanda de concreto de peso normal fue mucho mayor en comparación con los concretos celular y autocompactable, tanto a nivel

nacional como en cada una de las cinco zonas. El mayor porcentaje de concreto consumido correspondió a la Zona Centro del país con el 33%. Las Zonas Sur y Occidente consumieron en su conjunto menos que lo consumido en la Zona de California. La demanda de concreto de peso normal fue mayor en la Zona Centro mientras que para los concretos autocompactable y celular la demanda fue mayor en la Zona Occidente. Más del 80% del concreto se consume para viviendas de interés social y vivienda residencial, siendo la primera la que consume el 45% del concreto a nivel nacional.

**3'667,960 m<sup>3</sup> de concreto  
(2005)**



**Figura 2.4 Distribución de concreto para el sector vivienda en México en el año 2005 por parte del Grupo CEMEX**

En las tablas 2.1 a 2.3 se reportan los consumos de concreto en México durante los años 2005 a 2007 (CEMEX, 2008). En promedio, una tercera parte del consumo de concreto en México se ha destinado en los últimos años al sector vivienda. De la tabla 2.2 se observa que la mayor parte del consumo de concreto corresponde al concreto de peso normal notándose un incremento muy notable del consumo de concreto celular y autocompactable en el año 2007 con respecto al año 2005. De la tabla 2.3 se aprecia que se han mantenido los mayores porcentajes de consumo de concreto en las Zonas Centro y California del país.

**Tabla 2.1 Consumo de concreto en México por parte del Grupo CEMEX, m<sup>3</sup>**

Destino	Año		
	2005, (%)	2006, (%)	2007, (%)
Vivienda	3'667,960(34.70)	5'560,000(43.43)	4'800,000(34.7)
Otros	6'892,040(65.30)	7'240,000(56.57)	9'020,000(65.3)
<b>Total</b>	<b>10'570,000</b>	<b>12'800,000</b>	<b>13'820,000</b>

**Tabla 2.2 Consumo de tipo de concreto en México para el sector vivienda por parte del Grupo CEMEX, m<sup>3</sup>**

Tipo de concreto	Año		
	2005, (%)	2006, (%)	2007, (%)
De peso normal	3'608,993 (98.4)	5'226,400 (94.0)	4'320,000 (90.0)
<b>Celular</b>	12,644 (0.35)	83,400 (1.50)	96,000 (2.0)
<b>Autocompactable</b>	46,323 (1.26)	250,200 (4.50)	384,000 (8.0)

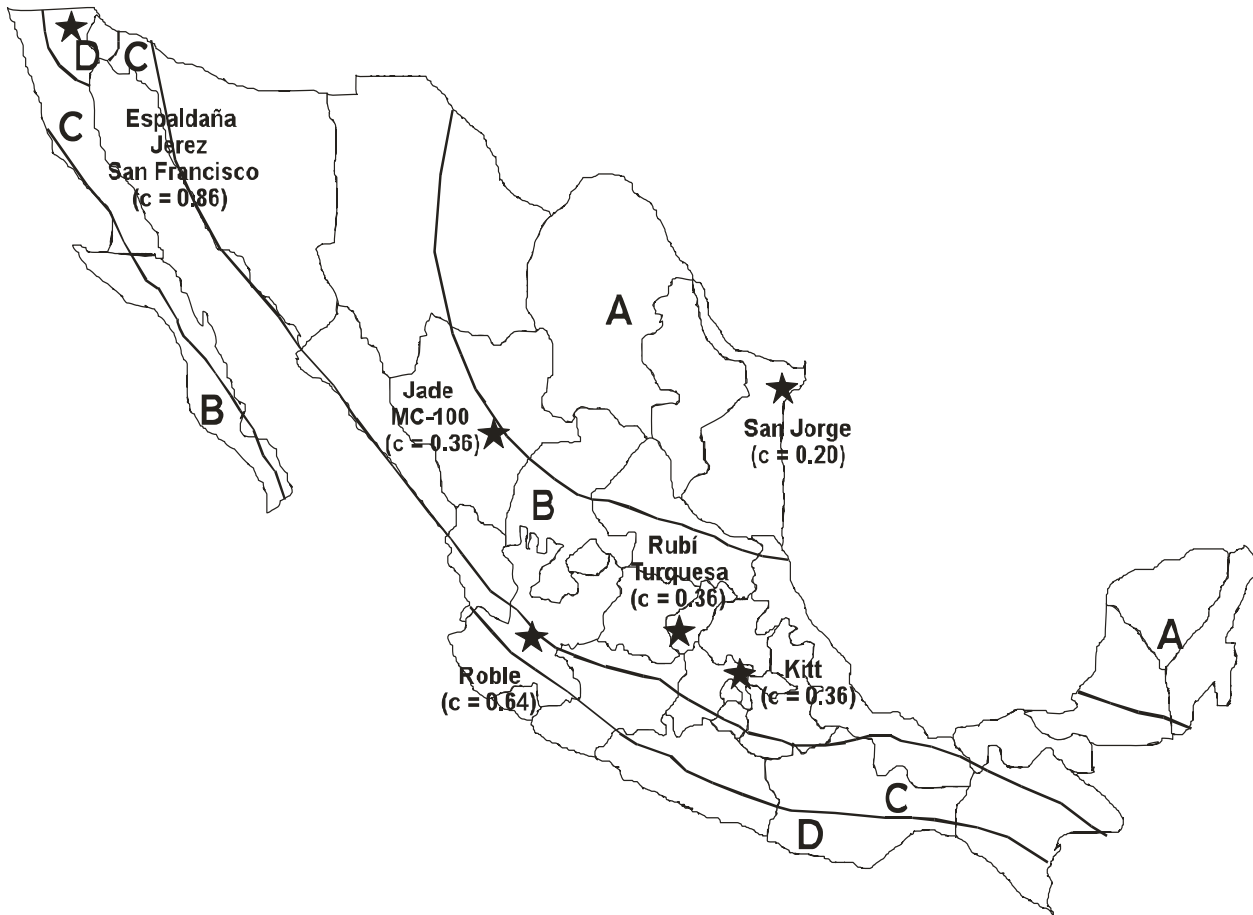
**Tabla 2.3 Consumo de concreto en México para el sector vivienda de acuerdo con la zona geográfica y tipo de concreto por parte del Grupo CEMEX, m<sup>3</sup>**

Año	Zona Geográfica	Tipo de concreto			Total, (%)
		De peso normal	Celular	Autocompactable	
<b>2005</b> (3'667,960)	Centro	1'194,124	1,328	17,496	1'212,948 (33.06)
	Noreste	746,592	1,015	2,233	749,592 (20.43)
	California	876,903	1,191	135	878,229 (23.94)
	Occidente	512,812	5,902	21,995	540,709 (14.74)
	Sureste	278,810	3,208	4,464	286,482 (7.81)
<b>2007</b> <b>1er. Semestre</b> (452,189)	Centro	137,032	1,256	5,302	143,590 (31.75)
	Noreste	70,255	156	640	71,051 (15.71)
	California	136,927	2,418	38	139,383 (30.82)
	Occidente	36,055	2,968	6,815	45,838 (10.13)
	Sureste	30,390	2,990	18,951	52,331 (11.57)

## 2.4 Análisis y diseño de la vivienda de concreto en México

Para conocer los aspectos generales que se consideran en el análisis y diseño de viviendas de concreto, se realizaron entrevistas con diseñadores de los grupos de constructores GEO y SADASI (Pérez, 2007; García-Conde, 2007). También se realizó el análisis y diseño sísmico de diez desarrollos de vivienda de concreto construidos en las ciudades de Querétaro, Durango, Baja California, Jalisco, Estado de México y Tamaulipas. Los prototipos seleccionados se obtuvieron de la página electrónica del Instituto de los Mexicanos en el Exterior (IME, 2007) y son empleados comúnmente en la construcción de vivienda de interés social en México. En la sección 2.6 se describen con más detalle los aspectos constructivos de las viviendas de concreto.

Se seleccionaron desarrollos localizados en las cuatro zonas de peligro sísmico existentes en México conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993). Con el propósito de obtener las máximas demandas de resistencia se consideró suelo blando tipo III. Los prototipos seleccionados son una muestra representativa de la vivienda de interés social en México (Pérez, 2007; García-Conde, 2007). En la figura 2.5 se presenta la ubicación y el nombre de cada desarrollo, así como el coeficiente de diseño sísmico establecido en el MDOC para cada caso. En el Apéndice A se presentan las plantas de distribución correspondientes a cada desarrollo.



**Figura 2.5 Ubicación de los desarrollos seleccionados para el análisis y diseño sísmico de las viviendas de concreto**

Las viviendas de concreto comúnmente son de uno y dos niveles. La cimentación regularmente consiste en una losa de concreto reforzado desplantada sobre un suelo mejorado. El espesor de los muros es de 10 cm. La resistencia de diseño a compresión del concreto es de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>). El refuerzo vertical y horizontal de los muros se logra colocando al centro de los muros una malla electrosoldada. El esfuerzo de fluencia especificado de la malla es de 500 MPa (5000 kg/cm<sup>2</sup>). Cuando de acuerdo con el análisis es necesaria una mayor cantidad de refuerzo horizontal, se colocan barras del no. 3 adicionales a la malla. La altura de entrepiso es de 250 cm. El refuerzo mínimo que se utiliza en el diseño de las viviendas está relacionado con la cuantía de refuerzo mínimo por efectos de temperatura para muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas establecido en las NTC-C (Pérez, 2007; García-Conde, 2007). La ecuación 2.1 se establece en el reglamento para dicha cuantía de refuerzo mínima por efectos de temperatura (NTC-C, 2004)

$$a_{s \min} = \frac{660 t}{f_y (t + 100)} \quad (2.1)$$

donde  $t$  es el espesor del muro de concreto y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero utilizado. Sustituyendo en la ecuación 2.1 el espesor de 10 cm de los muros de concreto y el esfuerzo de fluencia de la malla electrosoldada  $f_y = 500$  MPa ( $5000 \text{ kg/cm}^2$ ) se obtiene un área de acero mínima por temperatura de  $1.20 \text{ cm}^2/\text{m}$  (0.0012). Este valor es menor que la cuantía mínima de refuerzo establecida en el reglamento para muros de concreto sujetos a fuerzas horizontales en su plano e igual a (0.0025)  $2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$  (NTC-C, 2004). Actualmente se desconoce el efecto que el empleo de la cuantía de 0.0012 utilizando malla electrosoldada pueda tener en el comportamiento de las viviendas.

Las características de los prototipos de vivienda construidos en México y mostrados en la figura 2.5 se presentan en la tabla 2.4. El área total calculada considera el área construida de la vivienda incluyendo el piso superior para el caso de viviendas de dos niveles. La densidad de muros en ambas direcciones corresponde al cociente entre el área gruesa de muros y el de la planta de la vivienda. En todos los casos la dirección X coincide con la ubicación de la fachada principal. Mientras que en la dirección de la fachada la vivienda se compone de muros cortos, en la dirección perpendicular existen muros largos. Se consideraron como muros aquellos elementos que mantuvieran regularidad en elevación (sin aberturas apreciables) desde la cimentación hasta el nivel de la losa y con una longitud mínima de 75 cm. Cuando la dimensión de la abertura es menor que el 12.5% de la dimensión total del muro se considera que no influye en el comportamiento ante cargas laterales de los muros (Álvarez, 2000). De dicho estudio, las aberturas localizadas en las ventanas de los baños se despreciaron y se incluyeron los muros completos.

**Tabla 2.4 Características de los modelos de vivienda construidos en México**

Desarrollo	No. de pisos	Área total, $\text{m}^2$	Área por planta, $\text{m}^2$	Densidad de muros, X	Densidad de muros, Y	Zona sísmica, MDOC, 1993
Rubí	1	52.5	52.5	2.57	4.38	B
Turquesa	1	39.0	39.0	1.79	5.43	B
Jade	1	45.0	45.0	2.44	4.55	B
Jerez	1	36.0	36.0	3.33	4.51	D
Kitt	1	39.0	39.0	2.43	5.00	B
Roble	2	66.0	33.0	2.57	4.24	C
MC-100	2	60.0	30.0	2.41	4.00	B
San Fco.	2	74.0	37.0	2.29	3.91	D
Espaldaña	2	68.0	34.0	2.20	3.82	D
San Jorge	2	57.0	28.5	2.10	4.21	A

De la tabla 2.4 se observa que no existen diferencias significativas entre la densidad de muros para viviendas de un piso y las viviendas de dos niveles. También se aprecia que la zona sísmica no tiene influencia en la densidad de muros de las viviendas seleccionadas. El área total construida es menor o igual que  $74 \text{ m}^2$ . La densidad de muros en la dirección de la fachada principal (dirección X) es menor en todos los casos que la densidad de muros en la dirección perpendicular (dirección Y).



2.4.1 Comparación entre demanda y capacidad resistente de los prototipos de vivienda empleados comúnmente

Con objeto de determinar las demandas de carga axial y de carga lateral inducida por sismo en muros de viviendas de concreto, se estudiaron los prototipos que se presentan en el Apéndice A. En este análisis se determinó el periodo de vibración fundamental. Los elementos mecánicos actuantes en los muros de las viviendas ( $V_U$  y  $M_U$ ) se obtuvieron a partir de un análisis sísmico estático (Bazán y Meli, 1998). La fuerza cortante resistente ( $V_R$ ) se calculó utilizando las NTC-C. Los análisis se realizaron considerando las propiedades de los materiales y detalles constructivos utilizados regularmente en la práctica local. Las ecuaciones empleadas así como los resultados del análisis y diseño de los prototipos de viviendas consideradas se presentan en detalle en el Apéndice A.

En el Apéndice A se incluye por cada prototipo y por cada muro, la relación de aspecto altura-longitud (H/L), el cociente M/VL, donde M es el momento flexionante, V es la fuerza cortante actuante en la base del muro y L es la longitud del muro. También se incluye el esfuerzo axial promedio, la rigidez relativa considerándolos como elementos en voladizo (k), la fuerza cortante resistente que incluye el factor de reducción de resistencia ( $V_R$ ) y la fuerza cortante actuante que incluye el factor de carga ( $V_U$ ) en cada muro.

En las figuras 2.6 a 2.11 se presentan los principales resultados de los análisis realizados. En las figuras 2.6 y 2.7 se presenta el esfuerzo axial promedio en los muros con respecto a la relación de aspecto altura-longitud (H/L) y el cociente M/VL, respectivamente. Los datos incluyen todos los muros de las viviendas analizadas. En las viviendas de un piso, la carga axial promedio de los muros es de 0.14 MPa (1.40 kg/cm<sup>2</sup>), mientras que en la vivienda de dos pisos la carga axial promedio es de 0.23 MPa (2.29 kg/cm<sup>2</sup>). De las figuras 2.6 y 2.7 se observa que, en términos generales, el esfuerzo axial promedio en los muros se incrementa al aumentar la relación de aspecto H/L o el cociente M/VL.

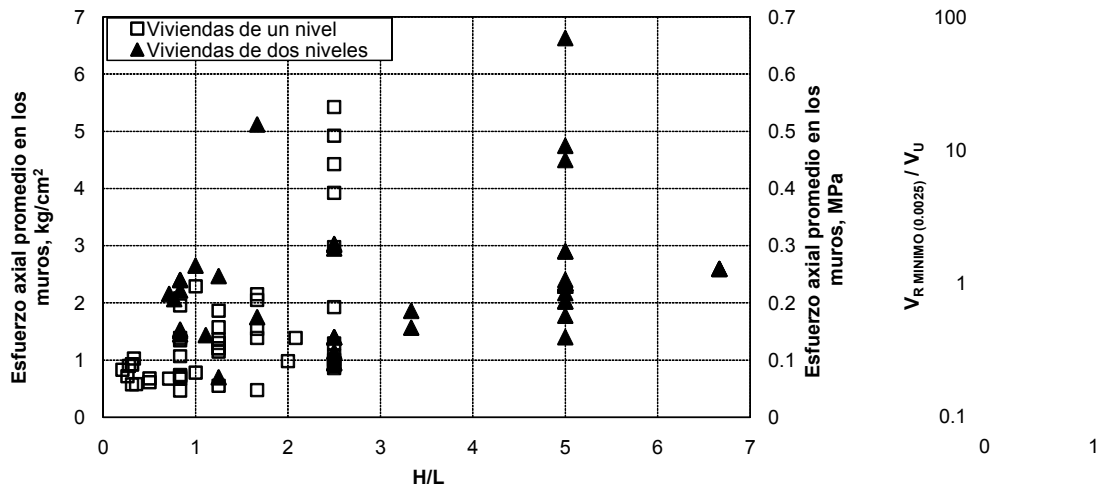
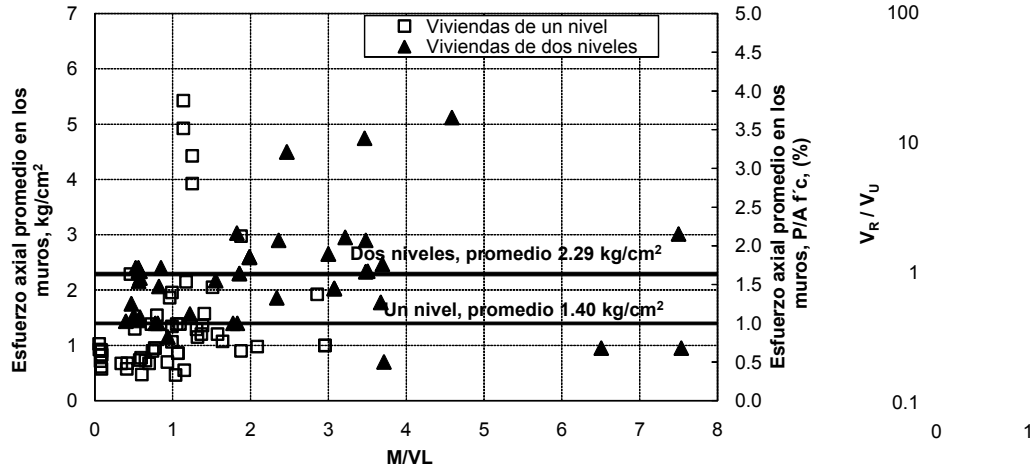
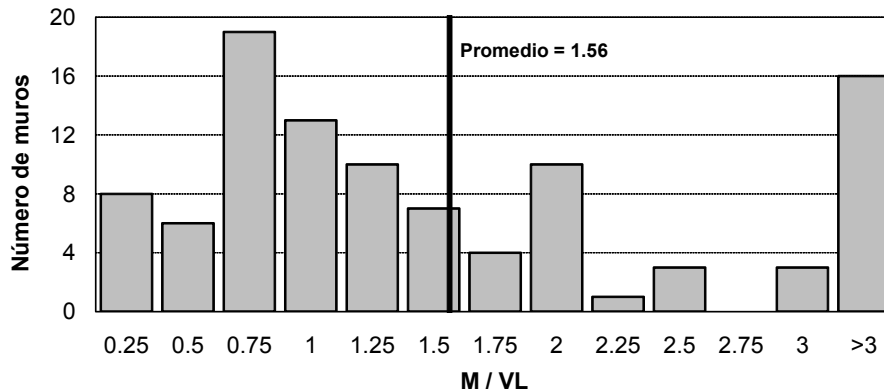


Figura 2.6 Esfuerzo axial promedio en los muros con respecto a la relación de aspecto (H/L)



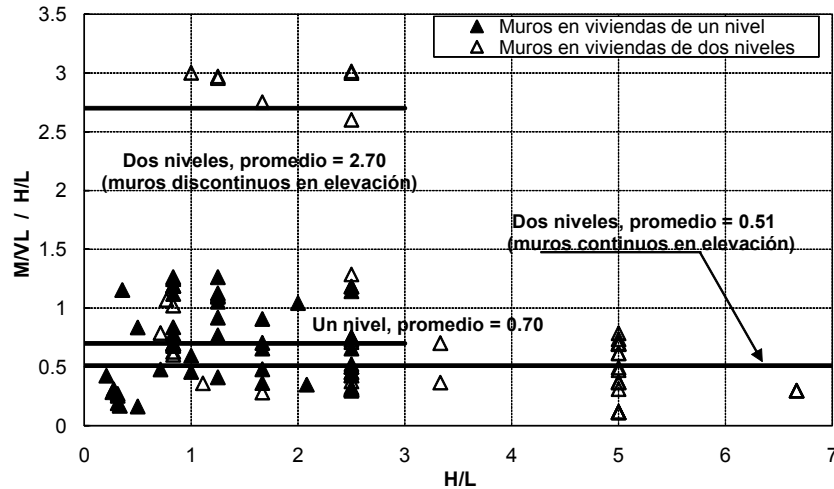
**Figura 2.7 Esfuerzo axial promedio en los muros con respecto al cociente M/VL**

En la figura 2.8 se presenta la distribución de los cocientes M/VL calculados para los muros de las viviendas. De la figura se observa que la moda se encuentra entre los cocientes de 0.75 y el promedio es de 1.56. Los cocientes M/VL mayores que 3 corresponden, en su mayoría, a muros localizados en las fachadas de las viviendas y a muros discontinuos en elevación.



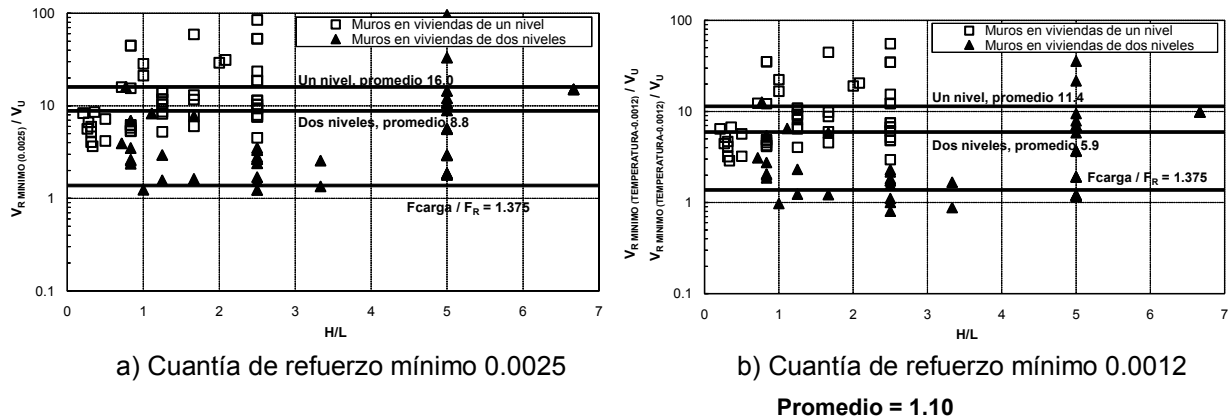
**Figura 2.8 Distribución de los cocientes M/VL calculados para los muros de las viviendas**

En la figura 2.9 se presenta en el eje de las ordenadas el cociente M/VL de los muros dividido entre su relación de aspecto H/L. En el eje de las abscisas se presenta la relación de aspecto H/L. De la figura se observa que para viviendas de un nivel, el cociente M/VL de los muros es menor a la relación de aspecto. El promedio de los valores es igual a 0.70. Para viviendas de dos niveles los cocientes calculados son función de la continuidad de los muros en elevación. Los valores mayores que uno corresponden a muros de planta baja que no tienen continuidad en elevación, el promedio de los cocientes es de 2.70. Los valores menores que uno corresponden a muros continuos en elevación, el promedio de los cocientes es de 0.51.



**Figura 2.9 Cociente  $MVL/H/L$  de los muros y su relación de aspecto ( $H/L$ ) con respecto a la relación de aspecto**

En la figura 2.10 se presentan los cocientes entre la fuerza cortante resistente ( $V_R$ ) y la fuerza cortante actuante ( $V_U$ ) de cada muro. Los cocientes  $V_R/V_U$  se presentan con respecto a la relación de aspecto  $H/L$ . Se incluyen los muros de las viviendas de uno y dos pisos. En la figura 2.10a la fuerza cortante resistente se calculó considerando a los muros reforzados horizontalmente con la cuantía mínima que se establece en el reglamento para muros de concreto sujetos a fuerzas horizontales en su plano e igual a  $2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$  (NTC-C, 2004). Por su parte, en la figura 2.10b la fuerza cortante resistente se calculó considerando a los muros reforzados horizontalmente con la cuantía mínima por temperatura que se establece en el reglamento para muros de concreto sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas e igual a  $1.2 \text{ cm}^2/\text{m}$  (NTC-C, 2004). Como se comentó, esta última cuantía de refuerzo es empleada regularmente en la construcción de muros de concreto.



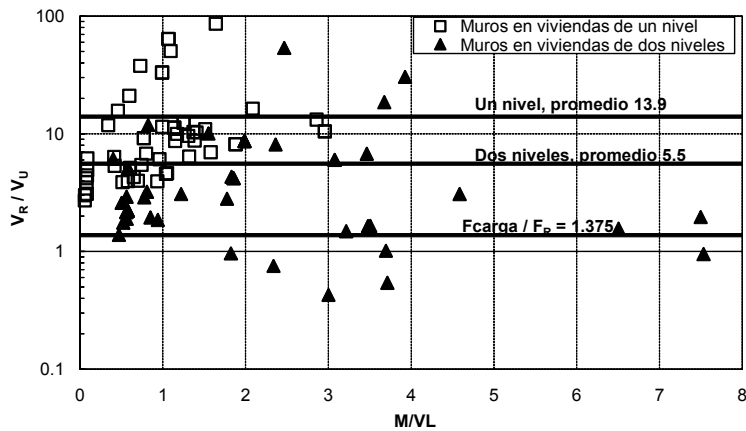
**Figura 2.10 Cocientes entre la fuerza cortante resistente ( $V_R$ ) y la fuerza cortante actuante en cada muro ( $V_U$ ) con respecto a la relación de aspecto  $H/L$**

De la figura se observa que, en términos generales, los cocientes  $V_R/V_U$  calculados son menores en las viviendas de dos pisos en comparación con los cocientes calculados para las de un piso. En la figura 2.10a, excepto por tres muros, el cociente  $V_R/V_U$  calculado es mayor que el cociente entre el factor de carga utilizado y el factor de reducción de resistencia ( $F_{\text{carga}}/F_R = 1.1/0.8 = 1.375$ ).

Los valores de los cocientes  $V_R/V_U$  mayores que el cociente  $F_{carga}/F_R$  indican un diseño seguro de los muros. En la figura 2.10a, los cocientes  $V_R/V_U$  menores que  $F_{carga}/F_R$  corresponden a muros discontinuos en elevación. En estos muros es necesario colocar refuerzo horizontal adicional a la cuantía de refuerzo mínima utilizada en el diseño para cumplir con el reglamento.

En ambos casos, es interesante observar que reforzando horizontalmente los muros con la cuantía mínima de acero que se establece actualmente en las NTC-C, los muros presentan, en términos generales, un nivel de seguridad sísmico aceptable. En la mayor parte se trata de muros “demasiado” resistentes. Los promedios de los cocientes calculados van de 5.9 a 16.

En la figura 2.11 se presentan los cocientes  $V_R/V_U$  con respecto a la relación  $M/VL$ . La fuerza cortante resistente se calculó considerando a los muros reforzados horizontalmente con la cuantía mínima por temperatura que se establece en reglamento para muros de concreto sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas ( $1.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Para evaluar el efecto de la relación de momento a cortante en la resistencia, en el cálculo de la fuerza cortante resistente se utilizó el cociente  $M/VL$  en lugar de la relación de aspecto  $H/L$ . La figura 2.11 es comparable a la figura 2.10b. De la figura 2.11 se observa que existen cocientes menores que los calculados en la figura 2.10b. De manera similar a la figura 2.10, los cocientes menores que el valor de 1.375 corresponden a muros discontinuos en elevación. Los promedios de los cocientes calculados son de 5.5 para los muros correspondientes a viviendas de dos niveles y de 13.9 para los muros localizados en viviendas de un nivel.



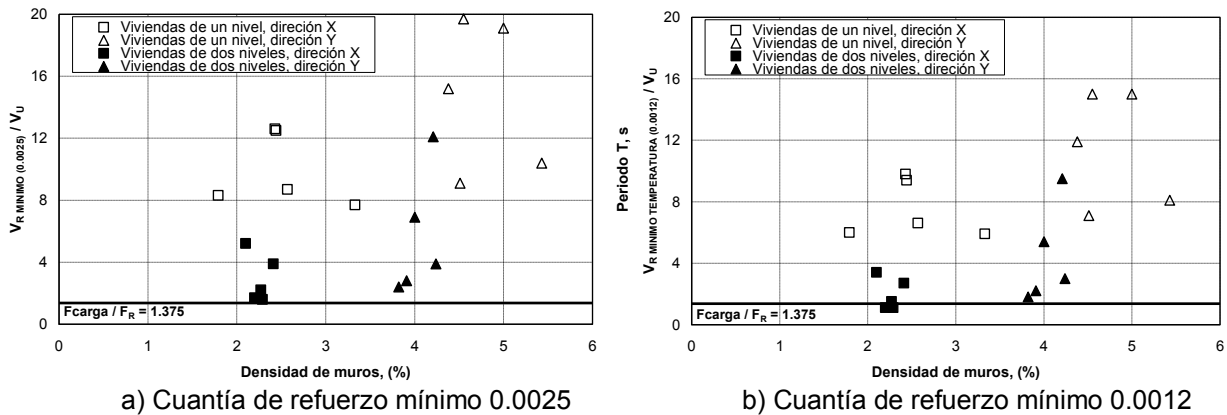
**Figura 2.11 Cocientes entre la fuerza cortante resistente ( $V_R$ ) y la fuerza cortante actuante en cada muro ( $V_U$ ) con respecto a la relación  $M/VL$**

En la tabla 2.5 se presenta la fuerza cortante total actuante en cada vivienda en las direcciones X y Y ( $V_{UX}$ ,  $V_{UY}$ ) además de los cocientes entre la fuerza cortante total resistente, obtenida como la suma de la fuerza cortante de los muros alineados en las direcciones X y Y ( $V_{RX}$ ,  $V_{RY}$ ), y la fuerza cortante total actuante, incluyendo los cocientes para cada dirección de análisis. Se presentan los cocientes para las viviendas reforzadas con el refuerzo mínimo por cortante (0.0025) y las reforzadas con el refuerzo mínimo por temperatura (0.0012). Las fuerzas cortantes resistentes se calcularon con base en la relación de aspecto ( $H/L$ ) de cada muro. En la tabla se incluye la zona sísmica correspondiente al MDOC.

**Tabla 2.5 Cocientes entre la fuerza cortante resistente de las viviendas en las direcciones X y Y ( $V_{RX}$ ,  $V_{RY}$ ) y la fuerza cortante actuante en las direcciones X y Y ( $V_{UX}$ ,  $V_{UY}$ )**

Desarrollo	$V_{UX}$ t, (kN)	$V_{UY}$ t, (kN)	Refuerzo mínimo (0.0025)		Refuerzo por temperatura (0.0012)		Zona sísmica MDOC
			$V_{RX} / V_{UX}$	$V_{RY} / V_{UY}$	$V_{RX} / V_{UX}$	$V_{RY} / V_{UY}$	
Rubí	21.8(214)	28.8(282)	8.7	15.2	6.6	11.9	B
Turquesa	11.2(110)	32.2(316)	8.3	10.4	6.0	8.1	B
Jade	13.8(135)	17.6(173)	12.5	19.7	9.4	15.0	B
Jerez	24.7(242)	29.3(287)	7.7	9.1	5.9	7.1	D
Kitt	11.9(117)	16.6(163)	12.6	19.1	9.8	15.0	B
Roble	46.8(459)	59.4(583)	2.2	3.9	1.5	3.0	C
MC-100	22.9(225)	29.4(288)	3.9	6.9	2.7	5.4	B
San Fco.	66.4(651)	86.7(851)	1.6	2.8	1.1	2.2	D
Espaldaña	60.0(589)	78.5(770)	1.7	2.4	1.1	1.8	D
San Jorge	12.0(118)	16.2(159)	5.2	12.1	3.4	9.5	A

En la figura 2.12 se presentan los cocientes calculados en la tabla 2.5. De la figura 2.12a se observa que en todos los casos el cociente  $V_R/V_U$  es mayor que el cociente calculado entre el factor de carga y el factor de reducción de resistencia ( $1.1/0.8 = 1.375$ ). De la figura 2.12b se observa que en tres de los desarrollos de dos niveles, en la dirección de la fachada (dirección X), es necesario adicionar refuerzo horizontal para incrementar la resistencia lateral y cumplir con la resistencia mínima que se establece en el (RDF). En promedio, los cocientes  $V_R/V_U$  calculados son menores en las viviendas de dos pisos en comparación con los cocientes para las viviendas de un piso. En términos generales, al incrementar la densidad de muros se incrementan los cocientes  $V_R/V_U$ . Esto último no necesariamente se cumpliría en viviendas en donde el efecto de la excentricidad produzca fuerzas cortantes por torsión altas. En las Normas Técnicas Complementarias por Sismo del RDF se limita la torsión para evitar este problema.



**Figura 2.12 Cocientes entre la fuerza cortante resistente de cada vivienda ( $V_R$ ) y la fuerza cortante actuante en cada vivienda ( $V_U$ ) con respecto a la densidad de muros de las viviendas analizadas**

En la tabla 2.6 se presentan los cocientes entre las fuerzas cortantes resistentes y las fuerzas cortantes actuantes de toda la vivienda. Al igual que en la tabla 2.5, se incluyen los resultados del análisis para cada dirección y la zona sísmica correspondiente al MDOC. En este caso, las fuerzas cortantes resistentes se calcularon con base en el cociente  $M/VL$  en sustitución de la relación de aspecto  $H/L$  de cada muro.

Para la misma cuantía de refuerzo horizontal, los cocientes de las tablas 2.5 y 2.6 son similares. No existen diferencias significativas para la fuerza cortante resistente de las viviendas en ambas direcciones al considerar la relación de aspecto H/L o el cociente M/VL en el diseño de los muros. Los cocientes menores corresponden a los desarrollos ubicados en la zona sísmica D.

**Tabla 2.6 Cocientes entre la fuerza cortante resistente de las viviendas en las direcciones X y Y ( $V_{RX}$ ,  $V_{RY}$ ) y la fuerza cortante actuante en las direcciones X y Y ( $V_{UX}$ ,  $V_{UY}$ )**

Desarrollo	Refuerzo mínimo (0.0012), M/VL		Zona sísmica
	$V_{RX} / V_{UX}$	$V_{RY} / V_{UY}$	MDOC
Rubí	7.3	11.3	B
Turquesa	6.9	8.3	B
Jade	10.0	14.5	B
Jerez	5.5	6.7	D
Kitt	10.0	14.4	B
Roble	1.7	2.8	C
MC-100	2.7	5.1	B
San Francisco	1.3	1.9	D
Espaldaña	1.0	1.9	D
San Jorge	3.4	8.9	A

#### 2.4.2 Periodos naturales de vibración de las viviendas de concreto

Como se comentó en la sección 2.4.1, con los análisis realizados se calculó el periodo natural de vibrar de las viviendas. Debido a los alcances del estudio, no se consideró el efecto del tipo de suelo en el periodo. El periodo se calculó con base en cinco conceptos. En el primero de ellos se modeló la vivienda mediante elementos finitos (MEF). En el Apéndice A se presenta una descripción completa de la metodología establecida para realizar los análisis.

En el segundo de los métodos empleados se calculó el periodo con base en la rigidez lateral de la vivienda y su masa ( $T_{voladizo}$ ). Para tal propósito se utilizó la siguiente ecuación

$$T_{voladizo} = \frac{2 \pi}{\sqrt{\frac{K}{m}}} \quad (2.2)$$

en donde K es la rigidez lateral de la vivienda (kN-cm) y m es su masa (kN-s<sup>2</sup>/cm). La rigidez lateral se calculó con la suma de la rigidez lateral de cada muro localizado en la dirección de análisis. En el cálculo de la rigidez lateral de cada muro se consideró a los muros trabajando en voladizo. En el Apéndice A se incluye una descripción de la ecuación empleada. Al igual que en los análisis de elemento finito, en este método se utilizó una resistencia a compresión del concreto de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>), el módulo de elasticidad y de cortante del concreto establecidos en el reglamento, (NTC-C, 2004) y un espesor de muros y losa igual a 10 cm. Se consideró el momento de inercia de la sección gruesa de los muros.

El tercer método utilizado para calcular el periodo natural de vibración de las viviendas fue similar al segundo método. La rigidez lateral de los muros se calculó nuevamente considerando a los muros trabajando en voladizo, sin embargo, en este método se consideró una restricción al giro de los muros proporcionada por el sistema de piso ( $T_{voladizo-restricción}$ ).

El cuarto método utilizado para calcular el periodo natural de vibración de las viviendas fue similar al segundo método. La rigidez lateral de los muros se calculó nuevamente considerando a los muros trabajando en voladizo, sin embargo, en este método sólo se consideraron las deformaciones por cortante en el cálculo de la rigidez lateral de cada muro ( $T_{\text{voladizo-cortante}}$ ). Las deformaciones por cortante son función del módulo de cortante, el área de la sección transversal y la altura del muro.

En el quinto método se utilizó la ecuación 2.3 para calcular el periodo de las viviendas ( $T_{\text{Goel}}$ ). La ecuación fue calibrada de un estudio analítico y experimental realizado a edificios cuya rigidez lateral es a base de muros de concreto principalmente. El estudio experimental incluyó la medición de los periodos de vibrar de edificios. Los periodos se calcularon con base en información registrada en los edificios durante sismos (Goel y Chopra, 1998).

$$T = 0.0023 \frac{H}{\sqrt{\bar{A}_e}} \quad (2.3)$$

$$\bar{A}_e = \frac{A_e}{A_B} \quad (2.4)$$

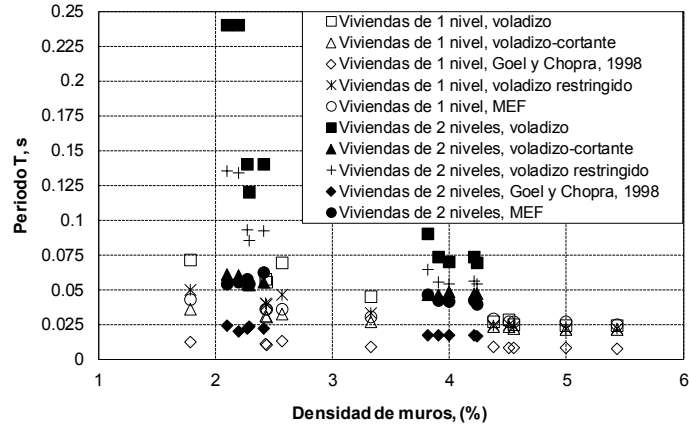
$$A_e = \sum_{i=1}^{NM} \left( \frac{H}{H_i} \right)^2 \left[ \frac{A_i}{1 + 0.83 \left( \frac{H_i}{L_i} \right)^2} \right] \quad (2.5)$$

En las ecuaciones 2.3 a 2.5, H es la altura de la vivienda,  $A_B$  es el área construida en planta,  $H_i$  es la altura del muro i,  $L_i$  es la longitud del muro i, y  $A_i$  es el área de la sección transversal del muro i. NM es el número de muros localizados en la misma dirección, ya sea X o Y.

En la tabla 2.7 se presentan los promedios y coeficientes de variación calculados de los periodos de las viviendas. Los promedios y coeficientes de variación se calcularon con los cocientes entre los periodos obtenidos con los análisis de elemento finito ( $T_{\text{MEF}}$ ) y los calculados con los cuatro métodos descritos. En la tabla del Apéndice A (Tabla A.10) se presentan los periodos calculados para cada vivienda. En las figuras 2.13 y 2.14 se presentan gráficamente los periodos obtenidos para las viviendas analizadas.

**Tabla 2.7 Promedios y coeficientes de variación calculados de los periodos de las viviendas**

	$\frac{T_{\text{MEF}}}{T_{\text{voladizo}}}$	$\frac{T_{\text{MEF}}}{T_{\text{voladizo-cortante}}}$	$\frac{T_{\text{MEF}}}{T_{\text{voladizo-restricción}}}$	$\frac{T_{\text{MEF}}}{T_{\text{Goel}}}$
Promedio	0.65	1.08	0.83	2.94
COV	0.42	0.14	0.29	0.16



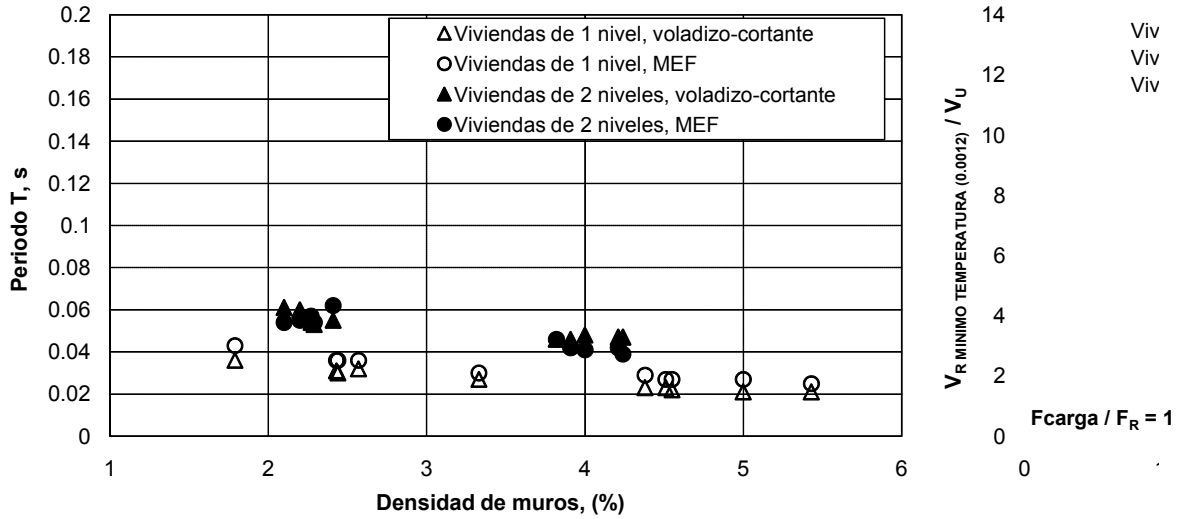
**Figura 2.13 Periodos calculados para las viviendas de concreto analizadas**

De la tabla 2.7 se observa que con el cálculo del periodo considerando a los muros como elementos en voladizo sólo con las deformaciones por cortante se obtiene el mejor promedio (1.08) y el menor coeficiente de variación (0.14) con respecto a los resultados de los periodos obtenidos con análisis de elemento finito. De la figura 2.13 se observa que los periodos calculados son menores que 0.25 s. De los cinco métodos descritos, cuando se considera a los muros como elementos en voladizo, en todos los casos se obtienen los periodos mayores. Con el método propuesto por Goel y Chopra (1998) se obtienen los periodos menores aunque cabe destacar que en la calibración de la ecuación propuesta no se incluyeron estructuras con periodos menores que 0.18 s. Para densidades de muros similares, los periodos calculados para las viviendas de dos niveles son mayores en comparación con los periodos calculados para viviendas de un nivel. De acuerdo con la figura 2.13 cuando se incrementa la densidad de muros, sistemáticamente se reduce la diferencia entre los periodos calculados empleando las cinco técnicas mencionadas.

En la figura 2.14 se aprecia que los periodos obtenidos con análisis de elemento finito (MEF) son similares a los calculados considerando a los muros como elementos que se deforman solamente a cortante. De la figura 2.14 se observa que el periodo es directamente proporcional a la altura de las viviendas e inversamente proporcional a la densidad de muros. A partir de esta observación, se buscó una tendencia en los periodos calculados con el método de elemento finito. En la figura 2.15 se presenta en el eje de las ordenadas el periodo obtenido mediante los análisis de elemento finito y en el eje de las abscisas el cociente entre la altura de las viviendas (H, m) y la densidad de muros calculada para cada dirección de análisis (D, %). Se incluye una tendencia lineal de los datos presentados y, con cuadros rellenos, dos mediciones realizadas en viviendas ya construidas de un nivel en la ciudad de Querétaro (Carrillo, 2007). Para determinar el periodo de las viviendas construidas se realizaron pruebas de vibración ambiental. De la figura 2.15 se observa que los periodos obtenidos con el método de elemento finito presentan una tendencia lineal con relación al cociente H/D. Con la ecuación 2.6 ajustada por el método de mínimos cuadrados de los datos se obtiene un promedio entre los periodos obtenidos con el MEF y los calculados de 1.00 y un coeficiente de variación de 0.06. Con la ecuación 2.6, para valores de H/D = 0, se obtiene un periodo distinto de cero, (0.0171 s), por lo que la ecuación carece de sentido físico.

$$T = 0.0171 + 0.0189 \frac{H}{D} \quad (2.6)$$

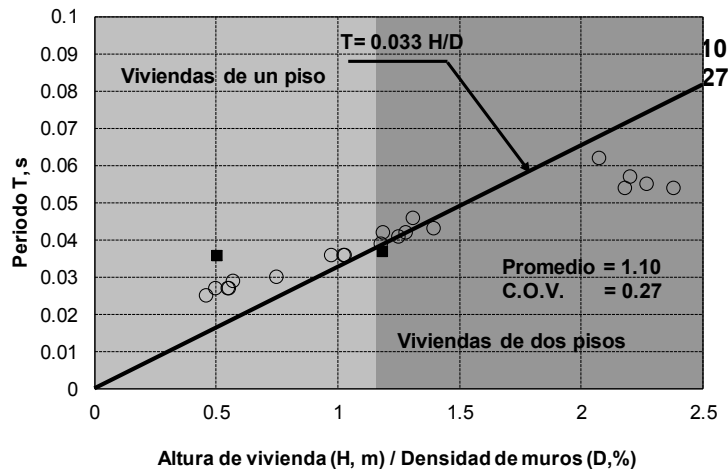




**Figura 2.14 Periodos calculados para las viviendas de concreto analizadas**

Se buscó la calibración de una ecuación que incluyera un sentido físico en detrimento de la precisión en la estimación del periodo. Con la ecuación 2.7 se obtiene un promedio entre los periodos obtenidos con el MEF y los calculados de 1.10 y un coeficiente de variación de 0.27.

$$T = 0.033 \frac{H}{D} \tag{2.7}$$



**Figura 2.15 Periodos obtenidos con el método de elemento finito en función del cociente (H/D)**

2.4.3 Demandas de desplazamiento en viviendas de concreto

Los análisis realizados a las viviendas de concreto incluyeron la determinación de las demandas de desplazamiento ( $\delta$ ), las cuales se calcularon con base en cuatro conceptos. Al igual que en el caso de la determinación del periodo natural de vibración, en el primero de ellos se modeló la vivienda mediante elementos finitos (MEF). Los análisis elásticos se realizaron utilizando el mismo programa, SAP2000. Para obtener el desplazamiento, se aplicó la fuerza cortante última en el centro de masas de las viviendas. En el segundo de los conceptos, el desplazamiento se calculó directamente con la ecuación 2.8. A este desplazamiento se le denominó desplazamiento estático

$$\delta = \frac{V_U}{K} \quad (2.8)$$

en donde,  $V_U$  es la fuerza cortante actuante factorizada y  $K$  es la rigidez lateral de la vivienda de concreto. La rigidez lateral se calculó con la suma de la rigidez lateral de cada muro localizado en la dirección de análisis. En el cálculo de la rigidez lateral de cada muro se consideró a éstos trabajando de dos formas: en voladizo, y con elementos que se deforman solamente por corte. La consideración de la restricción al giro no se evaluó debido a que, como se observó en la figura 2.13, resulta un caso intermedio entre los dos casos antes mencionados.

El tercero de los métodos fue utilizado el espectro de desplazamientos. Para tal propósito se utilizó la ecuación 2.9

$$\delta = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (2.9)$$

en donde  $S_a$  es la pseudoaceleración,  $T$ , es el periodo natural de vibración de la vivienda y  $g$  es la aceleración de la gravedad. Para el caso de las viviendas de concreto la pseudoaceleración se consideró igual que el coeficiente sísmico de diseño ( $c$ ). El periodo natural de vibración se calculó con la ecuación 2.2. La rigidez de las viviendas se calculó (al igual que en el segundo de los métodos descritos) utilizando elementos en voladizo y elementos que se deforman solamente por corte.

Finalmente, para determinar el desplazamiento, se utilizó la ecuación establecida en el informe 356 de la Federal Emergency Management Association (FEMA 356)

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.10)$$

La ecuación 2.10 es similar a la ecuación 2.9, pero incluye los factores  $C_0$  a  $C_3$ .  $T_e$  indica el periodo efectivo. Puesto que los desplazamientos calculados mediante MEF son pequeños, (0.2 a 1mm), con relación a la altura de las viviendas, (2500 a 5000mm) se consideró que  $T_e$  es igual que el periodo elástico. El factor de modificación  $C_0$  refleja el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad con respecto al desplazamiento de un sistema de múltiples grados de libertad. Para viviendas de un piso el valor de  $C_0$  es igual que uno. Para viviendas de dos pisos con un sistema de cargas laterales triangular como el empleado en este estudio, el valor del coeficiente  $C_0$  es igual a 1.2. El factor  $C_1$  refleja el máximo desplazamiento inelástico esperado con respecto al máximo desplazamiento elástico. Para estructuras donde  $T \leq 0.1$  s, el valor del factor  $C_1$  es igual a 1.5. El factor  $C_2$  representa el efecto del comportamiento histerético en la respuesta de la estructura. Para procedimientos lineales en el nivel de ocupación inmediata el factor  $C_2$  es igual a 1.0. Finalmente, el factor  $C_3$  refleja los efectos P- $\Delta$  causados por las cargas gravitacionales. Debido al bajo nivel de carga axial promedio en los muros de las viviendas de concreto y a su baja altura, se consideró al factor  $C_3$  igual que uno.

En las tablas 2.8 y 2.9 se presentan los promedios y coeficientes de variación calculados de las demandas de desplazamiento de las viviendas, los cuales son resultado de los cocientes entre los desplazamientos obtenidos con el método de elemento finito y los calculados con las ecuaciones 2.8 a 2.10. Los valores calculados en la tabla 2.8 se realizaron con la rigidez de los muros considerados trabajando en voladizo. Los valores en la tabla 2.9, se realizaron con la rigidez de los muros considerados trabajando en voladizo pero solamente con las deformaciones por cortante. En la tabla 2.9 se incluye al final una columna con el producto de dos veces el desplazamiento estático. En las tablas del Apéndice A (Tablas A.11 y A.12) se presentan los periodos calculados para cada vivienda.

**Tabla 2.8. Promedios y coeficientes de variación calculados de las demandas de desplazamiento de las viviendas (rigidez de los muros como elementos en voladizo)**

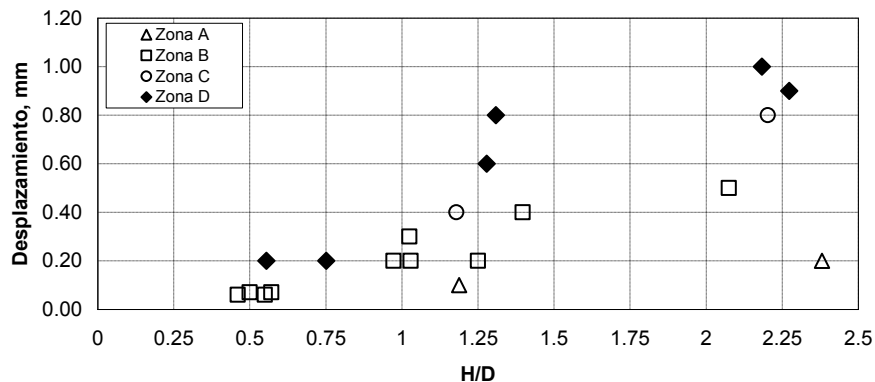
	$\frac{\delta_{MEF}}{\delta_{estático ec.2.8}}$	$\frac{\delta_{MEF}}{\delta_{espectro ec.2.9}}$	$\frac{\delta_{MEF}}{\delta_{FEMA 356 ec.2.10}}$
Promedio	0.77	1.38	0.58
COV	0.64	1.02	1.07

**Tabla 2.9. Promedios y coeficientes de variación calculados de las demandas de desplazamiento de las viviendas (rigidez de los muros como elementos en voladizo considerando sólo las deformaciones de cortante)**

	$\frac{\delta_{MEF}}{\delta_{estático ec. 2.8}}$	$\frac{\delta_{MEF}}{\delta_{espectro ec. 2.9}}$	$\frac{\delta_{MEF}}{\delta_{FEMA 356 ec. 2.10}}$	$\frac{\delta_{MEF}}{\delta_{2*estático}}$
Promedio	2.01	3.18	1.29	1.00
COV	0.32	0.65	0.70	0.32

De las tablas 2.8 y 2.9 se observa que con la ecuación 2.8 multiplicada por un factor de dos (Tabla 2.9), se obtiene el mejor promedio y el coeficiente de variación mas bajo, 1.00 y 0.32 respectivamente. Como se comentó, en el cálculo de los desplazamientos de la tabla 2.9 se consideró la rigidez de los muros como elementos en voladizo considerando sólo las deformaciones de cortante.

En la figura 2.16 se presentan los desplazamientos obtenidos para las viviendas con el análisis de elemento finito con relación al cociente H/D, mostrando los valores obtenidos para cada zona de peligro sísmico.



**Figura 2.16 Desplazamientos obtenidos para las viviendas con análisis de elemento finito con relación al cociente H/D**

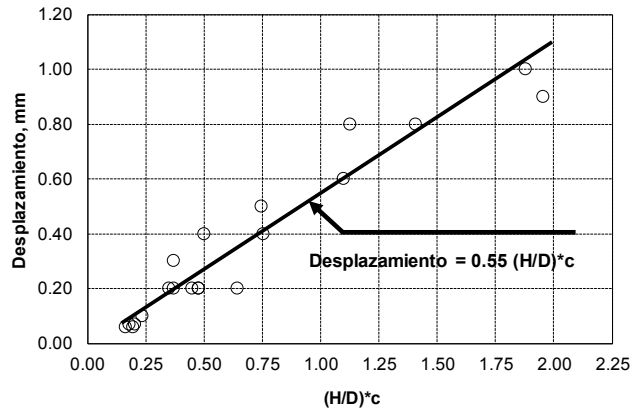
De la figura 2.16 se observa que al incrementarse el cociente H/D aumenta el valor del desplazamiento. También, se observa que el valor del desplazamiento es directamente proporcional a la zona de peligro sísmico. Los desplazamientos menores corresponden a la zona de peligro sísmico A y los desplazamientos mayores a la zona de peligro sísmico D.

Con base en esta observación al cociente H/D se le incluyó como factor el coeficiente sísmico (c). En la figura 2.17 se presentan los desplazamientos obtenidos para las viviendas con el análisis de elemento finito con relación al cociente (H/D)\*c. De la figura se observa que existe una relación lineal entre el desplazamiento obtenido y el cociente mencionado. Con la ecuación lineal ajustada mediante el método de

mínimos cuadrados se obtiene el mejor promedio y el menor coeficiente de variación con respecto a los obtenidos en las tablas 2.8 y 2.9. La ecuación de la recta de la figura 2.17 está representada por

$$\delta = 0.0006 + 0.54 \frac{H}{D} c \quad (2.11)$$

en donde  $\delta$  es la máxima demanda de desplazamiento elástico, H, es la altura de las viviendas (m), D es la densidad de muros calculada para cada dirección de análisis expresada como porcentaje y c es el coeficiente de diseño sísmico. Con la ecuación 2.11 se obtiene un desplazamiento de la vivienda en mm. Para efectos prácticos la ecuación 2.11 puede considerarse igual que incluida en la figura 2.17



**Figura 2.17 Desplazamientos obtenidos para las viviendas con análisis de elemento finito con relación al cociente (H/D)\*c**

## 2.5 Construcción de la vivienda de concreto en México

Como se comentó en la sección 2.2, algunas de las ventajas en la construcción de vivienda de concreto con respecto a la construcción tradicional de vivienda de mampostería en México son la automatización del proceso de construcción y la reducción tanto de la mano de obra como del tiempo de construcción. Para conocer los detalles comunes que se presentan en la construcción de vivienda de concreto se visitaron los desarrollos Rubí y Turquesa de 1890 viviendas localizados en la ciudad de Querétaro. Además, se realizaron entrevistas con diseñadores y constructores de los grupos GEO y SADASI (Pérez, 2007; García-Conde, 2007). En la figura 2.18 se presenta un grupo de viviendas de concreto terminadas. En el Apéndice B se describe el proceso de construcción de vivienda de concreto en México.



**Figura 2.18 Viviendas de concreto terminadas**

## **2.6 Problemas típicos que se presentan en la construcción de vivienda con muros de concreto**

De la visita a los desarrollos Rubí y Turquesa además de las entrevistas realizadas a los desarrolladores, se detectó que la mayoría de los problemas se deben a una mala práctica constructiva y se pueden resumir en:

- 1.- Falta de vibrado del concreto al inicio del colado.
- 2.- En colados de muros y losa por separado, la presencia de juntas frías en intersección muro-losa.
- 3.- Abombamiento del concreto en cimbrados artesanales.
- 4.- Mala sujeción de la malla electrosoldada y el consecuente desalineamiento del centro del muro.
- 5.- Agrietamiento en muros y losas de concreto.

En el Apéndice C se presenta a detalle cada uno de los problemas. Se incluyen ilustraciones de las consecuencias de cada problema.

## **2.7 Durabilidad de la vivienda de concreto**

Uno de los problemas más importantes que se ha observado en las viviendas de concreto, principalmente en las zonas costeras, es el deterioro por el medio ambiente. Los principales agentes agresores en estos climas son los cloruros, los sulfatos, las sales y la humedad. Los agentes provocan daño en el concreto y corrosión en el acero de refuerzo. El daño por durabilidad inicia con la fisuración del concreto, lo que da lugar a la corrosión en el acero de refuerzo. La corrosión provoca una disminución de la resistencia por pérdida de área de acero seguida de un mayor agrietamiento del concreto y finalmente desprendimiento del concreto (Solís et al., 2005)

Debido a que en vivienda de interés social las especificaciones de los materiales son menos rigurosas en comparación con la establecida para elementos estructurales de uso no habitacional, el problema de durabilidad es más severo. Por otra parte, como se comentó en la sección 2.4 el espesor de los muros en

las viviendas es de 10 cm por lo que el recubrimiento del acero suele ser del orden de 2 cm en los elementos de borde y de 4 cm en el alma de los muros. Dependiendo de la zona (nivel de exposición) este recubrimiento es frecuentemente insuficiente para garantizar la vida útil de la vivienda de 50 años establecida en el reglamento (NTC-C, 2004). A los problemas señalados se le añaden los agrietamientos por contracción y por asentamiento plástico del concreto que se presentan en losas y muros. Estos agrietamientos aceleran el proceso de corrosión del acero de refuerzo.

En la medida que el diseño de la vivienda por durabilidad sea menos severo, los costos asociados a la reparación de las viviendas o sustitución de materiales dañados se incrementarán exponencialmente. En países desarrollados, se ha calculado que los costos anuales asociados al mantenimiento y reparación de estructuras existentes son mayores que el 40% de los recursos totales de la industria de la construcción (Mehta y Monteiro, 1998). En países en vías de desarrollo este problema llevará a la subutilización de viviendas al ser excesivo el costo de las reparaciones y al quedar descartada la opción de demolición de la vivienda.

En la figura 2.19 se presenta el agrietamiento por corrosión del acero de refuerzo en viviendas de concreto.



**Figura 2.19 Agrietamientos por corrosión del acero de refuerzo en viviendas (Solís et al., 2005)**

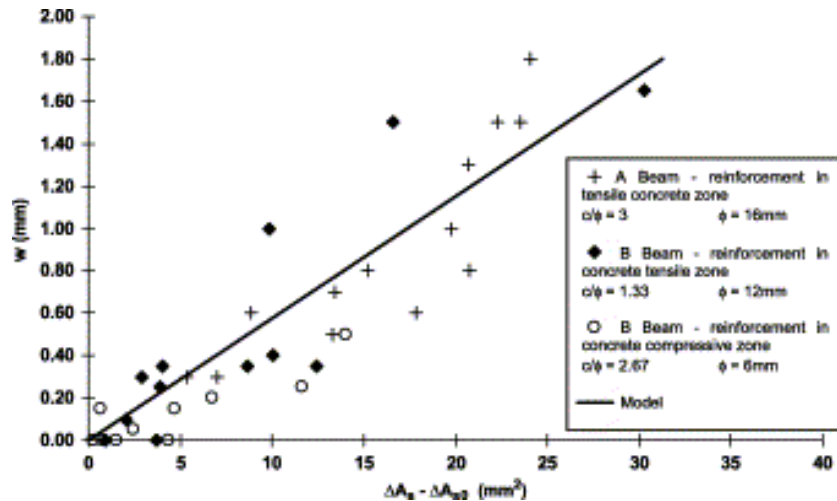
Con resultados experimentales realizados en vigas de concreto expuestas en ambientes de cloruros durante 14 y 17 años, Vidal et al. (2004), calibraron la ecuación 2.12 para predecir la pérdida de área de acero por corrosión con relación a la anchura del agrietamiento

$$w = K_c(\Delta A_s - \Delta A_{s0}) \quad 2.12$$

en donde  $w$  es la anchura de la grieta en mm,  $K_c$  es un factor ajustado de los datos experimentales e igual a 0.0575;  $\Delta A_s$  es la pérdida de área de acero por corrosión en  $\text{mm}^2$  y  $\Delta A_{s0}$  es el área de acero pérdida debido al agrietamiento inicial en  $\text{mm}^2$ . Se considera al agrietamiento inicial como el agrietamiento necesario para penetrar completamente el recubrimiento de concreto. La pérdida de área de acero por corrosión debido al agrietamiento inicial está dada por

$$\Delta A_{s0} = A_s \left[ 1 - \left[ 1 - \frac{\alpha}{\phi_0} \left( 7.53 - 9.32 \frac{c}{\phi_0} \right) 10^{-3} \right]^2 \right] \quad 2.13$$

donde  $A_s$  es el área de acero de la barra de refuerzo en  $\text{mm}^2$ ,  $c$  es el recubrimiento de concreto en  $\text{mm}$ ,  $\phi_0$  es el diámetro de la barra de refuerzo en  $\text{mm}$  y  $\alpha$  es un factor que depende de la distribución de la corrosión. Para una corrosión homogénea, el factor  $\alpha$  es igual a 2 mientras que para una corrosión localizada en puntos específicos, el factor  $\alpha$  está en el intervalo,  $4 < \alpha < 8$ . Para los datos calibrados en la ecuación 2.13, el valor del factor  $\alpha$  que mejor aproximó la respuesta fue de 8. La pérdida de área de acero por corrosión medida experimentalmente en las vigas de concreto expuestas en ambientes de cloruros durante 14 y 17 años y la pérdida de área de acero por corrosión calculada con la ecuación 2.12 se presentan en la figura 2.20. De esta figura se observa que en la medida que se incrementa el ancho de la grieta, aumenta la pérdida de área de acero por corrosión.



**Figura 2.20 Pérdida de área de acero por corrosión con respecto al ancho del agrietamiento (Vidal et al. 2004)**

En viviendas de concreto es frecuente el uso de mallas electrosoldadas de calibre 6 (Pérez, 2007; García-Conde, 2007). El diámetro del alambre calibre 6 es de 4.88  $\text{mm}$  y el área de cada alambre es de 18.7  $\text{mm}^2$ . Para un ancho de grieta de 0.5  $\text{mm}$  aplicando la ecuación 2.12 se obtiene una pérdida de área de acero por corrosión en elementos de concreto expuestos a ambientes de cloruros igual a 8.7  $\text{mm}^2$ . Para este caso específico, la pérdida de área de acero por corrosión representa el 46% del área de acero del alambre en un periodo entre los 14 y 17 años. Como se establece más adelante en este trabajo, el ancho de grieta de 0.5  $\text{mm}$  corresponde al ancho promedio de los agrietamientos previos al ensaye que se presentaron en los muros ensayados (ver cap. 4)

Otro de los problemas asociado a la durabilidad de las viviendas de concreto son los daños en los muros por humedad (Solís et al., 2005), figura 2.21. El problema se presenta por la reacción química entre los agentes agresivos presentes en el ambiente externo y los constituyentes de la pasta de cemento o incluso entre los mismos constituyentes del concreto. Al presentarse la reacción química se produce una expansión en el concreto. Algunas de las causas de este problema son las siguientes:

- a) La reacción entre los álcalis contenidos en la pasta de cemento y ciertos materiales reactivos presentes en los agregados.
- b) El ataque al concreto por sulfatos contenidos en el agua o el suelo.
- c) La presencia de cantidades importantes de óxido de magnesio (MgO) u óxido de calcio (CaO) en el cemento que provocan su efecto expansivo al hidratarse.
- d) La corrosión de metales embebidos en el concreto, tales como ductos, tubos y, principalmente acero de refuerzo.



**Figura 2.21 Daños en un muro de concreto por humedad (Solís et al., 2005)**

Como se comenta en las secciones 2.4 y 2.5, la resistencia de diseño a compresión del concreto utilizada en las viviendas es de 15 MPa ( $150 \text{ kg/cm}^2$ ) en el diseño y de 20 MPa ( $200 \text{ kg/cm}^2$ ) en la construcción. Estas resistencias se obtienen utilizando relaciones agua-cemento mayores que 0.45 (Mac Gregor, 1997). En términos generales, en la medida que se incrementa esta relación disminuye la resistencia compresión y aumentan el volumen de poros y el coeficiente de retracción. Para relaciones agua-cemento mayores que 0.45, independientemente de la práctica de curado empleada, es sumamente difícil controlar los esfuerzos y deformaciones que están acompañados de daño local (grietas) así como la estructura del volumen de poros (Bentz y Stutzman, 2006). El primero de los aspectos va en detrimento de la resistencia mientras que el segundo de la durabilidad de la vivienda.



## 2.8 Discusión de resultados

En este capítulo se recopiló información del tema central de la investigación: la vivienda de concreto en México. La información incluyó aspectos de análisis, diseño y construcción de viviendas de concreto. Del análisis de la información contenida en este capítulo se concluye lo siguiente:

### La vivienda de concreto en México

- Se ha detectado un incremento de la construcción de vivienda de concreto en México en los últimos años. De acuerdo con la figura 2.2 se considera que en los próximos años continuará la inercia de incrementarse la oferta de vivienda de concreto en el territorio mexicano.
- Actualmente, el concreto de peso normal representa más del 90% del mercado en el sector vivienda en México.
- A pesar de que el empleo de los concretos celular y autocompactable es menor que el 10%, se ha detectado un incremento significativo en los últimos años.
- Las demandas mayores de concreto para el sector vivienda se localizan en la Zona Centro y en la Zona Norte del país.

### Análisis y diseño de viviendas de concreto en México

- La densidad mínima de muros de las viviendas no depende de la ubicación de los desarrollos en las cuatro zonas de riesgo sísmico existentes en México conforme al Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993).
- El esfuerzo axial promedio en los muros de concreto es bajo, del orden de 0.14 MPa (1.4 kg/cm<sup>2</sup>) para muros en viviendas de un nivel y de 0.23 MPa (2.3 kg/cm<sup>2</sup>) para muros en viviendas de dos niveles.
- Para viviendas de un nivel, el cociente M/VL de los muros es 30% menor, en promedio, en comparación con su relación de aspecto H/L. En viviendas de dos niveles, para muros continuos en elevación, el cociente M/VL de los muros es 50% menor, en promedio, en comparación con su relación de aspecto H/L. Para muros discontinuos en elevación, el cociente M/VL de los muros es 2.7 veces mayor, en promedio, que su relación de aspecto H/L.
- Actualmente los muros de las viviendas son diseñados considerando la relación de aspecto H/L. De acuerdo con los resultados discutidos en el punto anterior, en los muros discontinuos en elevación se espera que las fuerzas actuantes sean mayores y que la resistencia por cortante sea menor que las consideradas en el diseño de los muros por lo que es evidente su alta vulnerabilidad sísmica.
- La cuantía de refuerzo mínima por temperatura establecida en el reglamento (ecuación 2.1) es aplicable a muros de concreto sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas (NTC-C, 2004). Actualmente no existe ninguna validación para extrapolar dicha cuantía mínima a muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano.
- Al reforzar los muros con la cuantía mínima establecida en el reglamento para muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (0.0025), los cocientes entre la fuerza cortante resistente y la fuerza cortante actuante ( $V_R/V_U$ ) son, en términos generales, mayores que el cociente entre el factor de carga y el factor de reducción de resistencia ( $F_{carga}/F_R$ ) por lo que se obtiene un diseño seguro de los muros de concreto. En varios de los desarrollos y principalmente en la dirección perpendicular a la fachada los cocientes son “mucho mayores”.
- Considerando las ecuaciones de diseño establecidas en las NTC-C (2004) para determinar la fuerza cortante resistente, a excepción de los muros discontinuos en elevación, no existen diferencias significativas entre diseñar los muros considerando su relación de aspecto H/L o el cociente M/VL.
- Los periodos calculados con el método de elemento finito, que se tomó como índice para las viviendas de concreto de uno y dos niveles son en todos los casos menores que 0.07 s.

- Cuando se considera a los muros como elementos en voladizo se obtienen los periodos mayores mientras que con el método propuesto por Goel y Chopra (1998) se obtienen los periodos menores.
- Los periodos obtenidos con análisis de elemento finito (MEF) son similares a los calculados considerando a los muros que se deforman solamente a cortante.
- Considerando el método de elemento finito como la referencia de análisis, para viviendas de uno y dos niveles, con la ecuación 2.7 que es función de la altura de las viviendas y la densidad de muros se predice razonablemente bien el periodo de las viviendas.
- Los desplazamientos calculados para las viviendas de concreto de uno y dos niveles bajo la acción de la fuerza cortante última son menores que 1.0 mm, equivalente a una distorsión de 0.04%.
- Una buena aproximación para calcular el desplazamiento de las viviendas de concreto consiste en modelar los muros como elementos que se deforman solamente a cortante para calcular la rigidez lateral. Una vez calculada la rigidez lateral, es posible calcular el desplazamiento utilizando la ecuación 2.8 e incrementando el desplazamiento obtenido por un factor de dos.
- Con la ecuación 2.11 calibrada para calcular el desplazamiento se obtiene el mejor promedio y el menor coeficiente de variación. En la ecuación 2.11 el desplazamiento es función de la altura de la vivienda, la densidad de muros en la dirección correspondiente y el coeficiente de diseño sísmico.
- En el cálculo de los periodos y desplazamientos no se consideró el agrietamiento presente en los muros. Debido a lo anterior, los periodos medidos en las viviendas resultaron mayores que los calculados con el método de elemento finito. En futuros trabajos será necesario calibrar las ecuaciones 2.7 y 2.11 con un mayor número de resultados experimentales, considerando una reducción del módulo de elasticidad del concreto por efecto del agrietamiento en los modelos que se desarrollen y evaluando los efectos de interacción suelo estructura.

#### Construcción de viviendas de concreto en México

No se realizaron estudios de campo para elaborar recomendaciones aplicables a la construcción de viviendas de concreto. Con la información recabada en la visita a obra y las entrevistas realizadas a los grupos constructores se concluye lo siguiente:

- Se ha observado que la aplicación de una membrana con base en agua sobre los muros evita agrietamientos excesivos cuando se realizan colados monolíticos de la losa y muros.
- La técnica constructiva de colar muros y losa por separado ha dado buenos resultados para el control de los agrietamientos en las viviendas.
- Mientras no se cuente con mayor información y a falta de una norma mexicana en la cual se establezcan los tiempos de descimbrado de muros de concreto, se considera oportuno adoptar la norma francesa “NF P 18-504. Concreto – Puesto en obra de concreto estructural”, la cual establece una resistencia a compresión del concreto mínima de 3 MPa (30 kg/cm<sup>2</sup>) como parámetro para permitir el descimbrado de los muros.
- La mayoría de los problemas detectados se debe a una mala práctica constructiva.
- Los problemas detectados podrán reducirse considerablemente impartiendo cursos o programas de capacitación para los especialistas de la construcción de viviendas de concreto.

#### Durabilidad de la vivienda de concreto

- El diseño por durabilidad puede resultar clave en la resistencia del concreto, cuantías de refuerzo y recubrimientos mínimos de las viviendas de concreto.
- En ambientes con altos contenidos de cloruros, se deben tomar medidas especiales que mejoren las probabilidades de obtener una durabilidad que garantice una vida útil acorde al diseño.

### Capítulo 3. Revisión de la literatura

La falla por cortante, ya sea por tensión diagonal o compresión diagonal, representa un modo de falla con una alta incertidumbre en el diseño estructural. En esta investigación se hizo especial énfasis en la evaluación de las metodologías existentes en la literatura para la predicción de la resistencia y comportamiento bajo estos modos de falla en muros de concreto reforzado. En este capítulo se revisan algunos de los modelos analíticos desarrollados para representar el comportamiento sísmico de este tipo de elementos y se presentan los modelos de resistencia establecidos en los reglamentos: Americano, (ACI, 2008); Europeo, (EC8, 1988); Japonés, (AIJ, 1999) y del Distrito Federal, (NTC-C, 2004) para predecir la resistencia a cortante. Se incluyen algunos de los modelos existentes en la literatura calibrados explícitamente para predecir el comportamiento a cortante en tensión diagonal de muros de concreto (Hernández, 1980; Wood, 1990; Leiva y Montaña, 2001; Hwang y Lee, 2002). Se compara la resistencia y el comportamiento a cortante en tensión diagonal encontrado experimentalmente con el calculado con los modelos existentes en la literatura. Como producto de la revisión, con base en resultados recopilados en la literatura, se formó una base de datos de pruebas experimentales. Al final, se discuten los resultados.

#### 3.1 Introducción

Para analizar y diseñar estructuras, así como para representar su curva de comportamiento carga-desplazamiento, es necesario calibrar modelos analíticos con base en resultados de pruebas experimentales. Los modelos analíticos pueden representar el comportamiento carga-desplazamiento completo del elemento estructural mediante la integración de las leyes constitutivas de los materiales, o bien representar ciertos estados límite del comportamiento de especial interés mediante ecuaciones. Regularmente, en los reglamentos de diseño, atendiendo a su propia naturaleza y función, se establecen estados límite y se incluyen las ecuaciones de capacidad resistente y de deformación asociadas. Como se señaló en el capítulo 1, uno de los objetivos de esta investigación es desarrollar un modelo analítico para diseño por desempeño (desplazamientos) de muros de concreto cuyo comportamiento esté controlado por tensión diagonal.

En general, existen dos opciones para desarrollar modelos analíticos, ya sea de resistencia o deformación: 1) calibrando los modelos empíricos con base en tendencias de resultados experimentales o, 2) calibrando los modelos a partir de conceptos básicos de la mecánica de materiales. Una ventaja de los modelos empíricos es que regularmente son más sencillos y fáciles de aplicar en comparación con los modelos desarrollados empleando la mecánica de materiales. Lo anterior no siempre se cumple debido a que existen ocasiones en que el análisis de regresión da factores y exponentes extraños. Otro inconveniente de los modelos empíricos es que para hacerlos de fácil aplicación, deben ser aproximados, lo que puede implicar un ajuste a las cantidades derivadas de la regresión. También es frecuente que la mejor regresión no significa nada en términos físicos. Al calibrar modelos con base en la tendencia de resultados experimentales existe una limitante; debido a su naturaleza empírica, el modelo sólo puede ser empleado de manera confiable dentro de los parámetros existentes en la base de datos de la cual se calibraron los modelos. Los modelos calibrados a partir de la mecánica de materiales regularmente no se resuelven con una simple ecuación ya que involucran un método. El método de solución en ocasiones es iterativo por lo que se vuelve compleja su aplicación. Es frecuente que las operaciones aritméticas simples resulten insuficientes para solucionar el método, teniendo que recurrir a procesos matemáticos más avanzados como leyes de derivación o integración. Regularmente la predicción de la variable de estudio es mejor cuando el método ha sido calibrado a partir de conceptos básicos de la mecánica de materiales. A diferencia de los métodos empíricos, se tiene la ventaja de que no es necesario hacer un número elevado de experimentos para validar el método con los conceptos analíticos. Así, es deseable desarrollar modelos tratando de considerar en la metodología las dos opciones, es decir, desarrollar modelos empíricos involucrando conceptos analíticos.

La mayoría de las ecuaciones de diseño por cortante de los reglamentos y de los modelos calibrados para predecir la resistencia a cortante ha sido derivada de tendencias de resultados experimentales (ACI 318-08; RDF, 2004; EC8; Hernández, 1980; Wood, 1990; Leiva y Montaña, 2001). Los modelos analíticos calibrados en este estudio se derivaron con base en tendencias de resultados experimentales y en conceptos básicos de la mecánica de materiales (capítulo 6).

### 3.2 Modos de falla de muros de concreto sujetos a cargas laterales

Existen cuatro tipos de falla en muros de concreto: por flexocompresión, fuerza cortante por compresión diagonal, fuerza cortante por tensión diagonal y fuerza cortante por deslizamiento. Los modos de falla de muros de concreto dependen, en términos generales, de las cuantías de refuerzo, tanto horizontal y vertical en el alma del muro, como el concentrado en los bordes. En teoría, independientemente de la relación de aspecto H/L del muro, de la resistencia a compresión del concreto o del esfuerzo de fluencia del refuerzo, un muro puede ser diseñado para cualquier modo de falla deseado modificando sus cuantías de refuerzo.

Ensayes de laboratorio han indicado que para altas relaciones de aspecto, el comportamiento del muro está controlado por flexión, mientras que para bajas relaciones lo está por fuerza cortante. Los límites de esta relación no son definitivos, pero se acostumbra clasificar a los muros como esbeltos si la relación de aspecto es mayor que 3; si es menor que 2 se clasifica como robusto.

Los modos de falla de muros robustos corresponden a mecanismos asociados a agrietamiento inclinado o al deslizamiento en la base. Uno de los modos de falla más característicos es el debido a tensión diagonal, el cual ocurre para esfuerzos cortantes promedio del orden de  $0.5 \sqrt{f_c'}$ , MPa ( $1.6 \sqrt{f_c'}$ , kg/cm<sup>2</sup>). Una vez que el muro se agrieta, el refuerzo horizontal es deformado; si la cuantía de refuerzo horizontal es baja, la falla se precipitará una vez que este refuerzo fluya. Las fallas por deslizamiento ocurren cuando se degrada la capacidad a corte horizontal ante ciclos repetidos. Normalmente esta falla ocurre para esfuerzos cortantes del orden de  $0.24 \sqrt{f_c'}$  a  $0.57 \sqrt{f_c'}$ , MPa, ( $0.75 \sqrt{f_c'}$  a  $1.75 \sqrt{f_c'}$ , kg/cm<sup>2</sup>). En muros en los cuales el esfuerzo cortante medio excede de  $0.57 \sqrt{f_c'}$ , MPa, ( $1.75 \sqrt{f_c'}$ , kg/cm<sup>2</sup>), el mecanismo resistente implica puntales de compresión que tienden a fallar por aplastamiento después de un número elevado de ciclos. En el Apéndice D se describen los mecanismos de resistencia de los cuatro modos de falla mencionados.

### 3.3 Base de datos de ensayos de muros de concreto

Con objeto de conocer el estado del arte de ensayos de muros de características similares a los muros que actualmente se construyen en las viviendas de México y estudiar la bondad de las predicciones según los varios modelos disponibles en la literatura, así como para calibrar nuevas metodologías de diseño de muros de concreto, se hizo una revisión bibliográfica y se compiló una base de datos de ensayos de muros de concreto. Como se comentó en el capítulo 2, las características de los muros de la vivienda en México son las siguientes:

- a) Muros de bajo espesor (10 cm)
- b) Cuantías de refuerzo horizontal y vertical inferiores a la cuantía de refuerzo mínima (0.0025) establecida en el reglamento para muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (NTC-C, 2004)
- c) Refuerzo horizontal y vertical formado por mallas electrosoldadas con un esfuerzo de fluencia del acero de 500 MPa (5000 kg/cm<sup>2</sup>)
- d) Niveles de carga axial bajos; del orden de 0.1 a 0.3 MPa (1 a 3 kg/cm<sup>2</sup>)
- e) Muros construidos con concreto de peso normal, celular y autocompactable
- f) Muros robustos con relaciones M/VL  $\leq 2$ , y
- g) Muros rectangulares sin elementos de borde de mayor dimensión en los extremos.

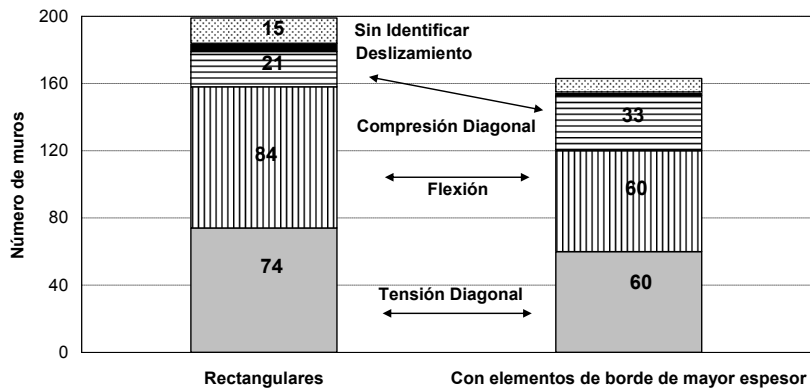
La base de datos incluye ensayos realizados en 20 países enlistados a continuación:

- Alemania (Rothe y Koning, 1998).
- Australia (Gupta y Rangan, 1998).
- Canadá (Alexander et al., 1973, Palermo y Vecchio, 2002).
- Chile (Bonelli et al., 1999, Bonelli y Tobar, 1992, Hidalgo et al., 2002a).
- China (Lin y Kuo, 1988, Zhang y Wang, 2000).
- Eslovenia (Lutman et al., 1998).
- Estados Unidos de América (Ali y Wight, 1991, Aktan y Bertero, 1981, Benjamín y Williams, 1957, Cardenas et al., 1980, Cárdenas et al., 1973a, Corley et al., 1981, Iilla y Bertero, 1980, Oesterle et al., 1984, Taylor et al., 1998, Thomsen y Wallace, 1995, Vallenias et al., 1979, Wang et al., 1975).
- Grecia (Salonikios T. N., 2002, Salonikios et al., 2000, Salonikios et al., 1999, Salonikios et al., 1996).
- Hong Kong (Mickleborough, 1999).
- Inglaterra (Elnashai et al., 1990, Lefas et al., 1990, Lopes, 2001, Pilakoutas y Lopez, 1995).
- Irán (Tasnini, 2000).
- Italia (Riva y Franchi, 2001).
- Japón (Kimura y Sugano, 1996, Shiga et al. 1973).
- Korea (Oh et al., 2002).
- México (Alcocer y Pineda, 2004, Hernández, 1980).
- Nueva Zelanda (Paulay y Priestley, 1993, Paulay et al., 1982, Yañez et al., 1991).
- Suiza (Greifenhagen y Lestuzzi, 2005, Linde y Bachmann, 1994).
- Taiwán (Cheng et al., 1994, Cheng et al., 1993, Huang y Sheu, 1994).
- Tailandia (Sittipunt et al., 2001, Sittipunt y Wood, 2000).
- Yugoslavia (Simeonov, 1982).

La base de datos también incluye ensayos realizados en otras investigaciones. Los resultados son referidos en bases de datos de los siguientes artículos: Wood, 1990; Hwang et al., 2001; Siao, 1994; Hsu y Mo, 1985; Greifenhagen y Lestuzzi, 2005. Se han compilado datos de 362 muros.

Los resultados de ensayos experimentales fueron separados de acuerdo con el tipo de falla que presentaron los muros es decir: falla en flexión (F), falla en cortante a compresión diagonal (CD), falla en cortante a tensión diagonal (TD), falla por deslizamiento de la base del muro (D) y, finalmente, ensayos en donde no se encontró una identificación clara del tipo de falla se identifican como NI.

La base de datos incluye muros rectangulares y muros con elementos de borde de mayor espesor. Todos los muros que integran la base de datos fueron construidos con concreto de peso normal. En la literatura no se localizaron ensayos de muros construidos con concreto celular, ni autocompactable. El número de muros que integra la base de datos asociado a cada tipo de falla y cada tipo de muro se presenta en la figura 3.1. El tipo de falla correspondiente a cada muro se consideró como el reportado en la literatura y cuando fue posible se comprobó mediante la información fotográfica o estado final de agrietamiento mostrado en las referencias.



**Figura 3.1 Muros que integran la base de datos**

Como se comentó al inicio de este capítulo, el modo de falla en cortante es uno que involucra mayor incertidumbre en el diseño de muros; además, como se comentó en el capítulo 2, en las viviendas construidas en México, los muros son rectangulares sin elementos de borde de mayor espesor. Debido a lo anterior, para evaluar la eficacia de las predicciones según los varios modelos disponibles en la literatura, así como para calibrar nuevas metodologías de diseño de muros de concreto, se estudió la base de datos de muros rectangulares que presentaron falla en cortante por tensión diagonal (74 muros). Las propiedades de estos muros y sus características principales de respuesta se presentan en el Apéndice E. Se incluye la distribución de las propiedades de los muros que integran la base de datos. En el capítulo 6 se realizó un análisis detallado de las tendencias de la base de datos.

En la distribución de las propiedades y características de respuesta de los muros con falla en tensión diagonal presentadas en el Apéndice E no se incluye información respecto a la presencia de la falla en cortante antes o después de fluir el refuerzo vertical localizado en los elementos de borde de los muros debido a la falta de información en los artículos.

Del Apéndice E se concluye que existe información en la base de datos aplicable a los muros de concreto que se construyen en el sector vivienda en México. Sin embargo, también se observa que faltan estudios experimentales para investigar el efecto de algunas variables en el comportamiento de los muros. Entre las variables más importantes destacan las siguientes:

- Ensaye monótono de muros.
- Ensaye de muros con cuantías de refuerzo horizontal y vertical menores que la cuantía mínima de refuerzo que actualmente se establece en el reglamento para muros sujetos a fuerza horizontal en su plano (0.0025).
- Ensayes de muros con relaciones de aspecto  $H/L \leq 0.5$  y cocientes  $M/VL \geq 2.0$
- Ensaye de muros construidos con un refuerzo horizontal de esfuerzo de fluencia de 500 MPa.
- Ensaye de muros con niveles de carga axial promedio baja (menor que 2% de la resistencia a compresión del concreto de la sección gruesa).
- Ensayes de muros construidos con concreto celular y autocompactable.

### 3.4 Resistencia a cortante por tensión diagonal

La falla en cortante por tensión diagonal se presenta cuando los esfuerzos principales de tensión son mayores que la resistencia a tensión del concreto. De esta forma aparecen agrietamientos con una inclinación aproximada de  $45^\circ$ . En el Apéndice F se presenta una descripción de las bases analíticas y experimentales de las ecuaciones que se manejan actualmente para calcular la resistencia a cortante por tensión diagonal de un elemento de concreto reforzado conforme a las Normas Técnicas Complementarias

para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-C, 2004).

### 3.5 Filosofías de diseño de muros de concreto

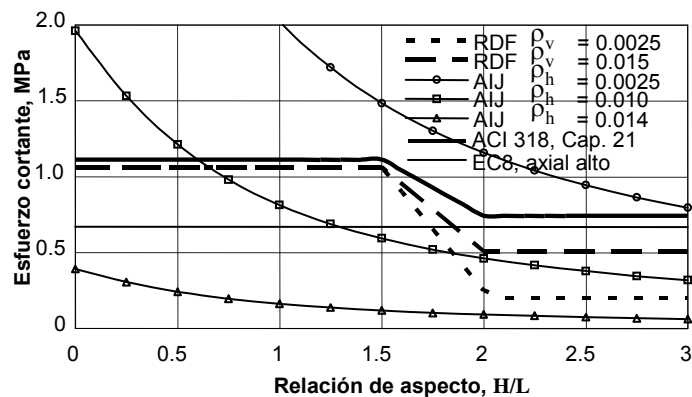
Actualmente los reglamentos del Instituto Americano del Concreto, del Distrito Federal, Eurocódigo y el reglamento Japonés mantienen un enfoque de diseño por resistencia última para los muros de concreto. Adicionalmente se revisa que los desplazamientos no excedan valores índice previamente establecidos. En términos generales, las fuerzas factorizadas que actúan en la estructura deben ser menores que las fuerzas que resiste la estructura.

Los modos de falla que cubren los reglamentos son el de flexión, de cortante a tensión diagonal y de cortante a compresión diagonal. El modo de falla por deslizamiento sólo está considerado de manera explícita en el Eurocódigo. Debido a que la falla en cortante implica mayor incertidumbre con respecto a la falla en flexión, es práctica común en los reglamentos diseñar los muros para evitar fallas en cortante y obligar, en caso de presentarse, una falla en flexión.

Para el diseño por cortante, las ecuaciones establecidas en los reglamentos consideran la resistencia de un muro de concreto como la suma de las contribuciones del concreto y del acero. En los reglamentos del Instituto Americano del Concreto ACI 318-08 (ACI, 2008) y del Distrito Federal, (NTC-C, 2004) se obtienen resistencias nominales y se utilizan factores de reducción de resistencia que consideran, variaciones en las propiedades de los materiales, defectos constructivos y el grado de aproximación que se obtiene al emplear las expresiones de diseño. Los factores también reflejan la importancia del elemento en la estructura. El reglamento del Distrito Federal, Eurocódigo (EC8, 1988) y el reglamento Japonés (AIJ, 1999) incluyen factores de reducción parciales aplicables a los materiales empleados. Las ecuaciones establecidas en los reglamentos para calcular la resistencia a cortante de muros de concreto se presentan en el Apéndice H.

#### 3.5.1 Contribución del concreto a la resistencia a cortante ( $V_c$ )

La contribución a la resistencia a cortante del concreto establecida en los reglamentos americano (ACI), del Distrito Federal (RDF), Eurocódigo (EC8) y Japonés (AIJ) se presentan en la figura 3.2. Para determinar el esfuerzo cortante de la figura se consideró una sección con área unitaria y una resistencia a compresión del concreto de 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>). En el reglamento EC8 el esfuerzo axial alto corresponde a un cociente obtenido con el esfuerzo axial dividido entre la resistencia a compresión del concreto reducida por un factor de 1.5 mayor que 0.10. Cuando no se cumple esta relación, en EC8  $V_c = 0$ .

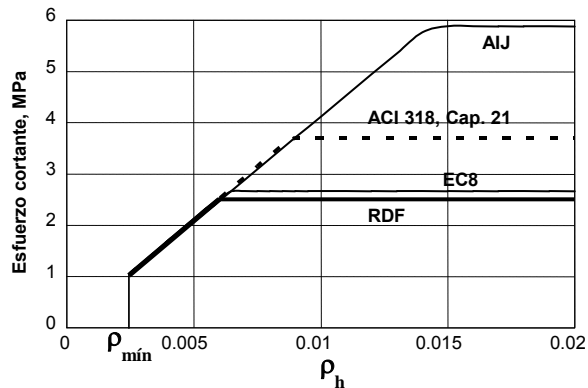


**Figura 3.2 Contribución a la resistencia a cortante del concreto ( $V_c$ ) establecidas en los reglamentos ACI, RDF, EC8 y AIJ.**

De la figura se observa la similitud del esfuerzo cortante para muros con relaciones de aspecto menores que 1.5 en los reglamentos Americano y del Distrito Federal. Para relaciones de aspecto mayores que 2, en el reglamento del Distrito Federal se reconoce la posible sobreestimación de la resistencia para cuantías bajas de refuerzo. En el RDF se establece que en la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo longitudinal, sistemáticamente se incrementa la resistencia por cortante. En el reglamento Japonés, la contribución a la resistencia del concreto depende de la cuantía de refuerzo horizontal. En la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo horizontal, se reduce la contribución a la resistencia a cortante del concreto. Para relaciones de aspecto mayores que dos, la contribución a la resistencia del concreto es menor en el reglamento del Distrito Federal con respecto a los reglamentos Americano y Europeo. Para éstas relaciones de aspecto, la contribución a la resistencia a cortante del concreto en el reglamento del Distrito Federal es función de la cuantía de refuerzo vertical. En la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo vertical se incrementa la contribución del concreto a la resistencia.

### 3.5.2 Contribución del refuerzo a la resistencia a cortante ( $V_s$ )

En la figura 3.3 se presenta la contribución a la resistencia a cortante del refuerzo horizontal establecida en los reglamentos ACI, RDF, EC8 y AIJ. De manera similar a la analogía de la armadura presentada en el Apéndice F, en los cuatro reglamentos se considera que la totalidad del refuerzo horizontal fluye para el nivel de resistencia. Para determinar el esfuerzo cortante de la figura se consideró una sección con área unitaria y una resistencia a compresión del concreto de 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>). Para el caso del reglamento Europeo (EC8) se consideraron cuantías iguales de refuerzo horizontal y vertical. Para el reglamento Japonés (AIJ) se consideraron las resistencias establecidas para muros diseñados para no desarrollar articulación plástica. En los cuatro reglamentos, el incremento del esfuerzo cortante es directamente proporcional a la cuantía de refuerzo horizontal hasta el límite.



**Figura 3.3 Contribución a la resistencia a cortante del refuerzo establecida en los reglamentos ACI, RDF, EC8 y AIJ**

### 3.5.3 Límites para el esfuerzo cortante total

Cuando las cuantías de refuerzo horizontal son grandes, los esfuerzos en el puntal de compresión se incrementan y pueden alcanzar valores que provoquen la falla por compresión diagonal en el concreto, (Apéndice D). Regularmente las fallas por compresión diagonal son poco dúctiles. Para prevenir este tipo de falla, los reglamentos establecen indirectamente un límite a la cuantía de refuerzo horizontal, a través de limitar la resistencia máxima a cortante. Sin embargo, los reglamentos ACI y RDF difieren de EC8 y AIJ de manera fundamental en tanto que dependen de  $\sqrt{f_c'}$  y no de  $f_c'$ .

En la figura 3.4 se presentan los límites para la resistencia a cortante total en función de la resistencia a compresión del concreto. Para estimar el límite del esfuerzo cortante conforme al reglamento AIJ se consideraron muros diseñados para no desarrollar articulación plástica. De la figura 3.4 se observa que en



términos generales, la resistencia a cortante establecida en el RDF es menor y, en ocasiones, bastante menor en comparación con los reglamentos ACI, EC8 y AIJ.

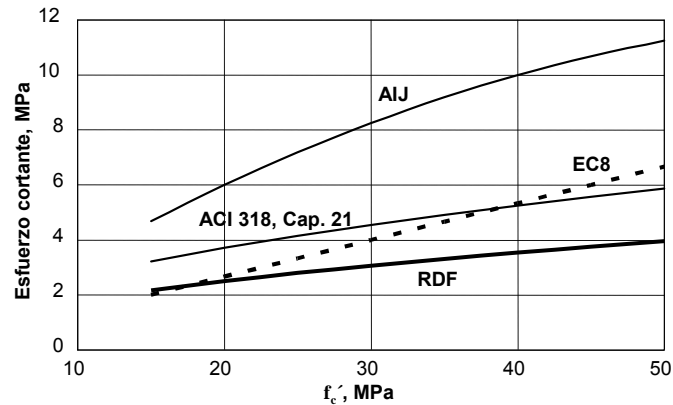


Figura 3.4 Límites para la resistencia a cortante total

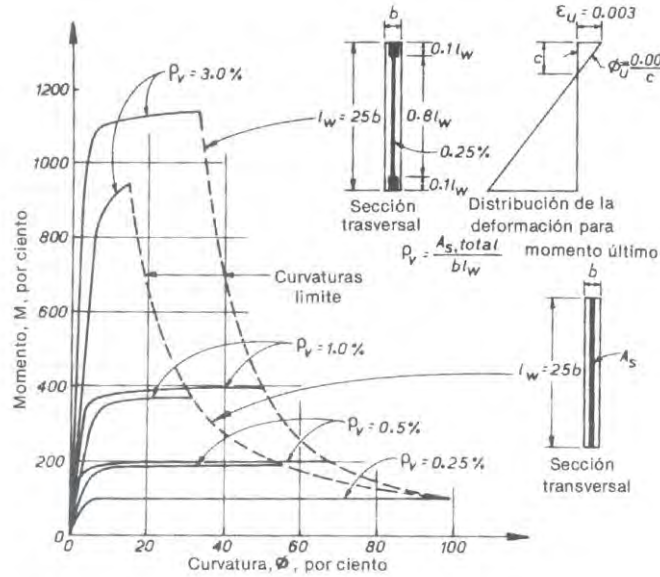
### 3.6 Cuantía de refuerzo mínimo

El concreto por naturaleza es un material rígido y resistente. Dichas propiedades han sido utilizadas en la ingeniería para solucionar problemas en los que se transmiten esfuerzos de compresión entre los miembros y para rigidizar estructuras. El comportamiento del concreto bajo esfuerzos de tensión es pobre en comparación con el comportamiento a compresión. La resistencia y capacidad de deformación bajo esfuerzos de tensión en el concreto es del orden de 20% o menor en comparación con su comportamiento bajo esfuerzos de compresión. La falla asociada a los esfuerzos de tensión es frágil mientras que para esfuerzos de compresión se logra cierta capacidad de deformación antes del colapso. Debido a lo anterior es práctica común en la ingeniería reforzar el concreto con acero en las zonas en las que se prevé la presencia de esfuerzos de tensión en las estructuras dando lugar al concreto reforzado.

Como se comentó en la sección 3.4, los esfuerzos de tensión en el concreto son causados por flexión (en planos horizontales y verticales) y cortante (en planos inclinados). Cuando dichos esfuerzos son mayores que la resistencia a tensión del concreto se presenta el agrietamiento. Una vez que se agrieta el concreto se presenta una redistribución y el acero absorbe la tensión perdida por el agrietamiento del concreto. Así, se mantiene la resistencia en el elemento y de esta forma se evita la presencia de fallas del tipo frágil.

Con el objeto de evitar fallas de tipo frágil, en los reglamentos de diseño se establecen cuantías mínimas de refuerzo. Se debe cumplir con un refuerzo mínimo tanto en las zonas de tensión por flexión como en las zonas de tensión por cortante.

En muros de cortante y en especial en zonas no afectadas por sismos, las demandas de flexión no son muy grandes, por lo que ha sido práctica tradicional proporcionar aproximadamente 0.25% de refuerzo en ambas direcciones (Park y Paulay, 1988). La cuantía mínima establecida en el RDF (0.0025) se obtiene a partir de la igualdad de esfuerzos entre concreto y acero en secciones agrietadas. La derivación se presenta en el Apéndice G. En la figura 3.5 se presenta el efecto de la cantidad y distribución del refuerzo vertical en la curvatura última. De la figura se observa que en la medida que se reduce la cuantía de refuerzo vertical en el alma del muro, se incrementa el porcentaje de curvatura alcanzado por la sección. Reforzando el alma del muro con una cuantía mínima de 0.0025 se logra un porcentaje de curvatura cercano al 100%. En los reglamentos americano (ACI), del Distrito Federal (RDF), Eurocódigo (EC8) y Japonés (AIJ), para muros sujetos a cargas laterales en su plano, se establece una cuantía mínima de refuerzo horizontal de 0.25%.



**Figura 3.5 Efecto de la cantidad y distribución del refuerzo vertical en la curvatura última. (Cárdenas y Magura, 1973)**

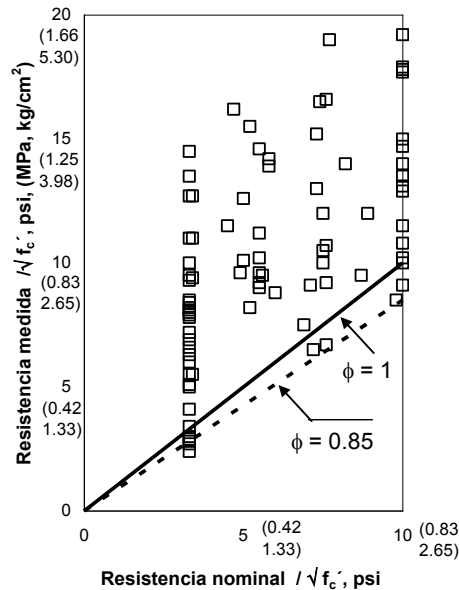
Partiendo del estudio anterior, se ha encontrado que el mínimo porcentaje de refuerzo horizontal (0.25%), resiste un esfuerzo cortante nominal equivalente a  $2 \sqrt{f'_c}$  lb/plg<sup>2</sup> ( $0.166 \sqrt{f'_c}$  MPa), (Cárdenas et al., 1973a). Igualando el esfuerzo de  $0.166 \sqrt{f'_c}$  con la resistencia del refuerzo horizontal calculada para un esfuerzo de fluencia del acero de 420 MPa se tiene la ecuación 3.1.

$$0.166 \sqrt{f'_c} = 0.0025(420) \quad (3.1)$$

De la ecuación 3.1 se obtiene una resistencia a compresión del concreto de 40 MPa. Para resistencias a compresión del concreto bajas (del orden de 15 MPa), la cuantía mínima de refuerzo horizontal establecida en los reglamentos podría ser excesiva.

### 3.7 Factor de reducción de resistencia

Como se comentó en la sección 3.5, en los reglamentos ACI y RDF se incluyen factores de reducción de resistencia. Hasta antes de 1994, en el reglamento ACI se establecía un factor de reducción de resistencia  $\phi = 0.85$  para la falla a cortante. La comparación entre la resistencia nominal calculada con la ecuación de diseño establecida en el reglamento ACI y la resistencia obtenida en pruebas experimentales de muros de concreto presentada en la figura 3.6 se remontaba a 1973.



**Figura 3.6 Comparación entre la resistencia por cortante nominal calculada con el reglamento ACI y la resistencia medida experimentalmente en muros de concreto (Cárdenas et al., 1973)**

En la figura 3.6 la línea discontinua indica la resistencia nominal calculada y multiplicada por el factor de reducción de resistencia igual que 0.85. De la figura se observa que, en términos generales, la resistencia medida en los ensayos resultaba mayor que la resistencia establecida en el reglamento ACI. Los puntos localizados encima de la línea discontinua se encuentran del lado de la seguridad. Actualmente, en el reglamento de Instituto Americano del Concreto (ACI 318, 2008) se establece un factor de reducción de resistencia  $\phi = 0.6$  cuando se espera una falla por cortante. Este valor se estableció en el reglamento ACI después de revisar las fallas en muros de concreto durante el sismo de Northridge en 1994 (ACI, 2008). Por su parte en el RDF se establece un factor de reducción de resistencia  $F_R = 0.80$  para la falla en cortante. A pesar de que el factor de reducción de resistencia establecido en el RDF no ha presentado cambios y es mayor que el establecido en el reglamento ACI, de las figuras 3.2 y 3.4 se observa que la resistencia de diseño calculada con el reglamento RDF es menor por lo que existe una compensación de los valores.

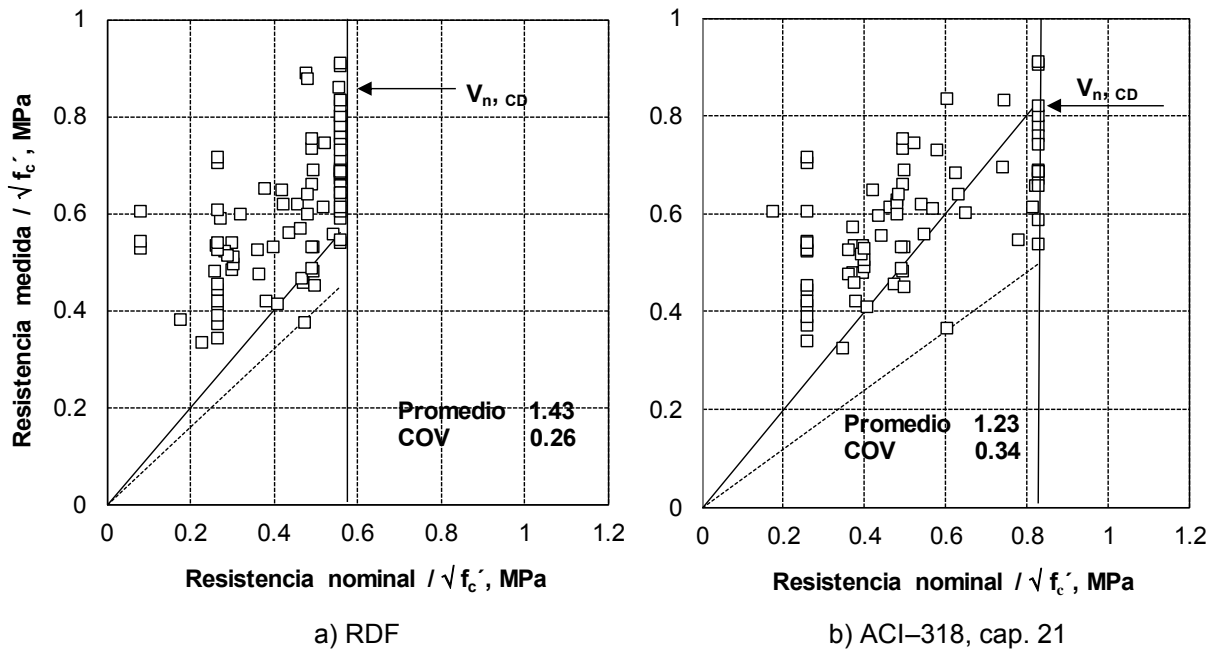
### 3.8 Comparación entre las resistencias obtenidas experimentalmente y las resistencias nominales calculadas utilizando las ecuaciones establecidas en reglamentos

Con el objeto de evaluar el nivel de seguridad de las ecuaciones establecidas en los reglamentos para la falla en cortante, se realizó una comparación entre las resistencias obtenidas experimentalmente y las resistencias nominales calculadas utilizando las ecuaciones de los reglamentos. La comparación se realizó para la falla asociada al cortante en tensión diagonal. Las resistencias nominales de los muros ( $V_{R\ TD}$ ) se calcularon utilizando las ecuaciones establecidas en los reglamentos del ACI 318-08 (ACI, 2008), RDF, (NTC-C, 2004), Eurocódigo (EC8, 1988) y en el reglamento Japonés (AIJ, 1999). Las ecuaciones se presentan en el Apéndice H. Las resistencias experimentales se obtuvieron de las reportadas en la literatura y correspondieron a los muros rectangulares que presentaron falla en tensión diagonal de la base de datos presentada en la sección 3.3. Se seleccionaron los muros rectangulares debido a que es el tipo de muros empleados en la construcción de vivienda de concreto en México como se discutió en el capítulo 2.

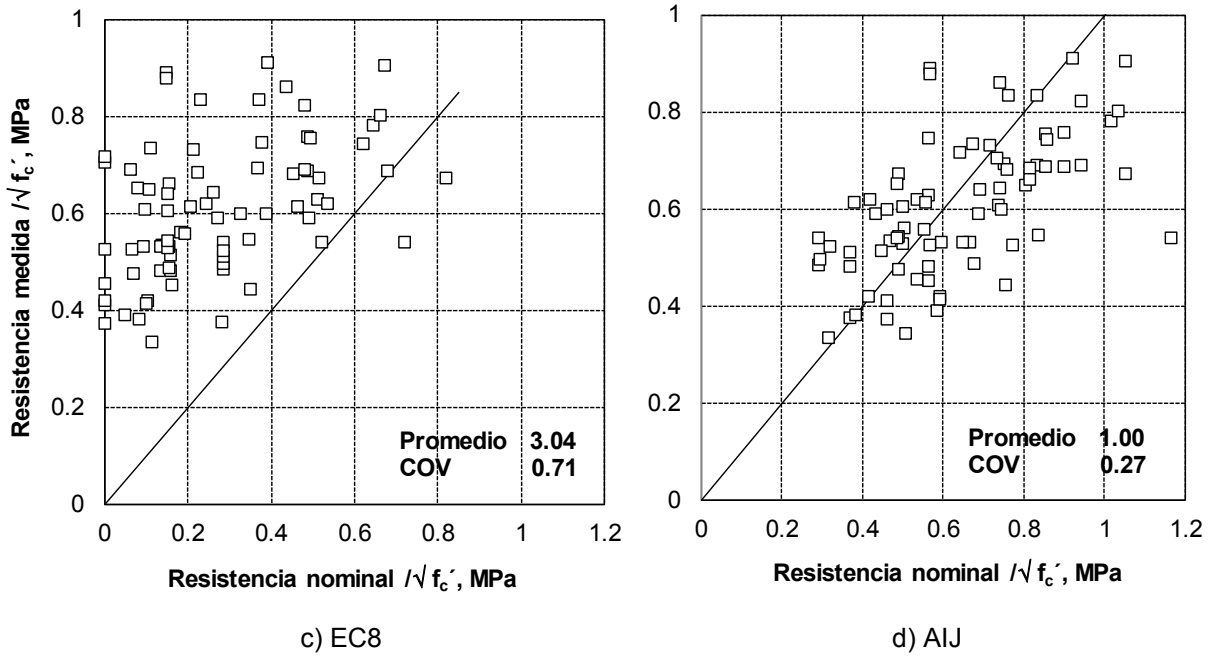
En la figura 3.7 se comparan las resistencias nominales, calculadas con las ecuaciones establecidas en los reglamentos, con las resistencias medidas experimentalmente. En el eje de las abscisas se presenta la resistencia nominal y en el eje de las ordenadas se presenta la resistencia medida en los ensayos. En ambos casos la resistencia se normalizó con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto reportada

en los artículos. La línea continua indica las resistencias nominales mientras que la línea discontinua indica las resistencias nominales multiplicadas por el factor de reducción correspondiente a cada reglamento. En la figura se incluye el promedio de los valores entre la resistencia medida y la resistencia calculada así como el coeficiente de variación de los valores correspondientes a cada reglamento.

De la figura 3.7 se observa que existen diferencias entre la resistencia medida en los ensayos y la resistencia nominal calculada con las ecuaciones. Para el RDF, el promedio entre las resistencias medidas y las resistencias nominales es de 1.43 con un coeficiente de variación de 0.26. Las resistencias medidas son, en todos los casos, mayores que las resistencias nominales de diseño. La resistencia límite establecida para evitar fallas en compresión diagonal fue menor que la resistencia medida en 36 ensayos de muros. Para el diseño sísmico conforme al reglamento ACI-318, el promedio entre las resistencias medidas y las nominales es de 1.23 con un coeficiente de variación de 0.34. Las resistencias medidas son en todos los casos mayores que las resistencias nominales de diseño. La resistencia límite establecida para evitar fallas en compresión diagonal fue menor que la resistencia medida en 14 ensayos de muros. Para el diseño sísmico del código Europeo (EC8), excepto por dos muros, las resistencias medidas fueron mayores que las resistencias nominales. Los valores del promedio entre las resistencias medidas y las resistencias nominales y el coeficiente de variación son mayores en comparación con los tres reglamentos restantes. Debido a la baja contribución del concreto a la resistencia a cortante, el límite de la resistencia nominal establecido para la falla en compresión diagonal no se alcanzó en las resistencias medidas. Al emplear el reglamento Japonés (AIJ) se obtiene el mejor promedio entre las resistencias medidas y las resistencias nominales (1.00) y un coeficiente de variación de 0.27, similar al calculado utilizando el RDF. Debido a la alta resistencia límite establecida por el reglamento Japonés, el límite de la resistencia nominal establecido para la falla en compresión diagonal no se alcanzó en las resistencias medidas.



**Figura 3.7 Comparación entre las resistencias nominales calculadas para los diferentes reglamentos y la resistencias medidas experimentalmente correspondientes a la base de datos presentada en la sección 3.3**



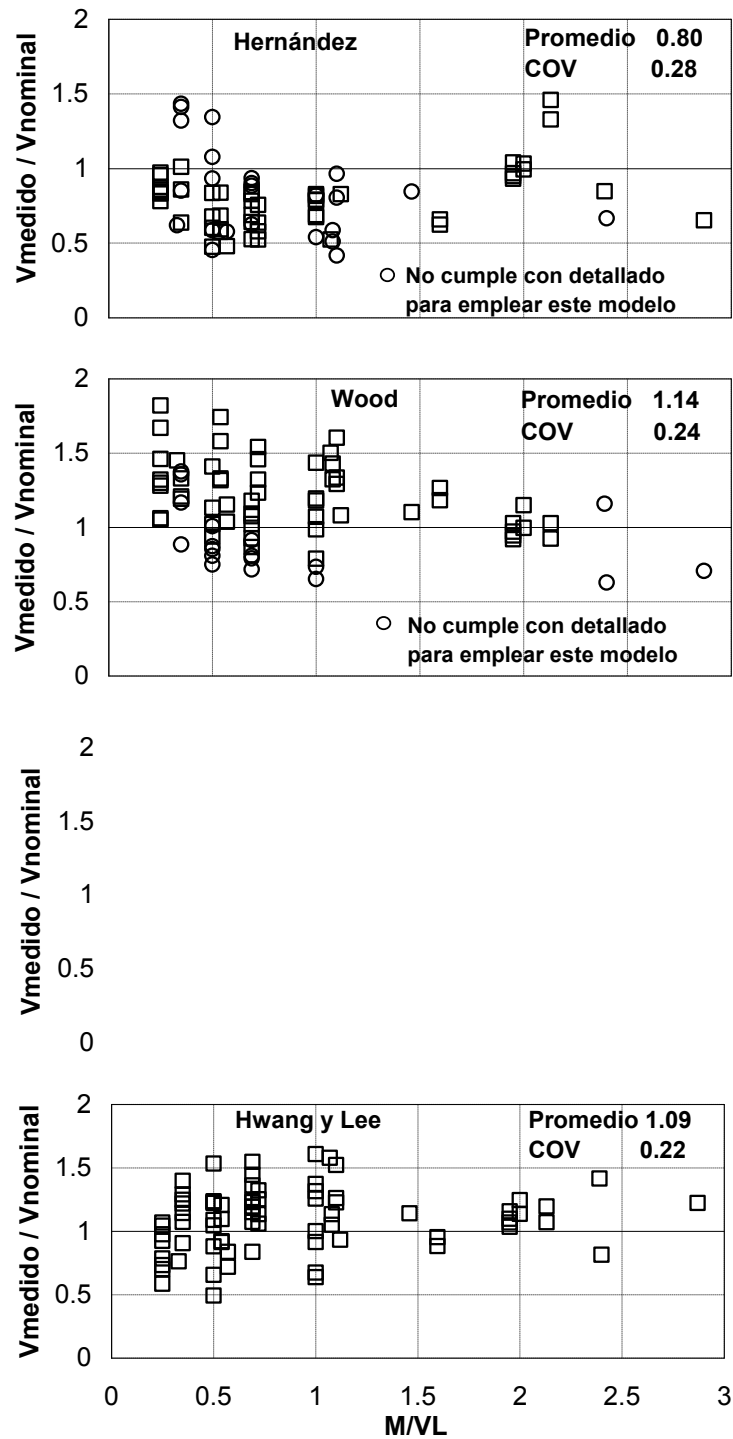
**Figura 3.7 Comparación entre las resistencias nominales calculadas para los diferentes reglamentos y la resistencias medidas experimentalmente correspondientes a la base de datos presentada en la sección 3.3. (continuación)**

### 3.9 Modelos de cortante existentes en la literatura

Para los cuatro reglamentos considerados, existe una alta incertidumbre en la predicción de la resistencia a cortante por tensión diagonal de muros de concreto (figura 3.7). Debido a lo anterior, se buscó en la literatura la existencia de modelos que estimaran de manera más precisa este estado límite. Los estudios revisados fueron los siguientes: Hernández, 1982; Wood, 1990; Leiva y Montaña, 2001 y Hwang y Lee, 2002. Los cuatro modelos revisados fueron calibrados explícitamente para predecir la resistencia de muros de concreto con falla en cortante por tensión diagonal. El origen de los modelos incluyendo las ecuaciones establecidas para cada uno se presentan en el Apéndice I.

#### 3.9.1 Comparación entre las resistencias medidas y las calculadas con los modelos

En la figura 3.8 se presentan los cocientes entre las resistencias medidas y las resistencias nominales calculadas con los cuatro modelos de cortante descritos en el Apéndice I. Los cocientes se presentan en función de la relación  $M/VL$ .

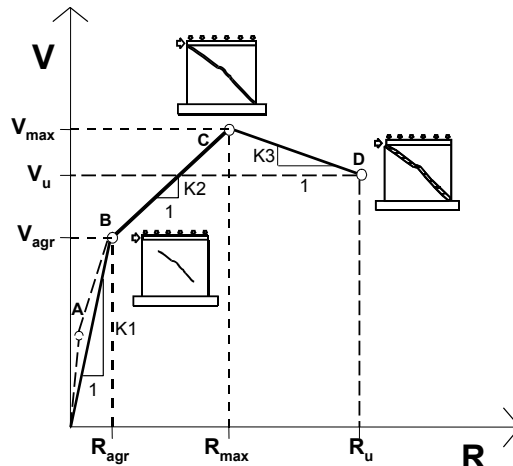


**Figura 3.8 Comparación entre las resistencias medidas y las resistencias nominales calculadas con modelos de cortante de Hernández, Wood, Leiva y Montaña; y Hwang y Lee**

De la figura 3.8 se observa que, en términos generales, la dispersión de los cocientes en los cuatro modelos es alta. El mejor promedio y el menor coeficiente de variación entre las resistencias medidas y las nominales corresponden al modelo de Leiva y Montaña. En los modelos de Hernández y Wood se señalan los muros que no cumplen con el detallado del refuerzo suficiente para aplicar el modelo.

### 3.10 Modelo trilineal de comportamiento para la falla de cortante en tensión diagonal

Como se comentó en la sección 3.1, los modelos analíticos pueden representar el comportamiento carga-desplazamiento completo del elemento estructural mediante la integración de las leyes constitutivas de los materiales, o bien representar ciertos estados límite del comportamiento de especial interés mediante ecuaciones. En este estudio se representa la falla de cortante en tensión diagonal mediante estados límite. La descripción de este modo de falla se presentó en la sección 3.2. En muros de concreto y mampostería, es común la caracterización de esta falla mediante tres estados límite de comportamiento (modelo trilineal): agrietamiento diagonal ( $R_{agr}$ ,  $V_{agr}$ ), resistencia ( $R_{máx}$ ,  $V_{máx}$ ) y resistencia última ( $R_u$ ,  $V_u$ ), (Hidalgo et al., 2002, Tomazevic y Lutman, 1996).  $R$  y  $V$  corresponden a la distorsión y carga lateral respectivamente. En la figura 3.9 se presenta el modelo de comportamiento trilineal.



**Figura 3.9 Modelo de comportamiento trilineal**

El punto A indica la presencia de agrietamientos iniciales por flexión cerca de la base del muro. Puesto que dichos agrietamientos regularmente se encuentran fuera de la zona donde se concentra el daño para esta falla, es común desprestigiar la pérdida de rigidez asociada al punto A. Así, la rama inicial del modelo trilineal parte del origen hasta el punto B. Este estado límite se caracteriza por la presencia del agrietamiento diagonal. En el punto C se alcanza la resistencia del muro. El agrietamiento diagonal se extiende regularmente a las esquinas opuestas del muro. El punto D representa el estado límite último. En elementos de concreto es común establecer el punto último cuando la resistencia disminuye 20% con respecto a la máxima alcanzada (Hidalgo et al., 2002; Sezen y Moehle, 2004).

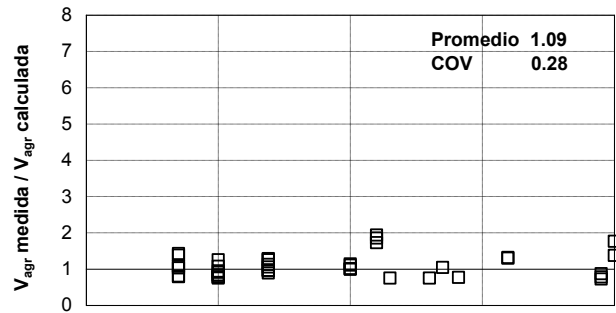
En los criterios de diseño por capacidad empleados actualmente en los reglamentos, se busca establecer ecuaciones para predecir la capacidad asociada al estado límite de resistencia ( $V_{máx}$ ). Sin embargo, las nuevas metodologías de diseño de estructuras que actualmente se encuentran en desarrollo están enfocadas hacia el “diseño por desempeño” (desplazamientos), (Priestley, 2000). En estas metodologías es particularmente importante conocer el comportamiento de la estructura. De allí la relevancia de este estudio en el desarrollo de un modelo de comportamiento para la falla de cortante en tensión diagonal de muros de concreto que incluya evaluación de la capacidad de resistencia y deformación.

### 3.11 Resistencia al agrietamiento diagonal

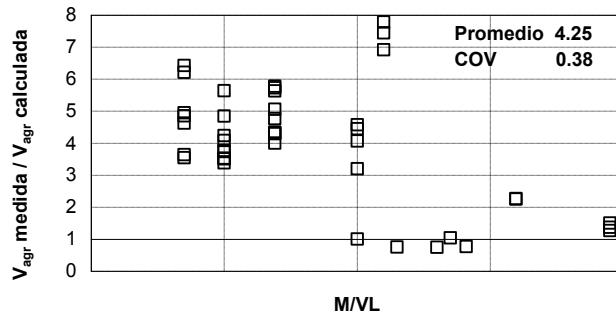
La contribución del concreto a la resistencia  $V_c$  establecida en el reglamento ACI 318-08 capítulo 21 está enfocada a tratar de predecir la resistencia de agrietamiento diagonal del concreto ( $V_{agr}$ ). Para los resultados experimentales disponibles en la base de datos presentada en la sección 3.3, los cocientes entre la resistencia al agrietamiento medida con respecto a la resistencia  $V_c$  calculada con la ecuación establecida en el reglamento ACI 318-08 capítulo 21 se presentan en la figura 3.10a. La resistencia  $V_c$

depende de la relación de aspecto H/L, no obstante, aplicando rigurosamente la mecánica de materiales, es función del cociente M/VL. Con base en la resistencia de materiales, Tu et al. (2006) proponen la ecuación 3.2 para calcular la resistencia al agrietamiento. Por su parte, Hidalgo et al. (2000) propusieron la ecuación establecida en el capítulo 21 del ACI 318-08 empleando un factor de 1.12 para muros con cocientes M/VL < 1.0. Los cocientes entre la resistencia de agrietamiento y la resistencia calculada con los modelos de Tu et al. e Hidalgo et al. se presentan en las figuras 3.10b y 3.10c respectivamente.

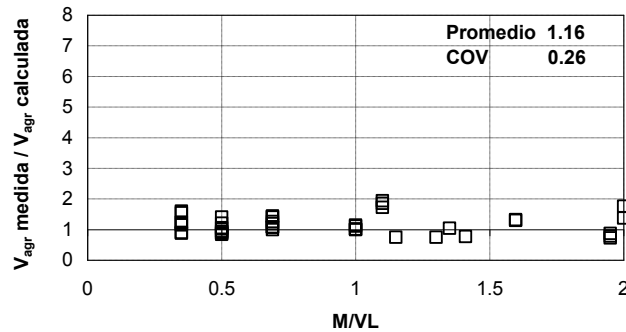
$$V_{agr} = \frac{\sqrt{f'_c} t d}{4} + \frac{Nd}{4L} \tag{3.2}$$



a) ACI 318-05 cap. 21



b) Tu et al. (2006)



c) Hidalgo et al. (2000)

**Figura 3.10 Cocientes entre la resistencia de agrietamiento medida y la resistencia calculada con respecto al cociente M/VL**

De la figura se observa que no existen diferencias significativas entre los modelos del Instituto Americano del Concreto e Hidalgo et al. Los promedios de los cocientes son similares al igual que los coeficientes de variación. Con el modelo de Tu et al. (2006), se obtienen resistencias al agrietamiento menores que las medidas experimentalmente.



### 3.12 Capacidad de desplazamiento

En las décadas pasadas se hizo un gran esfuerzo por desarrollar ecuaciones para predecir la resistencia de los elementos estructurales. Sin embargo, la capacidad de desplazamiento no había sido estudiada de manera formal. Existen pocos estudios sobre evaluación de la capacidad de desplazamiento de muros de concreto que presentan falla en cortante (FEMA 356, 2000, Hidalgo et al., 2002; Tu et al., 2006). La distorsión asociada a cada estado límite ha sido derivada con base en tendencias de resultados experimentales. En el estudio de Hidalgo et al. (2002), sólo se consideró al cociente M/VL como variable para predecir la distorsión. Las ecuaciones establecidas por Tu et al. (2006), han sido derivadas con base en la mecánica de materiales. El modelo se limita a muros con relación de aspecto  $H/L \leq 2$ . En esta sección, para cada estado límite se presenta el cociente entre la distorsión medida y la calculada con el modelo. Para la distorsión medida se utilizaron los valores disponibles en la base de datos presentada en la sección 3.3.

#### 3.12.1 Desplazamiento asociado al agrietamiento diagonal

Para calcular la distorsión al agrietamiento diagonal ( $R_{agr}$ ), en el FEMA 356 se recomienda calcular la distorsión incluyendo la rigidez por flexión, cortante y carga axial. Para la rigidez por flexión, se sugiere emplear  $0.5E_cI_g$ , para la de cortante  $0.4E_cA$  y para la rigidez a carga axial  $E_cA$ , Hidalgo et al. (2002), recomiendan las ecuaciones 3.3 y 3.4. De acuerdo con este modelo, la distorsión al agrietamiento depende de la relación M/VL. En la medida que se incrementa la relación M/VL, aumenta el nivel de distorsión. Por su parte Tu et al., (2006), con base en la resistencia de materiales y el comportamiento esperado en los muros, recomiendan las ecuaciones 3.5 a 3.7. En la figura 3.11 se presentan los cocientes entre la distorsión al agrietamiento medida y la distorsión al agrietamiento calculada con los modelos de FEMA 356, Hidalgo et al. y Tu et al. con respecto al cociente M/VL.

$$\% R_{agr} = 0.175 M/VL; \quad 0 < M/VL \leq 1 \quad (3.3)$$

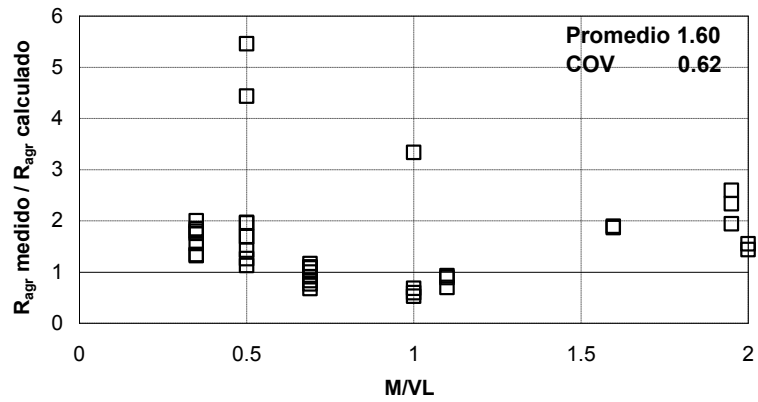
$$\% R_{agr} = 0.155 + 0.02 M/VL; \quad 1 < M/VL \quad (3.4)$$

$$\delta_{agr} = \delta_f + \delta_s \quad (3.5)$$

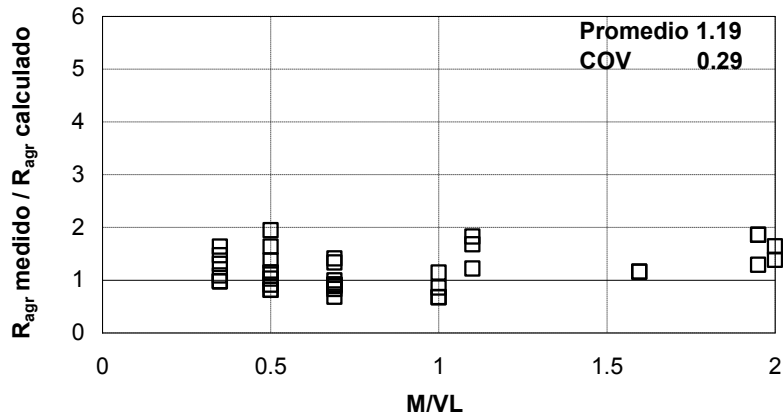
$$\delta_f = \frac{V_{agr} H^3}{3E_c I} \quad (3.6)$$

$$\delta_s = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{tL} V_{agr} H \quad (3.7)$$

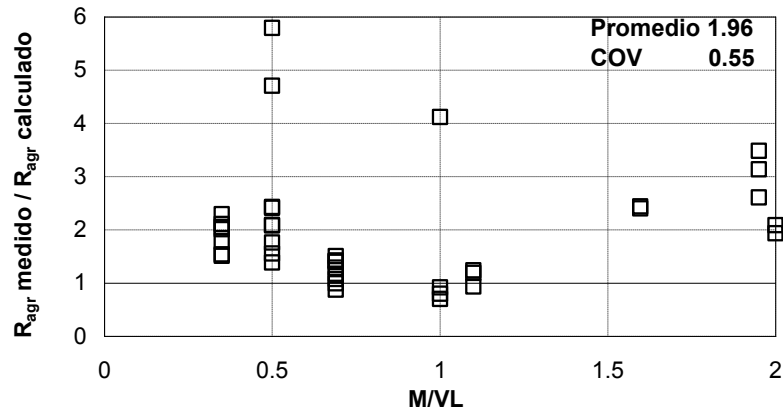
En donde  $\delta_f$  son las deformaciones por el efecto de flexión en el muro,  $\delta_s$  son las deformaciones por el efecto de cortante en el muro,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto ( $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$  MPa, = 14000  $\sqrt{f'_c}$ , kg/cm<sup>2</sup>), A es el área de la sección transversal, I es el momento de inercia de la sección agrietada ( $I = 0.7 I_g$ ),  $I_g$  es el momento de inercia de la sección gruesa,  $V_{agr}$  es la carga lateral a la que se presenta el agrietamiento diagonal y  $\nu$  es el coeficiente de Poisson del concreto ( $\nu = 0.17$ ).



a) FEMA 356 (2000)



b) Hidalgo et al. (2002)



c) Tu et al. (2006)

**Figura 3.11 Cocientes entre la distorsión al agrietamiento medida y la calculada con los modelos**

De la figura se observa el mejor promedio de los cocientes y el menor coeficiente de variación en el modelo establecido por Hidalgo et al. (2002), con respecto al modelo de Tu et al. (2006), y al FEMA 356. Los modelos de FEMA 356 y Tu et al. son similares.

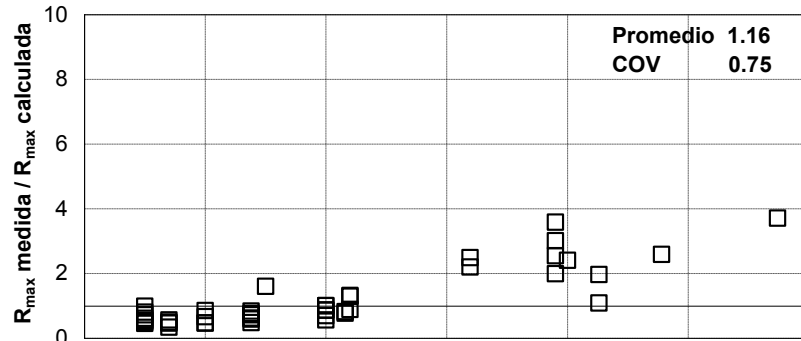
3.12.2 Desplazamiento a la resistencia

Para calcular la distorsión a la resistencia ( $R_{max}$ ), en FEMA 356 se establece un valor único de distorsión de 0.75%. Hidalgo et al. (2002), recomiendan las ecuaciones 3.8 y 3.9. Tu et al. (2006), sugieren las ecuaciones 3.5 a 3.7 cambiando  $V_{agr}$  por  $V_{max}$ , considerando el momento de inercia de la sección agrietada con  $I = 0.35 I_g$ , e incluyendo las deformaciones por deslizamiento mediante la ecuación 3.10, en donde  $d_b$  es el diámetro de la barra del refuerzo horizontal y  $\phi$  es la curvatura de la sección. Cuando se presenta la falla en cortante después de la fluencia del refuerzo localizado en el extremo del muro, la ecuación 3.10 se multiplica por el factor  $V_{max}/V_y$  donde  $V_y$  es la resistencia a la fluencia del refuerzo vertical localizado en el extremo de tensión. Los cocientes entre la distorsión a la resistencia medida y la distorsión calculada con los modelos se presentan en la figura 3.12. A falta de información, se consideró en todos los ensayos la presencia de la falla en cortante antes de la fluencia cuando se aplicó la ecuación 3.10.

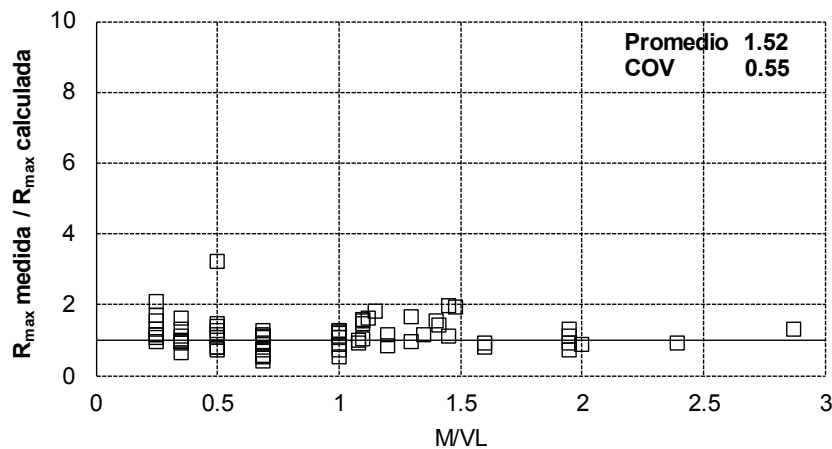
$$R_{max} = 0.0027 + 0.0033 M/VL; \quad 0 < M/VL \leq 1 \quad (3.8)$$

$$R_{max} = 0.0056 + 0.00033 M/VL; \quad 1 < M/VL \leq 4 \quad (3.9)$$

$$\delta = \frac{d_b f_y \phi H}{M P_a} \quad (3.10)$$

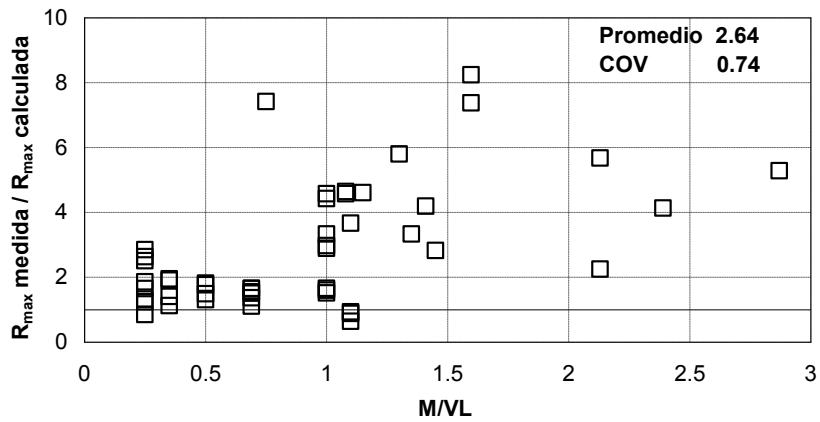


a) FEMA 356 (2000)



b) Hidalgo et al. (2002)

**Figura 3.12 Cocientes entre la distorsión a la resistencia medida y la calculada con los modelos**



c) Tu et al. (2006)

**Figura 3.12 Cocientes entre la distorsión a la resistencia medida y la calculada con los modelos (continuación)**

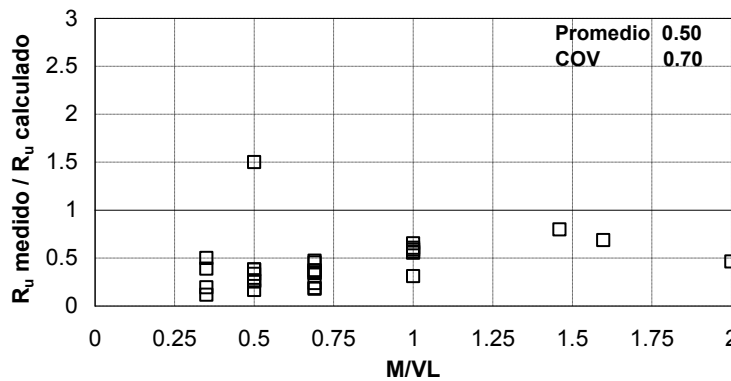
De la figura se observa que en los tres modelos la distorsión calculada es, en términos generales, menor que la distorsión medida para cocientes M/VL mayores que uno. En los modelos, el promedio de los cocientes y el coeficiente de variación son altos.

### 3.12.3 Desplazamiento último

Para calcular la distorsión última ( $R_u$ ), donde la resistencia disminuye 20% con respecto a la máxima alcanzada, Hidalgo et al. (2002), recomiendan las ecuaciones 3.11 y 3.12. En el FEMA 356 se establece un valor constante de distorsión de 2%. Los cocientes entre la distorsión a la resistencia última medida y la calculada con la recomendación del FEMA 356 y las ecuaciones 3.11 y 3.12 propuestas por Hidalgo et al. se presentan en la figura 3.13.

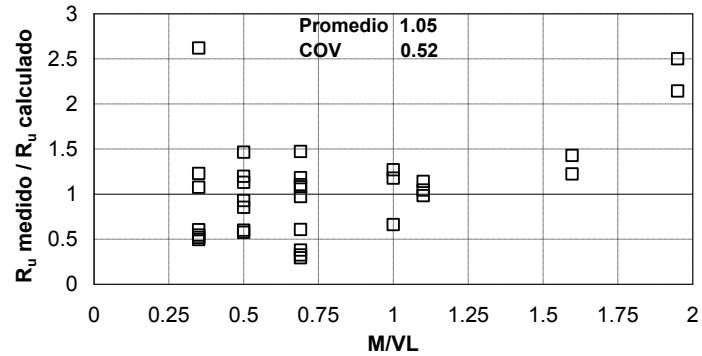
$$R_u = 0.002 + 0.012 M/VL; \quad 0 < M/VL \leq 1 \quad (3.11)$$

$$R_u = 0.014; \quad 1 < M/VL \quad (3.12)$$



a) FEMA 356 (2000)

**Figura 3.13 Cocientes entre la distorsión última medida y la calculada con los modelos**



b) Hidalgo et al. (2002)

**Figura 3.13 Cocientes entre la distorsión última medida y la calculada con los modelos (continuación)**

De la figura 3.13a se observa que el valor de distorsión de 2% establecido en FEMA 356 es excesivo para casi todos los muros. Con las ecuaciones propuestas por Hidalgo et al. se obtiene un promedio de los cocientes cercano a la unidad pero el coeficiente de variación es alto, 0.52.

### 3.13 Discusión de resultados

En este capítulo se revisó la literatura sobre la información disponible de muros de concreto, haciendo especial énfasis en la falla asociada a cortante. Se incluyó información sobre ensayos experimentales de muros de concreto y una revisión de los modelos existentes para predecir la capacidad ante cargas laterales y deformación. Se compararon las capacidades medidas experimentalmente con las calculadas con los modelos presentados. Del análisis de la información se concluye lo siguiente:

#### Base de datos de muros de concreto

- Se encontraron en la literatura ensayos de muros con características similares a las detectadas en la construcción de vivienda en México presentadas en el capítulo dos.
- Se observó que algunas de las características detectadas en la construcción de vivienda o están cubiertas de manera escasa o falta información en la base de datos. Debido a lo anterior, en las variables presentadas a continuación fue necesario profundizar en su estudio en la investigación experimental de este trabajo:
  - a) Ensayo de muros con cuantías de refuerzo horizontal y vertical menores que la cuantía mínima de refuerzo que actualmente se establece en el RDF para muros sujetos a fuerza horizontal en su plano (0.0025)
  - b) Ensayo monótono de muros que consiste en cargar lateralmente el muro en una sola dirección hasta la falla. Estos ensayos servirán como referencia para entender el diseño de viviendas en localidades donde el sismo no sea tan intenso
  - c) Ensayos de muros con relaciones de aspecto  $H/L \leq 0.5$  y cocientes  $M/VL \geq 2.0$
  - d) Ensayo de muros construidos con refuerzo horizontal de esfuerzo de fluencia de 500 MPa
  - e) Ensayo de muros con niveles de carga axial promedio baja (menor que 2% de la resistencia a compresión del concreto de la sección gruesa), y
  - f) Ensayos de muros construidos con concreto celular y autocompactable.

Resistencia del concreto a cortante

- A pesar de tener bases en conceptos analíticos, excepto por el modelo de Hwang y Lee, (2002), la resistencia a cortante del concreto mantiene una naturaleza empírica. El valor de las constantes de los modelos se ha establecido mediante tendencias de resultados experimentales.

Resistencia a cortante del refuerzo horizontal

- En todas las metodologías, para la falla en tensión diagonal se supone que se presenta la fluencia en todo el refuerzo horizontal
- La cuantía mínima de refuerzo que actualmente se establece en el RDF para muros de concreto sujetos a fuerza horizontal en su plano no considera la relación de aspecto ni la resistencia a compresión del concreto. Dicha cuantía podría ser excesiva para concretos de baja resistencia a compresión (alrededor de 15 MPa) y podría ser escasa para muros con cocientes M/VL bajos ( $M/VL < 0.5$ ).

Comparación entre las resistencias a fuerza cortante medidas y las calculadas con los modelos

- En la tabla 3.1 se presentan los promedios entre las resistencias medidas experimentalmente y las calculadas con los modelos analíticos. Se incluye el coeficiente de variación de los datos.
- Para el estado límite asociado a la resistencia, con los modelos del reglamento Japonés, de Leiva y Montaña y de Hwang y Lee se obtienen los mejores promedios. Los menores coeficientes de variación se obtienen con los modelos de Leiva y Montaña y Hwang y Lee.
- Excepto por el modelo de Hernández, en los modelos analíticos establecidos en los reglamentos (ACI-318, cap. 21, RDF, EC8 y AIJ), el coeficiente de variación de los cocientes fue mayor que el obtenido para los modelos calibrados explícitamente para muros de concreto con falla en tensión diagonal (Wood, Leiva y Montaña, y Hwang y Lee).
- En lo que respecta al estado límite de resistencia al agrietamiento, no existen diferencias significativas entre los modelos establecidos en el reglamento ACI-318 cap. 21 e Hidalgo et al. Los promedios de los cocientes y los coeficientes de variación son similares.

**Tabla 3.1 Promedio de los cocientes entre las resistencias medidas experimentalmente y las calculadas con los modelos analíticos y coeficientes de variación de los datos**

Modelo analítico	Estado límite	Promedio	COV
RDF	Resistencia	1.43	0.26
ACI-318, cap. 21	Resistencia	1.23	0.34
EC8	Resistencia	3.04	0.71
AIJ	Resistencia	1.00	0.27
Hernández	Resistencia	0.80	0.28
Wood	Resistencia	1.14	0.24
Leiva y Montaña	Resistencia	1.04	0.22
Hwang y Lee	Resistencia	1.09	0.22
ACI-318, cap. 21	Agrietamiento	1.09	0.28
Tu et al.	Agrietamiento	4.25	0.38
Hidalgo et al.	Agrietamiento	1.16	0.26

De acuerdo con la figura 3.7a, en el RDF la resistencia límite establecida para evitar fallas en compresión diagonal fue menor que la resistencia medida en 36 ensayos de muros. Como se comentó en la sección 3.5 (figura 3.4), el límite de resistencia establecido en el RDF para evitar fallas en compresión diagonal permite una menor resistencia en comparación con los reglamentos ACI-318, EC8 y AIJ.

### Capacidad de distorsión

- Existen pocos modelos analíticos orientados al cálculo de la capacidad de desplazamiento de los muros de concreto con falla en cortante por tensión diagonal. Los modelos analíticos se han enfocado, en términos generales, a tratar de predecir la capacidad de resistencia de los muros.
- En la tabla 3.2 se presentan los promedios entre las distorsiones medidas experimentalmente y las calculadas con los modelos analíticos. Se incluye el coeficiente de variación de los datos.
- Para los estados límite de agrietamiento y máximo, con el modelo propuesto Hidalgo et al., se obtiene el mejor promedio y el menor coeficiente de variación con respecto a los modelos de Tu et al. y FEMA 356.
- De la tabla se observa que los coeficientes de variación son bastante altos en comparación con los obtenidos para los estados límite de resistencia (tabla 3.1).
- Existe una mayor incertidumbre en la predicción del desplazamiento con respecto a la predicción de la resistencia.

**Tabla 3.2 Promedio de los cocientes entre las distorsiones medidas experimentalmente y las calculadas con los modelos analíticos y coeficientes de variación de los datos**

Modelo analítico	Estado límite	Promedio	COV
FEMA 356	Agrietamiento	1.60	0.62
Hidalgo et al.	Agrietamiento	1.19	0.29
Tu et al.	Agrietamiento	1.96	0.55
FEMA 356	Máximo	1.16	0.75
Hidalgo et al.	Máximo	1.52	0.55
Tu et al.	Máximo	2.64	0.74
FEMA 356	Último	0.50	0.70
Hidalgo et al.	Último	1.05	0.52

### Conclusiones generales

- A la fecha no existen modelos analíticos capaces de predecir los estados límite de comportamiento de muros de concreto con falla en cortante por tensión diagonal de manera efectiva. Debido a que los coeficientes de variación calculados son altos, existe incertidumbre en el diseño de los muros bajo este tipo de falla. Estas incertidumbres son consideradas en los reglamentos ACI-318 y RDF incluyendo factores de reducción de resistencia de 0.6 y 0.8 respectivamente.

Para tratar de entender un poco mejor el comportamiento de muros de concreto con falla en cortante por tensión diagonal, en el presente trabajo se realizaron ensayos de muros de concreto escala natural y se calibraron modelos analíticos tanto de resistencia como de desplazamiento. En el capítulo cuarto se presenta la descripción detallada de los ensayos realizados. En el capítulo quinto se presentan en detalle los resultados experimentales. En el capítulo sexto se presenta la calibración de los modelos para predecir la resistencia y capacidad de desplazamiento.

## Capítulo 4. Programa experimental

Las variables del estudio experimental se seleccionaron con base en las necesidades detectadas en los capítulos dos y tres. Del capítulo dos se tomaron los aspectos correspondientes a las características de muros de concreto en el sector vivienda, mientras que del capítulo tres se consideró la literatura experimental existente al respecto. Se presenta el origen de las variables seleccionadas y el diseño de los elementos conforme al tipo de falla elegido en la investigación. Se incluye la construcción e instrumentación de los modelos así como el dispositivo de carga utilizado y los principales resultados obtenidos. Al final se discuten los resultados más relevantes del estudio.

### 4.1 Variables seleccionadas para la investigación experimental

Como se comentó en el capítulo dos, el caso de estudio de este trabajo es la vivienda de concreto en México haciendo énfasis en la falla por cortante de los muros. Las principales características de los muros de concreto son las siguientes (capítulo dos):

- Espesor de 10 cm
- Construidos con concretos de peso normal, celular y autocompactable
- Cocientes M/VL comprendidos entre 0.25 y 2 con un promedio de 1.56
- Esfuerzo axial promedio de 0.14 y 0.23 MPa (1.40 y 2.29 kg/cm<sup>2</sup>) para viviendas de uno y dos niveles respectivamente
- Cuantías de refuerzo inferiores a la mínima que actualmente se establece en las NTC-C, 2004 para muros sujetos a cargas laterales en su plano (0.0025)
- Reforzados internamente con malla electrosoldada
- Resistencia de diseño del concreto de 15 MPa, (150 kg/cm<sup>2</sup>)
- Muros rectangulares sin elementos de borde de mayor dimensión en los extremos, y
- Curados a temperatura ambiente.

Por su parte, del estudio realizado en el capítulo tres se encontró la falta de estudios experimentales a muros de concreto construidos con características similares a las descritas en el párrafo anterior. Entre las variables más importantes por estudiar destacaron las siguientes:

- Ensaye monótono y cíclico de muros construidos con concreto de peso normal, celular y autocompactable.
- Ensaye de muros con cuantías de refuerzo horizontal y vertical menores que la que actualmente se establecen en las NTC-C, 2004 para muros sujetos a fuerza horizontal en su plano (0.0025)
- Ensayes de muros con relaciones de aspecto H/L = 0.5 y cocientes M/VL = 2.0
- Ensaye de muros construidos con un refuerzo horizontal de esfuerzo de fluencia de 500 MPa
- Ensaye de muros con niveles de carga axial promedio baja (menor que 2% de la resistencia a compresión del concreto de la sección gruesa)

De esta forma, con el proyecto planteado en esta investigación se buscó cubrir la falta de estudios experimentales detectados en el capítulo tres, considerando las características de los muros de concreto para vivienda en México mencionados en el capítulo dos. Los resultados de este estudio junto con los resultados de la base de datos descrita en la sección 3.3 se utilizaron para calibrar un modelo de comportamiento trilineal (Hidalgo et al., 2002, Tomazevic y Lutman, 1996). El modelo calibrado fue similar al presentado en la sección 3.10. Además, se establecieron las bases para un futuro diseño por desempeño (desplazamientos) de muros de concreto con falla en cortante. El proyecto incluyó las fases presentadas en la tabla 4.1.



**Tabla 4.1 Fases del proyecto experimental**

Fase	Variable experimental	No. de muros
I	Cuantías de refuerzo	17
II	Relación de aspecto	13 (8 malla)
III	Rehabilitación de muros	2
IV	Tipo de refuerzo (Mallas de alambre soldado)	12
V	Aberturas	4 (1 malla)
VI	Efecto dinámico (Ensayes en mesa vibradora)	6 (2 aberturas, 3 malla)
VII	Concreto reforzado con fibras	Por definir
Total		41

De manera similar a las características de los muros en vivienda de concreto en México (capítulo dos), todos los muros se construyeron con un espesor nominal de 10 cm. Como se describió en el capítulo dos, la altura libre de las viviendas es de 250 cm, sin embargo, en este estudio se construyeron muros con un altura libre de 240 cm. La reducción de 10 cm en la altura se debió a cuestiones técnicas de la cimbra y con el propósito de evitar recortes de la misma en su habilitación. El esfuerzo axial promedio nominal fue en todos los casos de 0.25 MPa (2.5 kg/cm<sup>2</sup>) que es representativo de un muro de una vivienda de dos niveles. Todos los muros fueron rectangulares sin elementos de borde de mayor espesor, la cuantía de refuerzo vertical fue igual que la cuantía de refuerzo horizontal y ambas cuantías se colocaron en una sola capa al centro del muro. Los muros fueron curados a temperatura ambiente y la resistencia de diseño a compresión del concreto fue de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>). Los ensayos de las etapas I a V fueron ensayos cuasi estáticos ante carga vertical constante y carga lateral (voladizo). En los ensayos en voladizo la relación de aspecto del muro H/L es igual que el cociente M/VL. Los cocientes M/VL de los muros estuvieron comprendidos entre 0.5 y 2. Se buscó que el refuerzo vertical de los bordes fuera el necesario para evitar una falla en flexión y permitir una falla por corte. Una vez analizados los resultados de las etapas I a VI se contempló evaluar los resultados para definir las variables de la etapa VII.

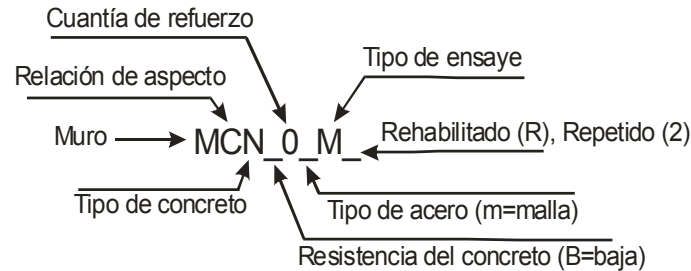
Las características de los muros ensayados en la fase I se presentan en la tabla 4.2. En la fase I-a la variable de estudio principal fue la cuantía de refuerzo. La carga lateral se aplicó de forma monótona. Con esta etapa se buscó establecer valores índice de resistencia a cortante sin el efecto de la alternación de la carga en el comportamiento. Comparando las resistencias obtenidas para un mismo tipo de concreto, se evaluó la contribución del refuerzo a la resistencia del muro. Los ensayos se tomaron como referencia de futuros ensayos para establecer la idoneidad de reducir la cuantía mínima de refuerzo. Las variables en estudio de la etapa I-b fueron similares a las de la etapa I-a. A diferencia de la etapa I-a, en esta etapa la carga lateral se aplicó de forma cíclica reversible. Con estos ensayos se buscó determinar la influencia de la forma de aplicación de la carga lateral en el comportamiento de los muros. Los ensayos 15, 16 y 17 representaron una repetición de los ensayos 9, 11 y 13, respectivamente. El motivo de la repetición se debió a que en los ensayos 9, 11 y 13 se suspendió la prueba al alcanzar la resistencia (nivel de daño reparable) con objeto de rehabilitar los muros y ensayarlos nuevamente en la fase III. De esta forma, en los ensayos 15, 16 y 17 las pruebas se llevaron hasta un nivel de daño severo.

**Tabla 4.2 Características de los muros ensayados en la fase I**

No. Muro	Nomenclatura	Fase	Sub-etapa	Concreto $f'_c = 15$ MPa	Relación H/L,(M/VL)	Refuerzo (% min.)	Tipo de Ensaye
1	MCN0M	I	a	De peso normal	1	0	Monótono
2	MCN50M					50	
3	MCN100M					100	
4	MCC0M			Celular	0		
5	MCC50M				50		
6	MCC100M				100		
7	MCA0M			Autocompactable	0		
8	MCA100M				100		

9	MCN50C	I	b	De peso normal	1	50	Cíclico
10	MCN100C					100	
11	MCC50C			Celular		50	
12	MCC100C					100	
13	MCA50C			Autocompactable		50	
14	MCA100C					100	
15	MCN50C-2			De peso normal		50	
16	MCC50C-2			Celular		50	
17	MCA50C-2			Autocompactable		50	

Para identificar cada ensaye se utilizó la nomenclatura mostrada a continuación



De izquierda a derecha, la primera inicial (M) indica el ensaye de un muro. La segunda inicial indica la relación de aspecto del muro: C = cuadrado, (relación de aspecto altura/longitud = 1.0), R = robusto, (relación de aspecto altura/longitud = 0.5), E = esbelto, (relación de aspecto altura/longitud = 2.0) y V = muro con aberturas. La tercera inicial indica el tipo de concreto utilizado para construir los muros: N = concreto de peso normal, C = concreto celular y A = concreto autocompactable. El cuarto número indica la cuantía de refuerzo vertical y horizontal que tiene el muro: 0 = sin refuerzo en el alma del muro, 50  $\approx$  50% y 100  $\approx$  100% de la cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical establecida en las NTC-C. Finalmente, la última inicial indica el tipo de ensaye que se realizó en el muro: M = monótono, C = cíclico y D = dinámico. Anteponiendo una literal (m) antes de la última inicial indica que el refuerzo en el muro fue con malla de alambre soldado. La inclusión de la literal (B) en seguida del tipo de concreto indica una resistencia del concreto baja (10 MPa = 100 kg/cm<sup>2</sup>). Al final de la nomenclatura, el empleo de la letra (R) indica el ensaye de un muro rehabilitado o el empleo del número (-2) indica la repetición de un ensaye.

En este estudio se presenta el análisis de los resultados correspondientes a la fase I del proyecto (17 muros). Se describe el comportamiento global de los muros y se revisa el estado límite de resistencia. Se comparan las resistencias medidas experimentalmente y las nominales calculadas con los modelos descritos en las secciones 3.5 y 3.9. Al final se discuten los principales resultados obtenidos. En el Apéndice J se presentan las variables correspondientes a los muros ensayados en las fases restantes del proyecto experimental desarrollado paralelamente a este trabajo.

## 4.2 Fase I-a: Diseño, construcción, instrumentación, dispositivo de carga y procedimiento de ensaye para las pruebas monótonas

### 4.2.1 Diseño de los muros para la falla a cortante por tensión diagonal

Como se comentó en la sección 4.1, la cantidad de acero colocada en los extremos fue la necesaria para evitar una falla por flexión, cortante por compresión diagonal o deslizamiento; de modo de lograr una falla en cortante por tensión diagonal. El diseño de los muros se presenta a detalle en el Apéndice K. Todas las variables del diseño de los muros cumplen con las mínimas establecidas en las NTC-C, con excepción del refuerzo transversal localizado en los extremos del muro que no cumplen con el diámetro de la barra mínimo y separación máxima permitida. La separación de las barras en el alma de los muros (500 mm) es

mayor que la máxima permitida en las NTC-C, (350 mm) en los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la mínima.

### 4.2.2 Construcción de cimentaciones

Para fijar los muros a la losa del laboratorio de ensaye se construyeron seis cimentaciones de concreto reforzado de 300 x 80 x 50 cm de longitud, anchura y altura, respectivamente. En el Apéndice L se presenta, en detalle, la construcción de las cimentaciones.

### 4.2.3 Diseño de los muros de concreto para el ensaye ante cargas laterales

El diseño de los muros se realizó para ensayarlos en voladizo ante carga vertical constante y lateral. En el Apéndice M se presenta el diseño final de los muros para su ensaye.

### 4.2.4 Construcción de los muros de concreto para el ensaye ante cargas laterales

Los muros se colaron empleando concreto premezclado y se construyeron verticalmente dentro de las instalaciones del laboratorio por lo que no estuvieron a la acción directa del sol. En el Apéndice L se presenta el proceso detallado de la construcción de los muros. En el Apéndice N se presentan las propiedades medidas de los materiales utilizados.

### 4.2.5 Instrumentación de los muros de concreto

Para entender el comportamiento durante cada etapa del ensaye los muros se instrumentaron interna y externamente. La instrumentación interna consistió en deformímetros eléctricos adheridos a las barras para registrar deformaciones unitarias en puntos seleccionados con base en el comportamiento esperado de los muros. La instrumentación externa consistió en la colocación de transductores de desplazamiento y carga. En el Apéndice O se presenta a detalle la instrumentación de los muros de concreto.

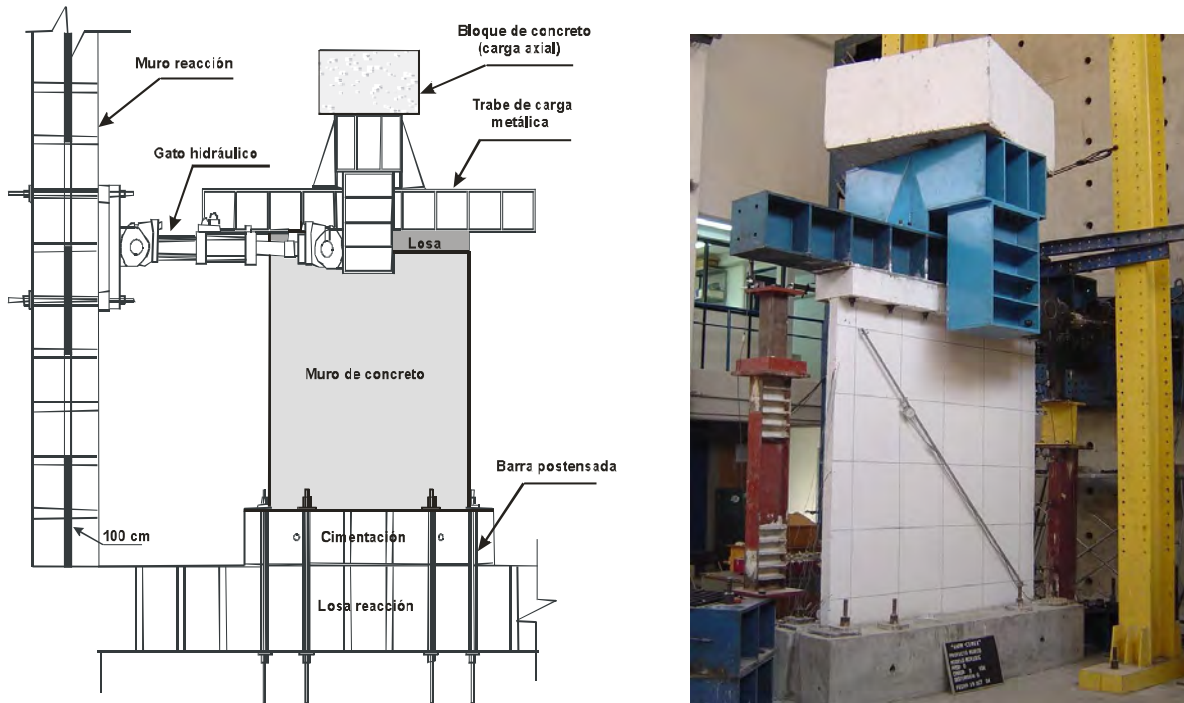
### 4.2.6 Dispositivo y procedimiento de ensaye de los muros de concreto

Como se comentó en la sección 4.1, con los ensayos de esta primera fase se buscó establecer valores índice de resistencia a cortante de muros de concreto cuadrados con relación de aspecto H/L igual que su cociente M/VL. Así, los ensayos de los muros se realizaron en voladizo bajo carga vertical constante y carga lateral. La carga lateral se aplicó en forma pseudoestática. En los ensayos monótonos correspondientes a esta sección, se aplicó la carga lateral en una sola dirección hasta la falla del muro.

El esquema de ensaye de los modelos se presenta en la figura 4.1. Inicialmente se aplicó en la parte superior del muro una carga vertical equivalente a un esfuerzo de compresión sobre el muro de 0.25 MPa (2.5 kg/cm<sup>2</sup>). Para esta carga vertical se emplearon en las primeras tres pruebas (MCN0M, MCN50M y MCN100M) dos cables postensados colocados en los extremos de los muros. Los cables se controlaron manualmente durante el desarrollo de la prueba manteniendo constante el esfuerzo sobre el muro. Con el propósito de mantener siempre la misma intensidad de carga vertical durante todo el ensaye, en todas las pruebas posteriores se empleó un bloque de concreto con el peso correspondiente al esfuerzo axial de diseño. La intensidad del esfuerzo de compresión de 0.25 MPa (2.5 kg/cm<sup>2</sup>) es equivalente a la descarga en el piso inferior de una vivienda de dos niveles (sección 2.4).

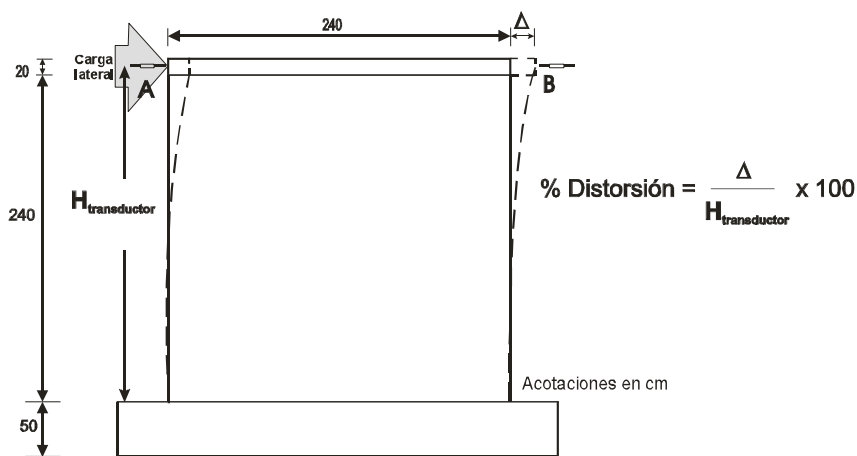
La carga lateral se aplicó con dos gatos hidráulicos colocados uno a cada lado del muro. Para ello, se fabricó un marco de carga de acero para distribuir la carga lateral a partir del centro del muro y hacia los extremos. La trabe de carga metálica se ancló a la losa superior del muro mediante 14 tornillos de 31.75 mm (1¼ pulg) x 304.8 mm (12 pulg). La cimentación se ancló a la losa del laboratorio mediante ocho barras de acero de 31.75 mm (1¼ pulg) postensadas a 491 kN (50 t) cada una. Con las ocho barras postensadas se logró cumplir con el requisito de cimentación empotrada. Para incrementar la fricción entre

la cimentación y la losa del laboratorio, así como entre la trabe de carga y la losa superior del muro se colocó un mortero de cemento:arena en proporción 1:3.



**Figura 4.1 Esquema de ensaye de los modelos**

Una vez montado el dispositivo de ensaye se procedió a realizar las pruebas. La historia de carga se controló por distorsión. Para determinar la distorsión se colocaron en el ensaye dos transductores en la parte superior del muro, en los puntos A y B como se muestra en la figura 4.2. Los transductores registraron el desplazamiento en estos dos puntos. Una vez obtenida esta lectura, la distorsión se calculó dividiendo el desplazamiento horizontal entre la altura desde la posición del transductor hasta el nivel de desplante del muro.



**Figura 4.2 Definición de la distorsión**

El procedimiento de las pruebas fue el siguiente: se aplicó presión a los gatos hidráulicos y se fue incrementando el desplazamiento de la parte superior del muro a una velocidad aproximada de 1 mm/min

sin detener la prueba hasta la falla. En todos los ensayos se llevó a los muros a una condición de daño severo e irreparable más allá de la caída de resistencia del 20% correspondiente al modelo trilineal descrito en la sección 3.10. Se suspendieron los ensayos cuando la estabilidad lateral del muro impidió continuar con la prueba. Para dibujar con mayor facilidad los agrietamientos que se presentaron durante el ensayo se marcó con un plumón una malla cuadrada sobre todos los muros ensayados.

### **4.3 Fase I-b: Diseño, construcción, instrumentación, dispositivo de carga y procedimiento de ensayo para las pruebas cíclicas**

Con los ensayos cíclicos se buscó conocer el efecto de la alternación de la carga horizontal en la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los muros de concreto. Se cree que estos parámetros de evaluación del comportamiento, podrían reducirse en los ensayos cíclicos reversibles con respecto a los ensayos monótonos. También fue de especial interés conocer la degradación de la resistencia en muros construidos con concreto celular y autocompactable. Como se comentó en la sección 4.1, en los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF (MCN50C, MCC50C y MCA50C), se optó por suspender el ensayo inmediatamente después de alcanzar la resistencia lateral. Se consideró que el nivel de daño alcanzado era reparable. Después del ensayo, estos muros se rehabilitaron y se ensayaron nuevamente en la etapa III del proyecto experimental (Apéndice J). Debido a lo anterior, los tres muros fueron nuevamente construidos y ensayados empleando las mismas variables. Al tratarse de una repetición, estos muros fueron identificados como: MCN50C2, MCC50C2 y MCA50C2.

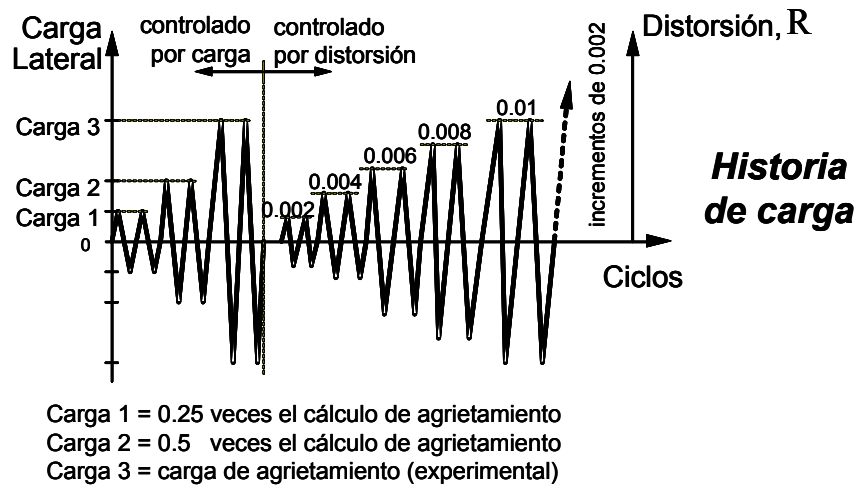
Al buscar el efecto del tipo de carga en el comportamiento, los muros fueron iguales que los construidos para los ensayos monótonos. El diseño de los muros fue igual que el descrito en la sección 4.2.1, es decir, muros diseñados para falla en cortante por tensión diagonal con factores de sobrerresistencia contra las fallas por flexión, compresión diagonal y deslizamiento. Los factores de sobrerresistencia calculados se presentan en el Apéndice K. Su construcción se realizó sobre las cimentaciones utilizadas en los ensayos monótonos, diseñadas y construidas como se describió en el Apéndice L. Las pruebas se realizaron en voladizo y el diseño para su ensayo ante cargas laterales se realizó de acuerdo con lo descrito en el Apéndice M. La construcción de los muros se realizó conforme al procedimiento descrito en el Apéndice L. De acuerdo con el programa experimental descrito en la sección 4.1, en esta etapa se ensayaron nueve muros (tabla 4.2). Tres muros fueron construidos de concreto de peso normal, (MCN50C, MCN100C, MCN50C2), tres construidos de concreto celular, (MCC50C, MCC100C, MCC50C2), y tres construidos de concreto autocompactable (MCA50C, MCA100C, MCA50C2). En el Apéndice N se presentan las propiedades medidas de los materiales utilizados.

#### **4.3.1 Instrumentación de los muros de concreto**

La instrumentación interna y externa de los muros se describe en el Apéndice O.

#### **4.3.2 Dispositivo y procedimiento de ensayo de los muros de concreto**

El dispositivo de ensayo de los muros fue igual al descrito en la sección 4.2.6. En esta etapa, al ser ensayos cíclicos, para definir la historia de carga lateral se tomaron las consideraciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-M, 2004). En la figura 4.3 se presenta la historia de carga lateral y distorsión lateral empleadas en todos los ensayos cíclicos de la investigación.



**Figura 4.3 Historia de carga empleada en los ensayos cíclicos**

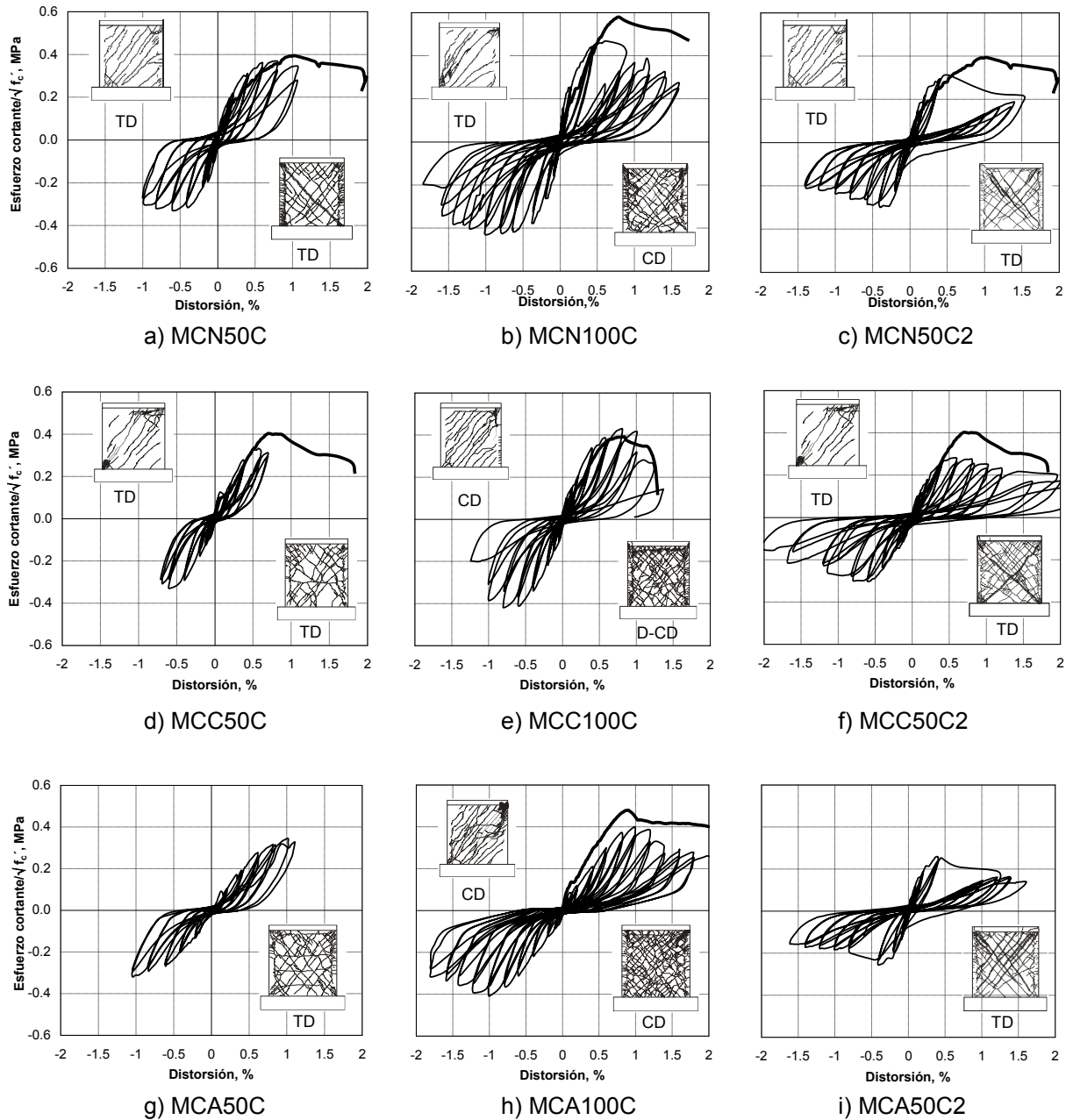
En el eje de las ordenadas de la figura 4.3 se presenta la carga lateral aplicada en el extremo superior del muro y en el eje de las abscisas los ciclos del ensaye. De la figura se observa que para los ensayos cíclicos se aplican cargas laterales en ambos sentidos (positivo y negativo), esto es, el muro se empuja y se jala de manera alternada hasta llevarlo a la falla. Inicialmente se controló el ensaye por carga hasta alcanzar el punto de agrietamiento. Para el cálculo de la carga de agrietamiento se utilizó la contribución a la resistencia a cortante del concreto establecida en el RDF ( $V_c$ ). En los resultados experimentales, el punto de agrietamiento se estableció al presentarse la formación de una grieta inclinada con longitud completa de lado a lado del muro y lo más cercano a la diagonal. Una vez alcanzada la carga de agrietamiento, se controló el ensaye por distorsión. La definición de la distorsión se presentó en la fig. 4.2. Se aplicaron incrementos de 0.2% de distorsión hasta llegar a la falla del muro. Se aplicaron dos ciclos por cada estado de distorsión para evaluar el efecto cíclico en la rigidez, resistencia y energía disipada del muro.

#### 4.4 Resumen de resultados de los ensayos realizados

En esta sección se presenta un resumen sobre los principales resultados obtenidos del estudio experimental. Se incluyen los ensayos monótonos y cíclicos. En los Apéndices P y Q se describe a detalle cada curva de comportamiento. En el Apéndice P se incluyen los resultados de los ensayos monótonos, mientras que en el Apéndice Q se presentan los resultados de los ensayos cíclicos. En este resumen se presentan las curvas carga lateral–distorsión, esfuerzo cortante normalizado–distorsión, así como el estado de agrietamiento de los muros al final del ensaye. Para hacer comparables los resultados obtenidos, el esfuerzo cortante se normalizó con la raíz cuadrada de la resistencia medida en el concreto. La resistencia del concreto se obtuvo con la resistencia promedio a 28 días obtenida con el ensaye de tres cilindros. Además, se incluyen las envolventes de respuesta de los ensayos cíclicos y su comparación con los ensayos monótonos, así como una tabla con las principales características de respuesta medidas en los ensayos (tabla 4.3).

En la figura 4.4 se presentan las curvas de histéresis obtenidas en los nueve ensayos cíclicos realizados, se incluyen las curvas obtenidas en las pruebas monótonas de los muros construidos con características similares, así como el tipo de falla que se presentó y el agrietamiento al final del ensaye. Para hacer comparables los dos ensayos, en estas curvas se muestra, en el eje de las ordenadas, el esfuerzo cortante normalizado con la raíz cuadrada de la resistencia del concreto medida, obtenida con el promedio de tres cilindros ensayados a 28 días. De la figura se observa que en términos generales, la resistencia de los muros ensayados en forma monótona fue mayor en comparación con la resistencia obtenida en los ensayos cíclicos. Todos los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la mínima presentaron falla

por tensión diagonal (TD) mientras que los reforzados con el 100% de la mínima presentaron falla en tensión diagonal, compresión diagonal (CD) y deslizamiento (D) en combinación con cortante por compresión. Como se comentó al inicio de las secciones 4.2 y 4.3 todos los muros fueron diseñados para fallar por cortante asociado a la tensión diagonal. Para los muros reforzados con una cuantía equivalente al 100% de la cuantía mínima no se esperaban fallas por compresión diagonal.



**Figura 4.4 Resultados de los ensayos cíclicos y monótonos**

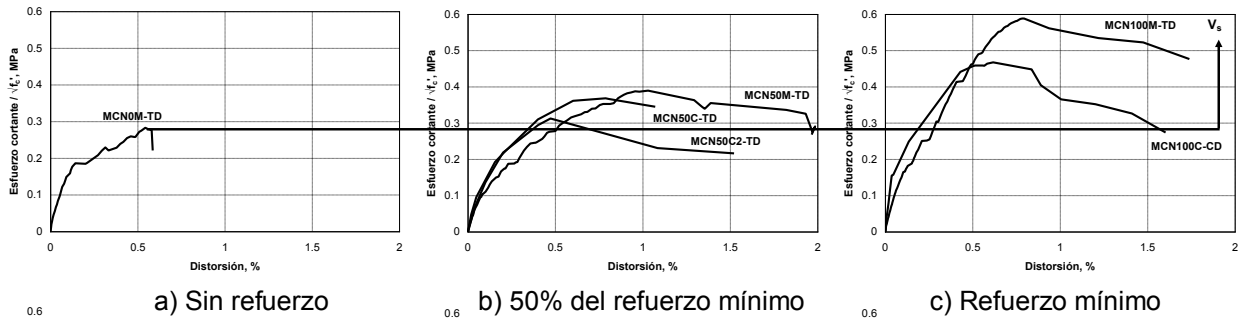
En las figuras 4.5 a 4.7 se presentan las curvas de las envolventes de todos los ensayos realizados. Para los ensayos cíclicos se muestran las envolventes de los primeros ciclos y la respuesta positiva del ensayo. En términos generales, la resistencia asociada al primer ciclo de carga es mayor que la medida en el segundo ciclo para una misma distorsión. Las curvas se presentan para cada tipo de concreto y para cuantías de refuerzo similares. En el eje de las ordenadas se presenta el esfuerzo cortante normalizado mientras que en

el de las abscisas se muestra la distorsión. Como se comentó al inicio de la sección, en términos generales, la resistencia se incrementó al aumentar las cuantías de refuerzo. En los muros con refuerzo, el incremento de resistencia con respecto al muro sin refuerzo en el alma, se atribuye a la contribución a la fuerza cortante de la cuantía de refuerzo horizontal ( $V_s$ ). Debido a que las respuestas cíclicas fueron sensiblemente simétricas, las envolventes consideran sólo la parte positiva. En la figura 4.5 se presentan las curvas de los muros construidos con concreto de peso normal. En los muros con refuerzo equivalente al 50% de la cuantía mínima, para el muro MCN50C2 ensayado cíclicamente, el incremento de resistencia normalizada con respecto al muro MCN0M ensayado en forma monótona fue del 10% mientras que en los muros MCN50C y MCN50M fue de 29% y 36% respectivamente. Para los muros reforzados con la cuantía mínima, el incremento fue mayor en el muro ensayado en forma monótona que presentó falla por tensión diagonal (MCN100M-178%) con respecto al muro que falló por compresión diagonal (MCN100C-116%), el cual fue ensayado cíclicamente. Excepto por un muro (MCN50C2) ensayado cíclicamente, la distorsión a la resistencia fue mayor en los muros con refuerzo con respecto a los muros sin acero de refuerzo en el alma.

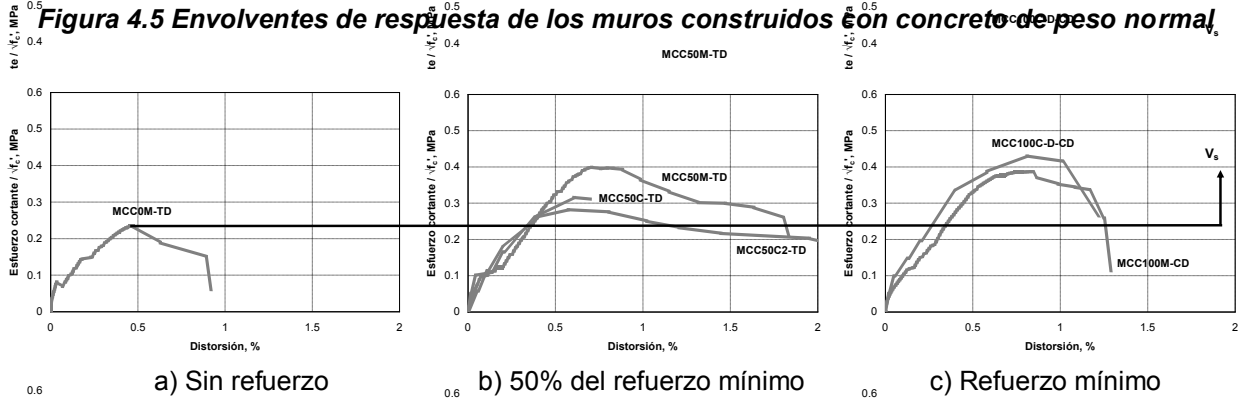
En la figura 4.6 se presentan las curvas de los muros construidos con concreto celular. En los muros con refuerzo equivalente al 50% de la cuantía mínima, para los ensayos cíclicos, en el muro MCC50C2 el incremento de resistencia normalizada con respecto al muro MCN0M fue del 16% mientras que para el muro MCC50C fue de 29%. En el ensaye monótono, el incremento de resistencia fue de 67%. Para los muros con refuerzo equivalente a la cuantía mínima, en el muro MCC100M el incremento de resistencia fue de 61% mientras que en el muro MCC100C fue del 79%. En el ensaye del muro MCC100M se presentó una falla por cortante en compresión diagonal mientras que en el ensaye del muro MCC100C la falla estuvo dominada por deslizamiento en la interfase dala superior-muro en combinación con cortante por compresión en la parte superior del muro. En todos los casos, la distorsión a la resistencia fue mayor en los muros con refuerzo con respecto a los muros sin refuerzo en el alma.

En la figura 4.7 se presentan las curvas de los muros construidos con concreto autocompactable. El muro MCA50C2 representa el único caso en que no se incrementó la resistencia normalizada al colocar refuerzo en el alma del muro. Como se explica en detalle en el Apéndice Q, la falla del muro MCA50C2 estuvo dominada por cortante a tensión diagonal con la presencia de falla del anclaje del elemento de borde en su parte superior en la unión losa-muro. En el muro MCA50C, el incremento de resistencia normalizada fue de 32%. En los dos muros reforzados con la cuantía mínima se presentó una falla por compresión diagonal. Para el muro MCA100C el incremento de la resistencia normalizada fue de 54% mientras que para el muro MCA100M el incremento fue de 84%. Excepto por el muro MCA50C2, donde no se detectó incremento de la resistencia normalizada, en los restantes muros la distorsión a la resistencia fue mayor que la medida en el muro sin acero de refuerzo en el alma.

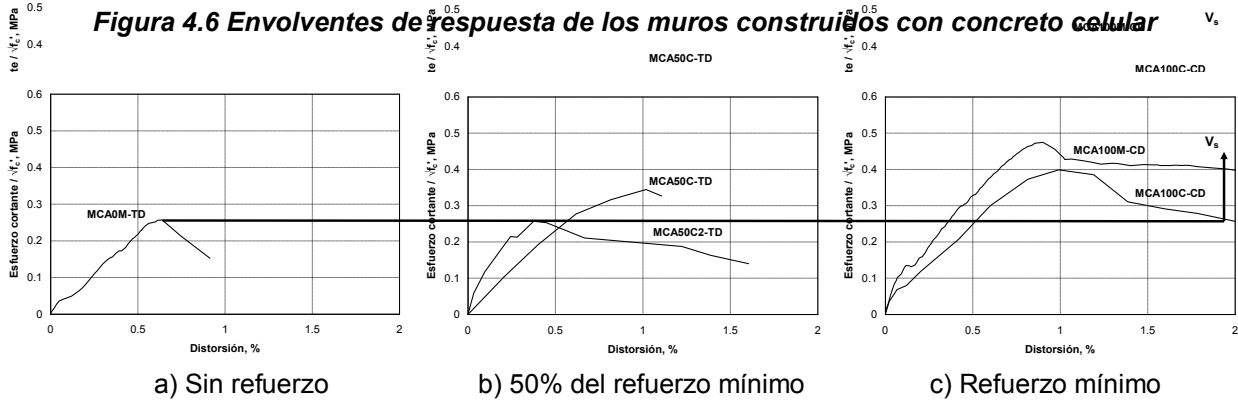




**Figura 4.5 Envolventes de respuesta de los muros construidos con concreto de peso normal**



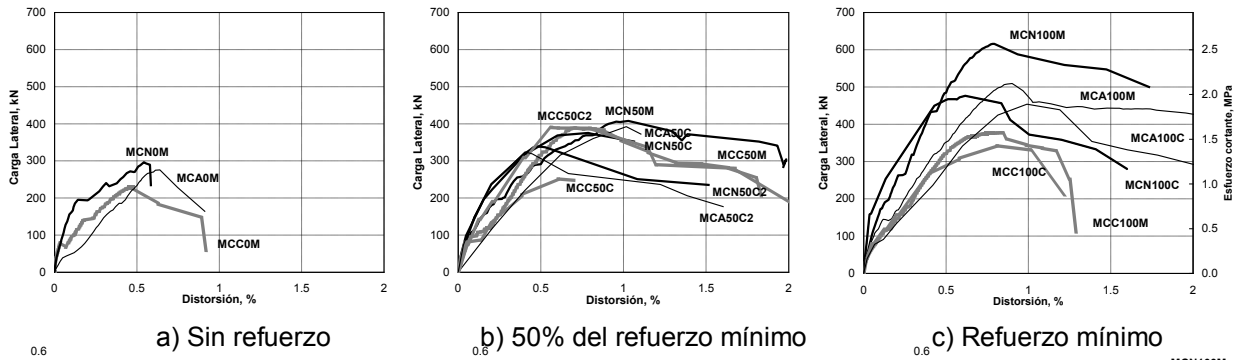
**Figura 4.6 Envolventes de respuesta de los muros construidos con concreto celular**



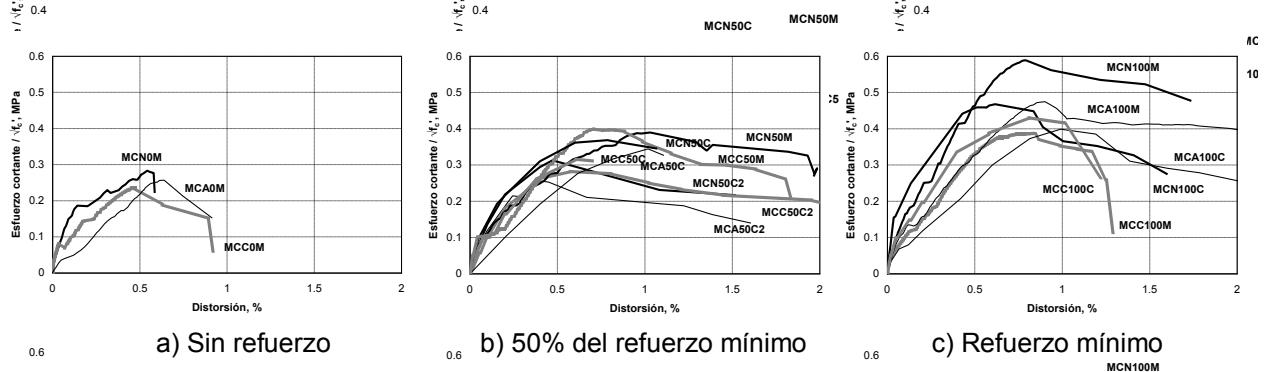
**Figura 4.7 Envolventes de respuesta de los muros construidos con concreto autocompactable**

En las figuras 4.8 y 4.9 se presentan las envolventes de respuesta carga lateral–distorsión y esfuerzo cortante normalizados–distorsión, respectivamente, de los muros ensayados. Como se ha venido señalando en el capítulo, de ambas gráficas se observa que, en términos generales, antes de alcanzar la resistencia, las curvas correspondientes a los muros construidos con concreto celular y autocompactable se encuentran por debajo de las curvas obtenidas en los muros construidos con concreto de peso normal. De la figura 4.8 se observa que en los muros sin acero de refuerzo en el alma, el esfuerzo cortante resistente varió entre 0.9 y 1.25 MPa (9 y 12 kg/cm<sup>2</sup>). En los muros con una cuantía de refuerzo equivalente al 50% de la mínima, el esfuerzo cortante resistente varió entre 1.1 y 1.70 MPa (11 y 17 kg/cm<sup>2</sup>). Finalmente, en los muros con una cuantía de refuerzo equivalente al 100% de la mínima el esfuerzo cortante resistente varió entre 1.35 y 2.60 MPa (13.5 y 26 kg/cm<sup>2</sup>). A diferencia del esfuerzo cortante normalizado, el esfuerzo cortante sin normalizar fue mayor en todos los casos en los muros reforzados en comparación con el esfuerzo cortante medido en los muros sin refuerzo en el alma. En los muros construidos con concreto celular y reforzados

con una cuantía equivalente a la mínima en el alma no se registraron incrementos significativos del esfuerzo cortante con respecto a los medidos en los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima.



**Figura 4.8 Envolventes de respuesta de la carga lateral-distorsión de los muros ensayados**



**Figura 4.9 Envolventes de respuesta de los muros ensayados (esfuerzo cortante normalizado-distorsión)**

En la tabla 4.3 se presentan las principales características de respuesta de los muros ensayados. Se incluyen la resistencia y distorsión asociados a los puntos de agrietamiento, máximo y último. Se anexan las anchuras máximas de los agrietamientos medidos a la resistencia, ( $w_{max}$ ), y en el punto último, ( $w_u$ ). En la tabla se incluyen los valores de ductilidad obtenidos con los criterios de Park (Paulay y Priestley, 1992) además del sugerido por Sezen y Moehle (2004). En el Apéndice R se presenta el proceso detallado para el cálculo de las ductilidades empleando los dos métodos señalados. En la sección 4.5 se discute la ductilidad de los muros. De la tabla se observa que las resistencias del concreto medidas, obtenidas con el promedio de tres cilindros ensayados a 28 días variaron entre 110 y 292 kg/cm<sup>2</sup>. La edad de los muros a la fecha del ensaye varió entre 30 y 84 días. En las figuras 4.10 a 4.14 se presentan las gráficas de los valores presentados en la tabla 4.3.

Para el nivel de daño asociado a la resistencia la anchura máxima de los agrietamiento varió entre 2 y 12 mm con un promedio de anchura de 5.48 mm. Respecto al nivel de daño asociado a la resistencia última, la anchura máxima de los agrietamientos varió entre 8 y 24 mm con un promedio de 15.55 mm. No se detectó una clara influencia de alguna de las variables de estudio en la anchura máxima de los agrietamientos.

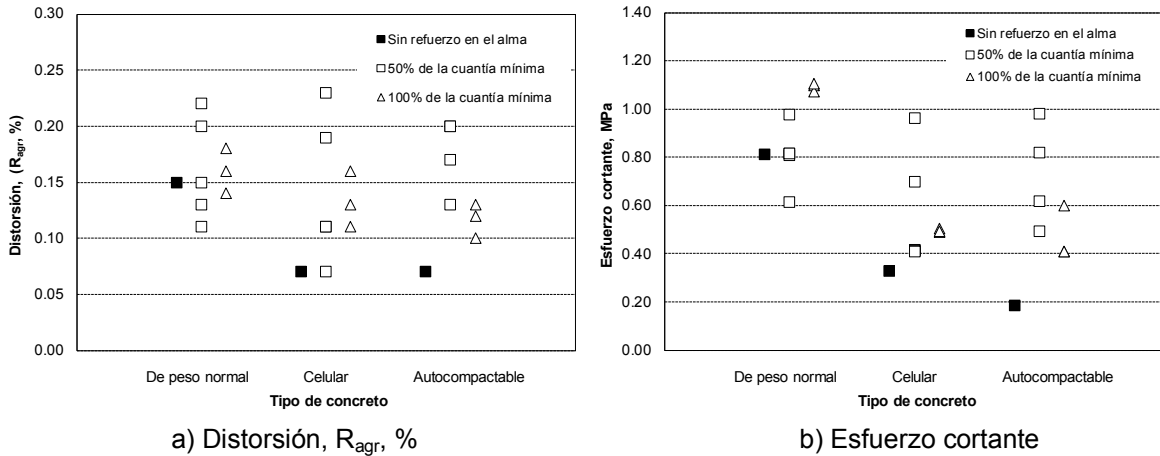
Tabla 4.3 Características de respuesta de los muros ensayados

Muro	$f_c'_{28}$ MPa	Edad (días)	Agrietamiento		Máximo			Último			Ductilidad	
			$V_{agr}$ , kN	$R_{agr}$ , %	$V_{máx}$ , kN	$R_{máx}$ , %	$w_{máx}$ , mm	$V_u$ , kN	$R_u$ , %	$w_u$ , mm	Park	Sezen
MCN0M	19.2	47	195	0.15	297	0.51	4	235	0.56	20	3.65	1.70
MCN50M	19.2	63	196	0.22	408	1.02	10	332	1.94	20	4.33	3.05
MCN100M	19.2	73	263	0.18	616	0.75	12	492	1.76	19	3.78	2.99
MCC0M	16.6	58	79	0.07	229	0.47	5	182	0.63	12	2.78	1.72
MCC50M	16.6	62	100	0.11	389	0.71	8	312	1.21	24	2.46	2.02
MCC100M	16.6	71	121	0.16	378	0.84	6	302	1.20	10	2.75	2.16
MCA0M	19.8	30	44	0.07	276	0.64	5	220	0.77	16	1.67	1.27
MCA100M	19.8	38	144	0.13	510	0.90	7	431	2.00	8	4.07	3.01
MCN50C	17.8	34	(+)194	0.15	374	0.75	4	348	1.07*	-	-	-
			(-)196	0.13	333	0.57	4	294	0.99*	-	-	-
MCN100C	17.8	30	(+)257	0.14	472	0.62	4	378	1.23	20	6.58	4.42
			(-)265	0.16	436	1.00	4	348	1.59	15	5.85	4.10
MCC50C	11.0	36	(+)99	0.07	262	0.58	6	245	0.70*	-	-	-
			(-)98	0.11	260	0.60	4	243	0.70*	-	-	-
MCC100C	11.0	29	(+)117	0.13	341	0.81	4	272	1.11	10	3.08	2.33
			(-)118	0.11	333	0.80	4	265	1.07	15	3.22	2.36
MCA50C	22.4	49	(+)118	0.20	388	1.02	4	350	1.10*	-	-	-
			(-)148	0.20	360	1.00	4	360	1.00*	-	-	-
MCA100C	22.4	84	(+)98	0.12	449	0.99	3.5	359	1.36	12	2.04	1.70
			(-)98	0.10	459	1.01	2	367	1.70	15	2.74	2.24
MCN50C2	20.4	42	(+)234	0.20	336	0.47	11	269	0.94	21	4.47	3.13
			(-)147	0.11	322	0.40	4	258	0.95	12	5.00	3.80
MCC50C2	29.2	61	(+)231	0.23	363	0.57	5	290	1.22	15	4.84	3.59
			(-)168	0.19	386	0.57	4	309	1.35	18	3.75	2.93
MCA50C2	27.6	32	(+)197	0.13	321	0.38	4	257	0.82	12	5.84	2.93
			(-)235	0.17	320	0.41	10	256	0.74	17	4.62	3.36

\*Ductilidad limitada en el ensaye

En la figura 4.10 se presenta la distorsión y el esfuerzo cortante medidos en el punto de agrietamiento de los muros ensayados. Como se comentó en la sección 4.3, el punto de agrietamiento se estableció al presentarse la formación de una grieta inclinada con longitud completa de lado a lado del muro y lo más cercano a la diagonal. De la figura 4.10-a se observa que la distorsión al agrietamiento de los muros se registró entre valores de 0.07 y 0.23%. En términos generales, la distorsión al agrietamiento fue mayor en los muros construidos con concreto de peso normal. En los muros con refuerzo, la distorsión fue mayor que en los muros sin acero de refuerzo en el alma. Para los muros con refuerzo, no se detectó una influencia clara entre la distorsión medida para los muros con acero equivalente al 50% y el 100% de la cuantía de refuerzo mínima en el alma. En la figura 4.10-b se presenta el esfuerzo cortante medido a la distorsión de agrietamiento. El esfuerzo cortante medido varió entre 0.18 y 1.10 MPa (1.8 y 11.0 kg/cm<sup>2</sup>), siendo mayor en los muros construidos con concreto de peso normal. En los muros con acero de refuerzo en el alma, el esfuerzo cortante fue mayor que el medido en los muros sin acero de refuerzo en el alma. No

se detectaron tendencias claras entre los esfuerzos cortantes medidos en los muros con refuerzo equivalente al 50 y 100% de la cuantía mínima en el alma.

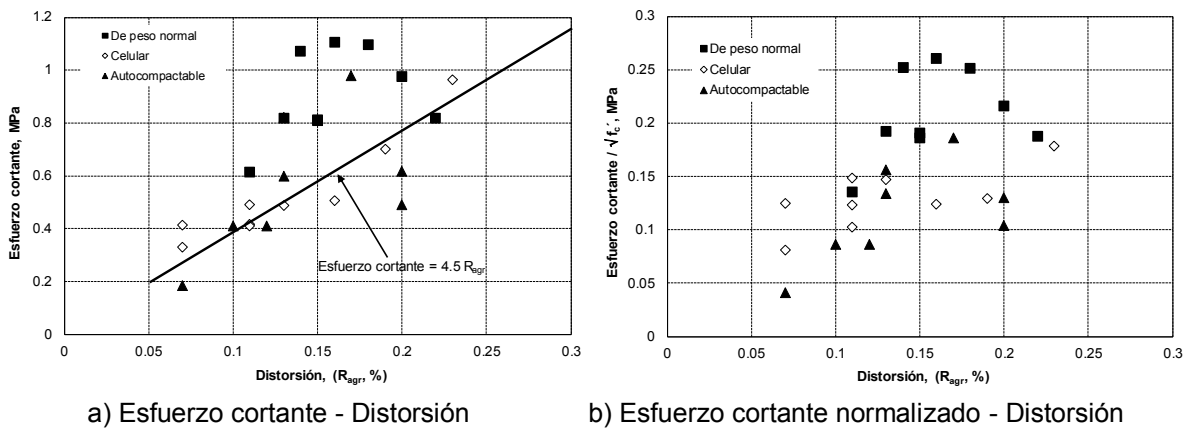


**Figura 4.10 Distorsión y esfuerzo cortante correspondiente al punto de agrietamiento de los muros ensayados**

En la figura 4.11 se presentan las gráficas del esfuerzo cortante medido y el esfuerzo cortante medido normalizado. En ambas gráficas, el esfuerzo cortante es el medido a la distorsión de agrietamiento. Se incluye la ecuación 4.1 ajustada con mínimos cuadrados para los datos presentados.

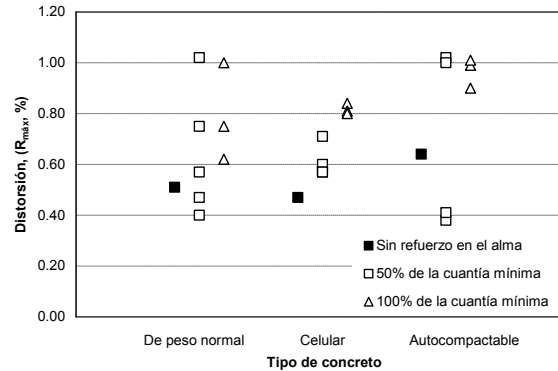
$$\text{Esfuerzo cortante}_{agr} = 4.5 R_{agr} (\%), \quad \text{MPa} \quad (4.1)$$

De la figura 4.11-a se observa que, para el punto de agrietamiento, el esfuerzo cortante es proporcional a la distorsión. La tendencia lineal es más clara para los muros construidos con concreto celular y autocompactable. Los esfuerzos cortantes de los muros construidos de concreto de peso normal son ligeramente superiores a los calculados con la ecuación 4.1. De la figura 4.11-b se observa que al normalizar los esfuerzos cortantes medidos, no se altera significativamente la tendencia de los datos presentados en la figura 4.11-a. Nuevamente, en los muros construidos con concreto de peso normal se obtienen los esfuerzos cortantes normalizados mayores. Los esfuerzos cortantes calculados con la ecuación 4.1 son del orden del 40% o menores con respecto a los calculados con la ecuación F.2 ( $f_t = 0.62 \sqrt{f_c'}$ , MPa), calibrada para determinar la resistencia a tensión directa del concreto. Lo anterior no es de sorprender debido a que en los muros el agrietamiento se presenta por la combinación de esfuerzos de cortante, flexión y axial (sección 3.4).



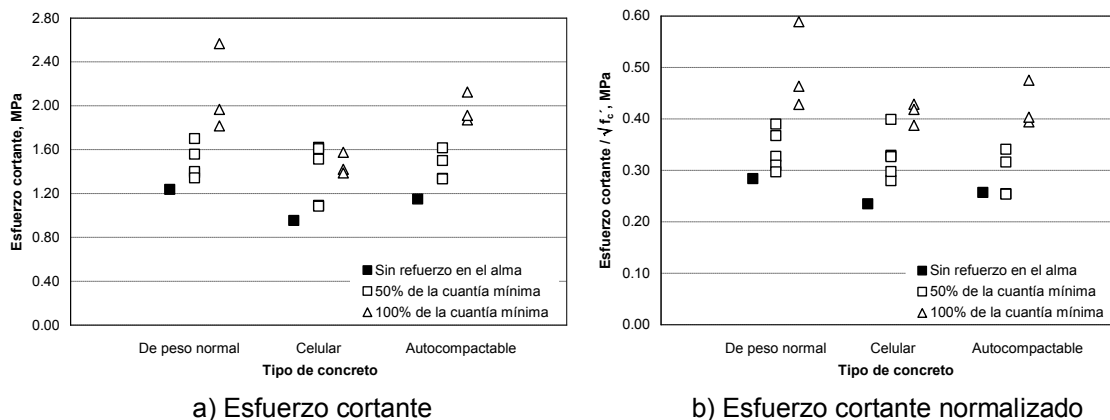
**Figura 4.11 Distorsión y esfuerzo cortante correspondiente al punto de agrietamiento de los muros ensayados**

En la figura 4.12 se presenta la distorsión a la resistencia medida en los ensayos. La distorsión medida varió entre 0.38 y 1.0%. En términos generales, la distorsión medida en los muros sin refuerzo fue menor que la medida en los muros con acero de refuerzo en el alma. La distorsión medida en los muros de concreto celular fue menor en comparación con la registrada en los muros de concreto de peso normal y autocompactable. Para los muros con acero de refuerzo en el alma, no se encontró una influencia clara de su efecto en la distorsión.



**Figura 4.12 Distorsión a la resistencia ( $R_{máx}$  %) medida en los muros ensayados**

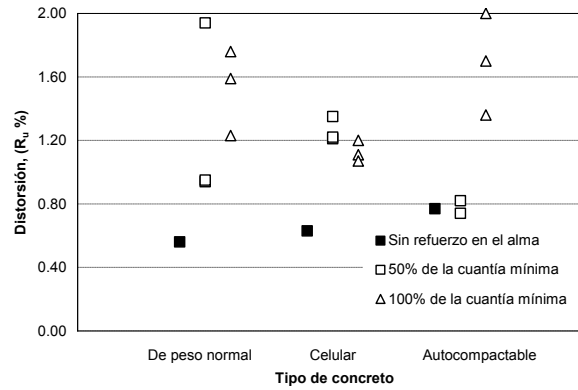
En la figura 4.13 se presenta el esfuerzo cortante y el esfuerzo cortante normalizado, ambos calculados para la resistencia. De la figura 4.13-a se observa que el esfuerzo cortante varió entre 0.95 y 2.56 MPa (9.5 y 25.6 kg/cm<sup>2</sup>). Para los tres tipos de concreto, el esfuerzo cortante medido fue menor en los muros sin acero de refuerzo en el alma. En los muros construidos con concreto de peso normal y autocompactable se obtuvo un incremento del esfuerzo cortante al aumentar la cuantía de refuerzo del 50% al 100% de la cuantía mínima mientras que en los muros construidos con concreto celular no se registró ningún incremento. Para los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% del mínimo se registraron esfuerzos cortantes similares (del orden de 1.6 MPa). En la figura 4.13-b se presenta el esfuerzo cortante normalizado. Con excepción de los muros construidos con concreto celular de baja resistencia (MCC50C y MCC100C, ver tabla 4.3), al tratarse de concretos con resistencia a compresión similar, la gráfica no presenta grandes diferencias con la mostrada en la figura 4.13-a.



**Figura 4.13 Esfuerzo cortante medido a la resistencia en los muros ensayados**

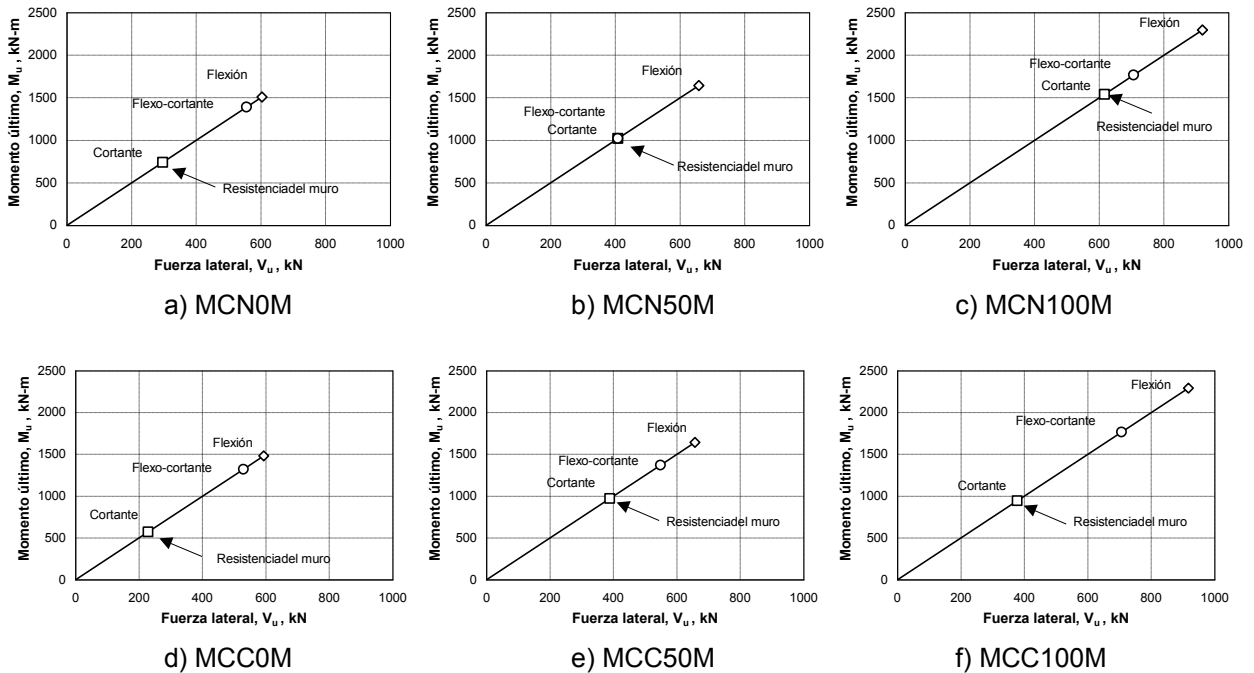
En la figura 4.14 se presenta la distorsión última medida en el ensaye. Como se comentó en la sección 4.2.6, la distorsión última se consideró en el punto cuando la resistencia decreció un 20% con respecto a la resistencia del muro ( $V_{max}$ ). De la figura se observa que la distorsión última registrada en los muros sin

refuerzo en el alma fue menor que la medida en los muros con refuerzo. Para los muros con refuerzo equivalente al mínimo y al 50% de la cuantía mínima, la distorsión de los muros construidos con concreto celular fue menor en comparación con la medida en los muros de concreto de peso normal y autocompactable.

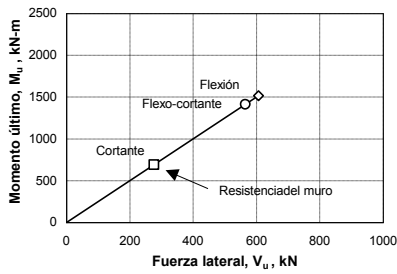


**Figura 4.14 Distorsión última ( $R_u$ , %) medida en los muros ensayados**

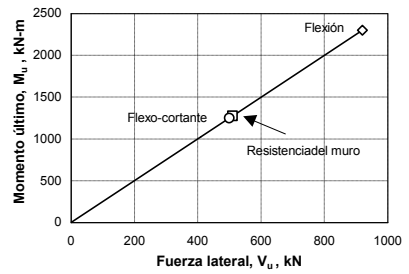
En la figura 4.15 se presentan las gráficas momento último ( $M_u$ ) con relación a la fuerza cortante lateral ( $V_u$ ) de los muros ensayados. De la figura se observa que, como era de esperarse de acuerdo con el diseño de los muros, en ningún caso se presentó la falla por flexión. En los muros MCN50M, MCA100M, MCN50C y MCA50C se presentó la fluencia en las barras el refuerzo longitudinal localizado en los bordes del muro antes de alcanzar la resistencia por cortante a tensión diagonal. En los restantes ensayos, se presentó la falla por cortante a tensión diagonal antes de la fluencia de dicho refuerzo.



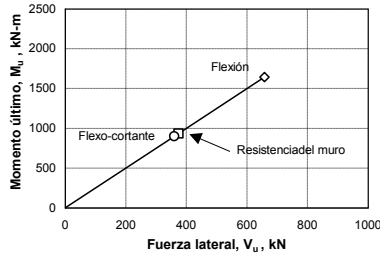
**Figura 4.15 Gráficas momento último ( $M_u$ ) vs. fuerza lateral ( $V_u$ ) de los ensayos realizados**



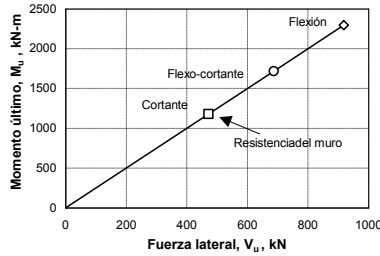
g) MCA0M



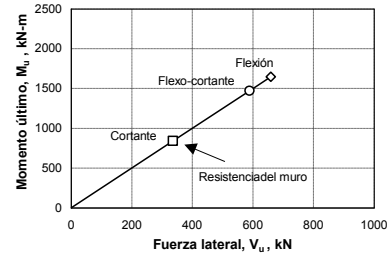
h) MCA100M



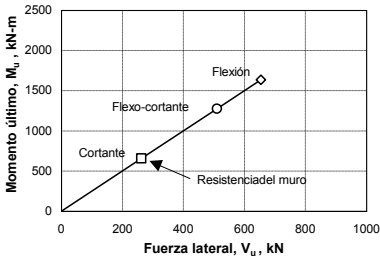
i) MCN50C



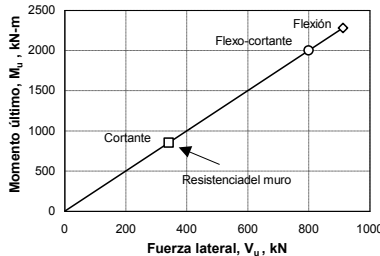
j) MCN100C



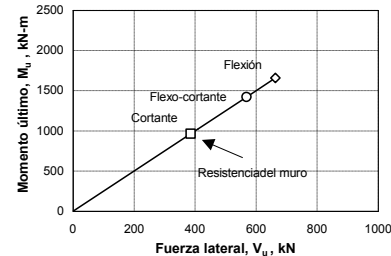
k) MCN50C2



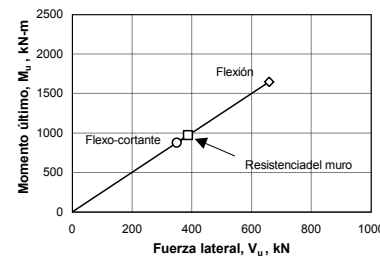
l) MCC50C



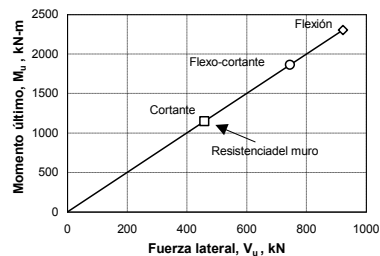
m) MCC100C



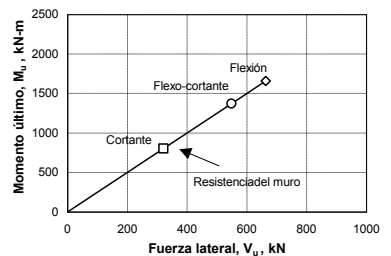
n) MCC50C2



o) MCA50C



p) MCA100C



q) MCA50C2

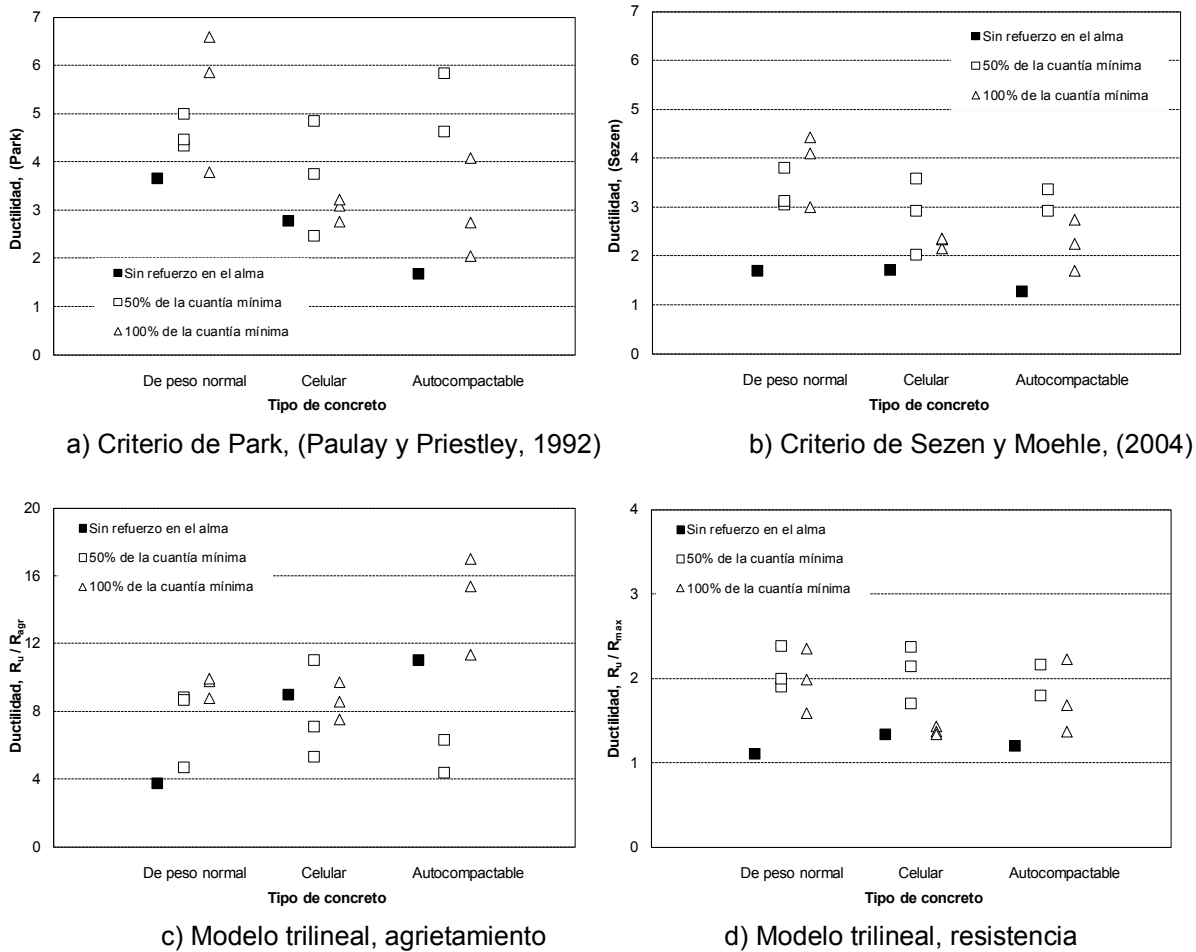
**Figura 4.15 Gráficas momento último ( $M_u$ ) vs. fuerza lateral ( $V_u$ ) de los ensayos realizados (Continuación)**

**4.5 Análisis de resultados**

En esta sección se discute la ductilidad desarrollada por los muros ensayados. Se comparan las resistencias medidas con las nominales calculadas con los reglamentos mexicano, (NTC-C, 2004), norteamericano (ACI-318 cap. 21), europeo (EC8) y japonés (AIJ). De igual manera, se comparan las resistencias medidas con las nominales calculadas con los modelos existentes en la literatura calibrados explícitamente para predecir la resistencia a cortante por tensión diagonal de muros de concreto (Hernández, 1980; Wood, 1990; Leiva y Montaña, 2001; Hwang y Lee, 2002). Al final se presentan los resultados experimentales y su comparación con los modelos de comportamiento calibrados para predecir la falla en cortante de muros de concreto (FEMA 356, 2000; Hidalgo et al., 2002; Tu et al., 2006).

4.5.1 Ductilidad de los muros ensayados

En ingeniería, la capacidad de deformación que presentan las estructuras es frecuente expresarla en términos de la ductilidad. Regularmente la ductilidad se obtiene con el cociente entre una medida a la capacidad de deformación última y su capacidad de deformación elástica. Como se comentó al inicio de esta sección, en este trabajo se calculó la ductilidad de los muros ensayados utilizando los criterios de Park (Paulay y Priestley, 1992) y de Sezen y Moehle (2004). El procedimiento sugerido por Park es un método general mientras que el establecido por Sezen y Moehle fue desarrollado específicamente para columnas de concreto que presentaron falla en cortante por tensión diagonal. En el Apéndice R se presenta el proceso detallado para el cálculo de las ductilidades empleando los dos métodos señalados. En la figura 4.16 se presentan las ductilidades calculadas con ambos métodos. Se incluyen ductilidades calculadas directamente de la tabla 4.3. Se computaron cocientes calculados entre la distorsión alcanzada en el punto último y el punto de agrietamiento así como cocientes calculados entre la distorsión última y la distorsión a la resistencia.



**Figura 4.16 Ductilidad calculada en los muros ensayados**

De la figura se observa que las ductilidades calculadas con el procedimiento propuesto por Sezen y Moehle son menores que las calculadas empleando el proceso de Park. En ambos métodos, las mayores y menores ductilidades corresponden, en términos generales, a los mismos muros. Empleando el método propuesto por Park se obtuvieron ductilidades entre 1.67 y 6.58 mientras que utilizando el método de Sezen y Moehle las ductilidades variaron entre 1.27 y 4.42. Las ductilidades mayores se obtuvieron para los muros de concreto de peso normal y las menores para los muros construidos con concreto autocompactable. En ambos métodos, en términos generales, la ductilidad calculada para los muros sin



refuerzo en el alma fue menor que la calculada en los muros con refuerzo y la ductilidad calculada para los muros construidos con concreto de peso normal fue mayor en comparación con la obtenida en los muros de concreto celular y autocompactable. La ductilidad calculada para los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la cuantía mínima es comparable a la calculada para los muros construidos con la cuantía mínima.

De la comparación entre las figuras 4.16c y 4.16d es interesante observar que cuando se considera la distorsión al agrietamiento como referencia en el cálculo de la ductilidad, los valores obtenidos se encuentran entre 4 y 10. Cuando se considera la distorsión a la resistencia como referencia en el cálculo de la ductilidad, los valores se encuentran entre 1 y 2.5. En ambos casos, existe un factor de 4 entre el límite superior y el límite inferior. Tomando como referencia el punto de agrietamiento, los muros construidos con el 100% de la cuantía mínima de refuerzo en el alma desarrollan una mayor ductilidad cuando se comparan con los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo en el alma.

En el reglamento RDF la capacidad de ductilidad de una estructura se relaciona con el factor de comportamiento sísmico  $Q$ . El diseño por sismo se establece, entre otras cosas, con base en la siguiente condición de falla: la demanda de ductilidad debe ser menor que la capacidad dúctil. Se resalta que la ductilidad es función del nivel de resistencia y deformación asociados al punto de fluencia. El nivel de resistencia asociado al punto de fluencia es, comúnmente, ligado a la resistencia de diseño. Por otra parte, el factor de reducción por ductilidad  $Q'$  se define como la máxima reducción que se puede hacer a la fuerza sísmica elástica para mantener la demanda de ductilidad por debajo de la capacidad de ductilidad del sistema. El factor de reducción por ductilidad es función de la capacidad de ductilidad, el periodo y amortiguamiento de la estructura, así como de las características del movimiento. Para sistemas de alta frecuencia, el factor  $Q'$  tiende a uno. En estos sistemas, pequeñas reducciones de la fuerza elástica implican demandas de ductilidad elevadas. Por lo anterior, independientemente de que se hayan calculado ductilidades mayores que dos, (figura 4.16a), para las viviendas de concreto el factor de reducción por ductilidad será cercano a uno. Para factores de reducción por ductilidad cercanos a uno, la mejor defensa de la estructura contra sismos es la resistencia por lo que es importante tener una buena caracterización de este parámetro en los elementos estructurales.

### 4.5.2 Comparación entre la fuerza cortante medida en los ensayos y la calculada con los modelos existentes en la literatura.

En la tabla 4.4 se presenta la fuerza cortante medida en los ensayos y los cocientes entre la fuerza cortante nominal calculada con las ecuaciones establecidas en las NTC-C, (RDF), así como en los reglamentos del ACI (ACI-318 cap. 21), europeo (EC8) y japonés (AIJ). En el cálculo de las resistencias nominales se consideraron las propiedades medidas de los materiales presentadas en el Apéndice N con las ecuaciones presentadas en el Apéndice H. Por considerar condiciones propias de laboratorio, para los reglamentos ACI-318 cap. 21 y RDF, se utilizó un factor de reducción de resistencia igual a uno. Debido a la falta de información correspondiente a la resistencia por cortante para concreto ligero, para los reglamentos europeo y japonés no se calculó la resistencia nominal. En la tabla se incluye el tipo de falla que se presentó durante el ensayo y el tipo de falla predicho de acuerdo con cada reglamento considerado. El símbolo CD significa falla por compresión diagonal, mientras que el símbolo TD significa falla por tensión diagonal. En la parte inferior de la tabla se anexa el promedio de los cocientes calculados y el coeficiente de variación de los cocientes para cada reglamento.

De la tabla 4.4 se observa que el mejor promedio y el menor coeficiente de variación corresponden al reglamento del ACI, (ACI-318 cap. 21). Con el RDF se obtiene un promedio de los cocientes cercano a uno (1.12) pero con un coeficiente de variación alto, (0.28). La causa de este alto coeficiente de variación se debe a que la resistencia nominal calculada para los muros construidos con concreto celular es menor en todos los casos que la resistencia medida. Para estos muros los cocientes varían entre 1.15 y 1.93 a diferencia del reglamento ACI donde los mismos coeficientes varían entre 0.77 y 1.26 (tabla 4.4). Lo

anterior sugiere que con la modificación a la resistencia por cortante establecida en el RDF (Apéndice K), se obtienen resistencias nominales menores que las resistentes en elementos construidos con concreto ligero. En cinco de los seis muros construidos con una cuantía equivalente a la mínima establecida en el RDF se presentaron fallas por compresión diagonal. Conforme al RDF, sólo en dos muros era esperada una falla por compresión diagonal y en el reglamento ACI no se esperaba ninguna falla por compresión diagonal. Lo anterior sugiere que el límite de resistencia establecida en ambos reglamentos para la falla por compresión diagonal podría ser excesivo. Las resistencias nominales calculadas con el Eurocódigo (EC8) fueron menores que la resistencia medida en todos los casos y en forma análoga, conforme al reglamento Japonés, fueron mayores en todos los casos.

**Tabla 4.4 Comparación entre las fuerzas cortantes medidas en los ensayos y las calculadas con los reglamentos mexicano, NTC-C, 2004 (RDF), americano (ACI-318 cap. 21), Europeo (EC8) y Japonés (AIJ).**

Muro	$V_{\text{máx}}$ , (kN)	$V_{\text{máx}}/V_n$ , RDF	$V_{\text{máx}}/V_n$ , ACI	$V_{\text{máx}}/V_n$ , EC8	$V_{\text{máx}}/V_n$ , AIJ
MCN0M	297-TD	1.17-TD	1.14-TD	1.95-TD	0.53-TD
MCN50M	408-TD	1.01-TD	1.00-TD	1.51-TD	0.63-TD
MCN100M	616-TD	1.12-TD	1.11-TD	1.58-TD	0.84-TD
MCC0M	229-TD	1.93-TD	1.26-TD	-	-
MCC50M	389-TD	1.46-TD	1.18-TD	-	-
MCC100M	378-CD	1.36-CD	0.79-TD	-	-
MCA0M	276-TD	1.06-TD	1.04-TD	1.76-TD	0.47-TD
MCA100M	510-CD	0.92-TD	0.91-TD	1.30-TD	0.67-TD
MCN50C	374-TD	0.95-TD	0.93-TD	1.40-TD	0.60-TD
MCN100C	472-CD	0.87-TD	0.86-TD	1.22-TD	0.67-TD
MCC50C	262-TD	1.15-CD	0.88-TD	-	-
MCC100C	341-CD	1.50-CD	0.77-TD	-	-
MCA50C	388-TD	0.91-TD	0.90-TD	1.36-TD	0.53-TD
MCA100C	459-CD	0.80-TD	0.79-TD	1.14-TD	0.56-TD
MCN50C2	336-TD	0.82-TD	0.81-TD	1.22-TD	0.49-TD
MCC50C2	386-TD	1.26-TD	0.99-TD	-	-
MCA50C2	321-TD	0.71-TD	0.70-TD	1.06-TD	0.38-TD
<b>Promedio</b>		<b>1.12</b>	<b>0.94</b>	<b>1.41</b>	<b>0.58</b>
<b>C.O.V.</b>		<b>0.28</b>	<b>0.17</b>	<b>0.19</b>	<b>0.21</b>

En la tabla 4.5 se presentan los cocientes entre la resistencia medida en los ensayos y la resistencia calculada con los modelos de cortante existentes en la literatura calibrados explícitamente para predecir la resistencia a cortante por tensión diagonal de muros de concreto (Hernández, 1980; Wood, 1990; Leiva y Montaña, 2001; Hwang y Lee, 2002). Los modelos fueron descritos en el capítulo 3. Se incluyen el promedio y el coeficiente de variación de los valores. Los parámetros de las ecuaciones establecidas en los cuatro modelos fueron calibrados considerando resultados de ensayos a muros de concreto de peso normal. En el reglamento ACI 318-08 se establece que para concretos de peso ligero la contribución a la resistencia del concreto debe ser reducida en un 25%, (Apéndice K). En virtud de lo anterior, para considerar la diferencia en el tipo de concreto, en la determinación de la contribución a la resistencia a cortante del concreto celular, se multiplicó la resistencia  $V_c$  por el factor de 0.75 en todos los modelos presentados en la tabla 4.5.

**Tabla 4.5 Comparación entre las fuerzas cortantes medidas en los ensayos y las calculadas con los modelos de cortante descritos en el capítulo 3.**

Muro	$V_{\text{máx}}$ (kN)	$V_{\text{máx}}/V_{\text{Hernández}}$	$V_{\text{máx}}/V_{\text{Wood}}$	$V_{\text{máx}}/V_{\text{Leiva}}$	$V_{\text{máx}}/V_{\text{Hwang}}$
		1980	1990	2001	2002
MCN0M	297-TD	0.67	0.57	0.67	0.76
MCN50M	408-TD	0.68	0.78	0.75	0.92
MCN100M	616-TD	0.83	1.18	0.95	1.29
MCC0M	229-TD	0.73	0.63	0.74	0.89
MCC50M	389-TD	0.84	1.07	0.96	1.32
MCC100M	378-CD	0.62	1.03	0.74	1.21
MCA0M	276-TD	0.60	0.51	0.61	0.67
MCA100M	510-CD	0.67	0.95	0.77	1.02
MCN50C	374-TD	0.64	0.73	0.71	0.88
MCN100C	472-CD	0.64	0.93	0.74	1.04
MCC50C	262-TD	0.64	0.88	0.75	1.25
MCC100C	341-CD	0.61	1.14	0.75	1.59
MCA50C	388-TD	0.61	0.68	0.67	0.75
MCA100C	459-CD	0.59	0.81	0.67	0.83
MCN50C2	336-TD	0.55	0.62	0.60	0.71
MCC50C2	386-TD	0.65	0.75	0.71	0.75
MCA50C2	321-TD	0.47	0.51	0.51	0.52
Promedio		0.65	0.81	0.72	0.96
C.O.V		0.14	0.26	0.15	0.29

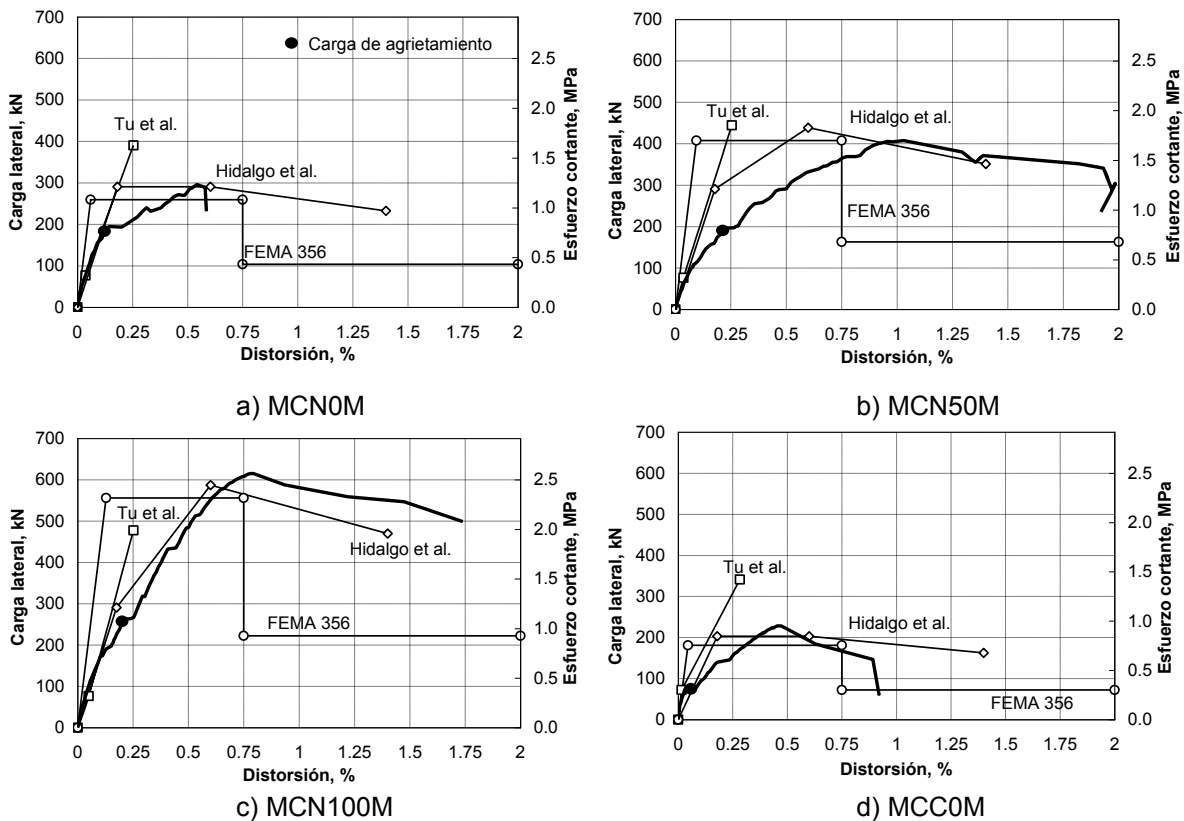
De la tabla 4.5 se observa que con el modelo de cortante propuesto por Hwang y Lee se obtiene el mejor promedio de los cocientes mientras que con los modelos de Hernández y Leiva se obtienen las dispersiones menores. Considerando los valores promedio, la resistencia medida en los ensayos fue menor que la resistencia calculada con los cuatro modelos de cortante.

#### 4.5.3 Comparación entre el comportamiento registrado en los ensayos y el calculado con los modelos existentes en la literatura.

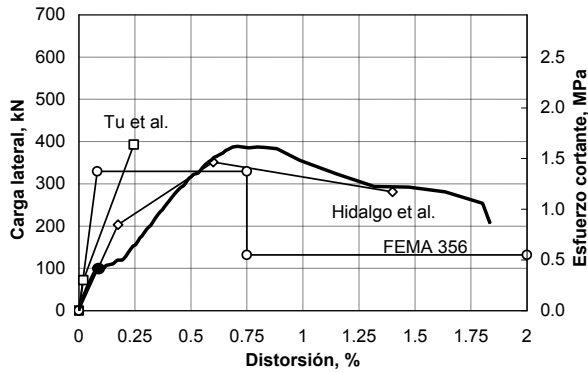
En esta sección se presentan las curvas de comportamiento obtenidas experimentalmente en el ensaye de los muros de concreto y su comparación con los modelos propuestos en la literatura para tratar de predecir el comportamiento. Se incluyen los modelos propuestos por FEMA 356, 2000; Hidalgo et al., 2002, y Tu et al., 2006. Los modelos fueron descritos en el capítulo 3. Para el FEMA 356, la resistencia es igual que la resistencia dada por la ecuación H.1 de este trabajo, ( $V_{R\text{TD}} = V_c + V_s$ ), establecida de igual manera en el reglamento ACI. La resistencia última se establece como 0.4 veces la resistencia. En el modelo de Hidalgo et al. la resistencia al agrietamiento es igual que la contribución del concreto a la resistencia establecida en el reglamento ACI ( $V_c$ ) modificada por el factor 1.12. De manera similar al FEMA 356, la resistencia se calcula empleando la ecuación H.1 pero empleando la modificación para la contribución del concreto a la resistencia mencionada anteriormente. La resistencia última corresponde al 80% de la resistencia, esto es,  $V_u = 0.8 V_{\text{máx}}$ . En el modelo de Tu et al. la resistencia es igual que la calculada con el modelo de Hwang y Lee, 2002. El modelo propuesto por Tu et al. es un modelo bilineal mientras que los de FEMA 356 e Hidalgo et al. corresponden a modelos trilineales. En la figura 4.17 se presenta la comparación entre las curvas carga lateral–distorsión obtenidas en los ensayos y las calculadas con los modelos propuestos en la

literatura, se incluye con un círculo relleno en negro la carga correspondiente al agrietamiento registrada durante los ensayos.

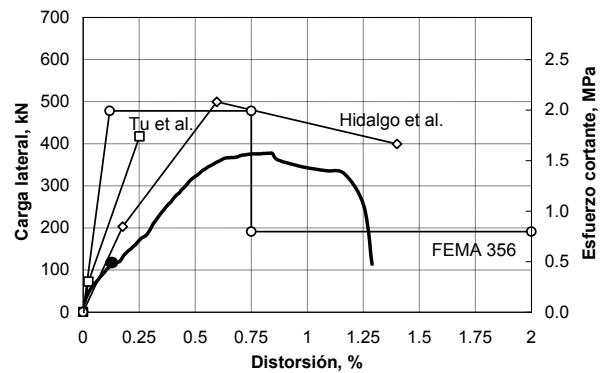
De la figura 4.17 se observa que para el modelo de Tu et al. la resistencia al agrietamiento es mucho menor que la calculada con los modelos de FEMA 356 e Hidalgo et al. Para este modelo, excepto por un ensaye, (MCA0M), la carga de agrietamiento es menor que la medida durante los ensayos. En todos los casos, la carga correspondiente al agrietamiento medida fue menor que la calculada con los modelos FEMA 356 e Hidalgo et al. La rigidez inicial calculada con el modelo recomendado en FEMA 356 fue en todos los casos mayor que la calculada con los modelos de Tu et al. e Hidalgo et al. y de manera análoga, la calculada con el modelo de Hidalgo et al. fue la menor de todas. En términos generales, la rigidez inicial calculada con el modelo de Hidalgo et al. ajusta razonablemente bien con la rigidez inicial medida en los ensayos excepto para los muros construidos con concreto autocompactable. Como se comentó al inicio de esta sección, la resistencia calculada con el modelo FEMA 356 es igual que la resistencia establecida en el reglamento ACI y la calculada con el modelo de Tu et al. 2006, es igual que la calculada con el modelo de Hwang y Lee, 2002. Para estos dos modelos, el promedio y el coeficiente de variación entre los valores medidos y los calculados es igual que el reportado en las tablas 4.4 (0.94 y 0.17 para FEMA 356) y 4.5 (0.96 y 0.29 para el modelo de Tu et al.). En lo que respecta al modelo de Hidalgo et al., al ser un modelo tomado del reglamento ACI, con la modificación de multiplicar por la constante 1.12 la contribución del concreto a la resistencia, los valores son muy similares a los obtenidos con el modelo FEMA 356. De las figuras también se observa que la distorsión a la resistencia del modelo de Tu et al. es menor en todos los casos que la medida en los ensayos mientras que la calculada con los modelos FEMA 356 e Hidalgo et al. ajusta razonablemente bien con la medida experimentalmente. La distorsión última que se considera en el FEMA 356 (2%) es excesiva para los resultados de los muros ensayados mientras que la calculada con el modelo de Hidalgo et al. ajusta mejor, aunque es excesiva para los muros ensayados sin refuerzo en el alma.



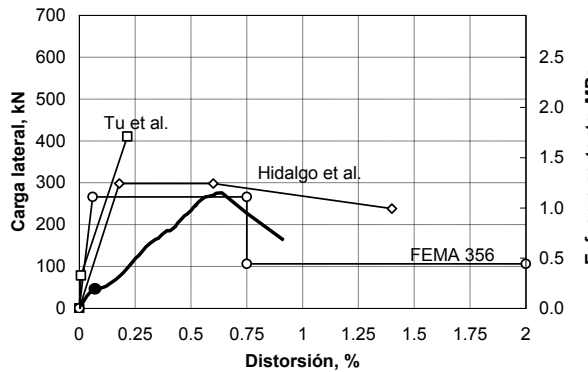
**Figura 4.17 Comparación entre las curvas carga lateral – distorsión obtenidas en los ensayos y los calculadas con los modelos propuestos en la literatura**



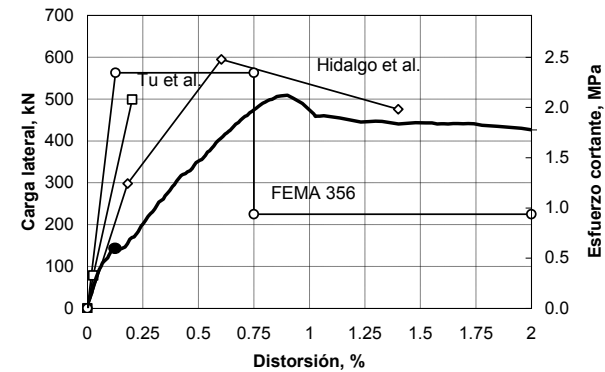
e) MCC50M



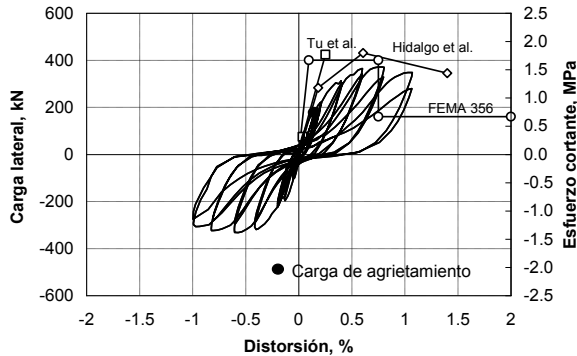
f) MCC100M



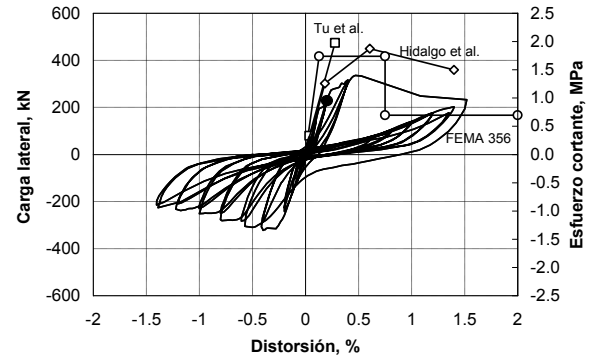
g) MCA0M



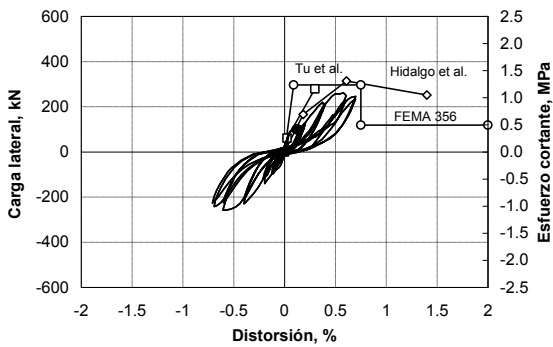
h) MCA100M



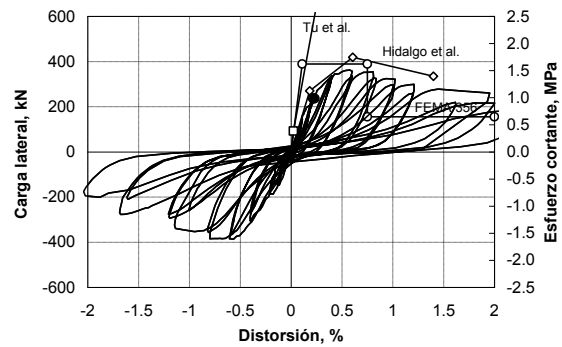
i) MCN50C



j) MCN50C2

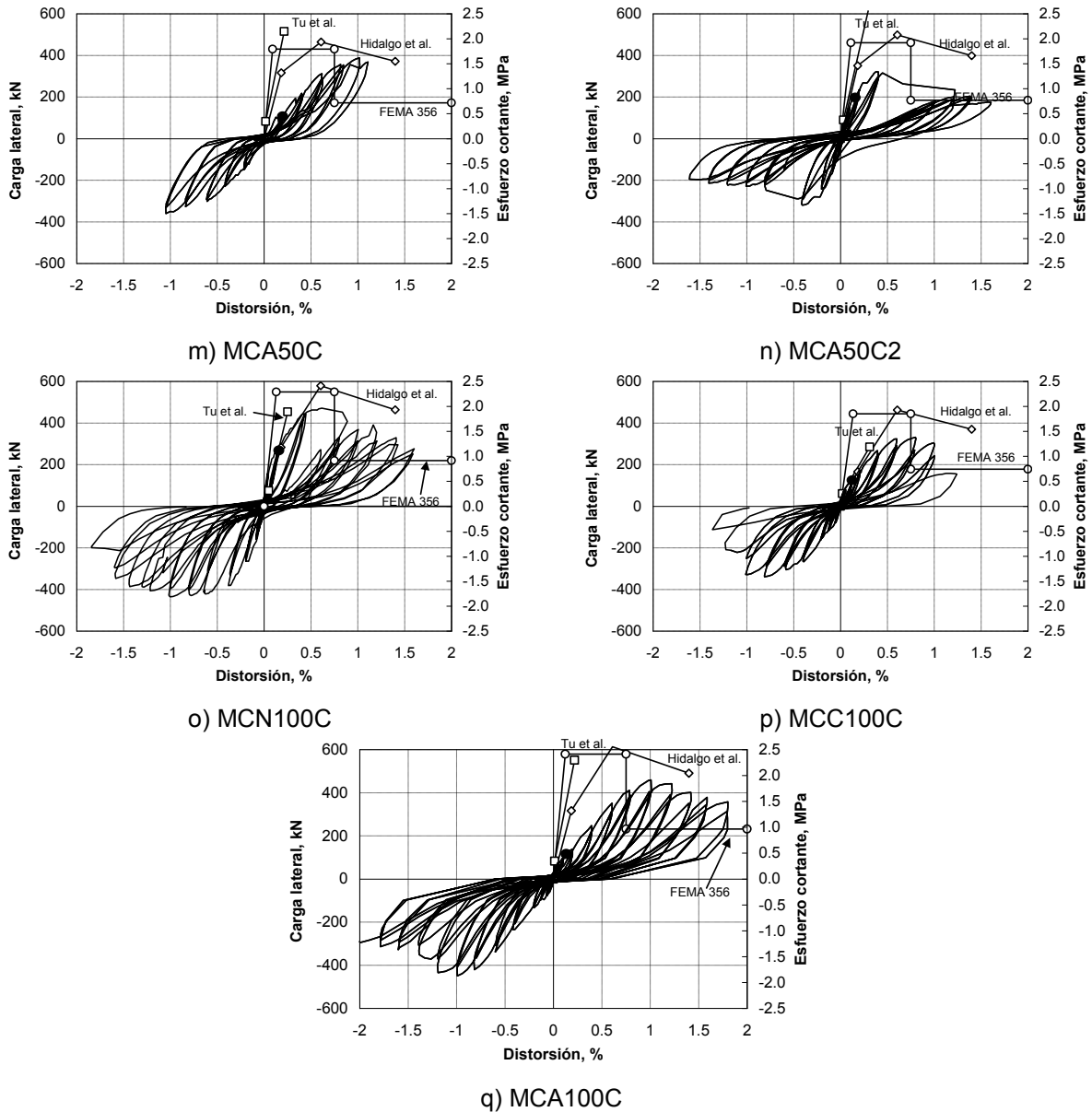


k) MCC50C



l) MCC50C2

**Figura 4.17 Comparación entre las curvas carga lateral – distorsión obtenidas en los ensayos y las calculadas con los modelos propuestos en la literatura (continuación)**



**Figura 4.17 Comparación entre las curvas carga lateral – distorsión obtenidas en los ensayos y las calculadas con los modelos propuestos en la literatura (continuación)**

#### 4.6 Discusión de resultados

Se ensayaron 17 muros de concreto ante carga axial constante. Ocho ensayos fueron ante carga lateral monótona y nueve ante carga lateral cíclica reversible. Las variables de los ensayos fueron: el tipo de concreto (de peso normal, celular y autocompactable), la cuantía de refuerzo horizontal y vertical con respecto a la mínima establecida en el RDF (0, 50% y 100%) y el efecto de la aplicación de la carga (monótona y cíclica). Se calculó la ductilidad desarrollada por cada ensayo con base en los criterios de Park y Sezen. Se compararon las resistencias medidas experimentalmente con las calculadas de acuerdo con los reglamentos mexicano, (NTC-C, 2004), del ACI (ACI-318 cap. 21), europeo (EC8) y japonés (AIJ), así como con modelos existentes en la literatura calibrados explícitamente para predecir la resistencia a cortante por tensión diagonal de muros de concreto (Hernández, 1980; Wood, 1990; Leiva y

Montaño, 2001; Hwang y Lee, 2002). Se compararon las curvas carga lateral–distorsión medidas con las calculadas de acuerdo con modelos de comportamiento calibrados para predecir la falla en cortante de muros de concreto (FEMA 356, 2000; Hidalgo et al., 2002; Tu et al., 2006).

Con base en la investigación experimental realizada y en los análisis de las curvas carga lateral–distorsión obtenidas se puede concluir lo siguiente:

### Efecto del tipo de concreto

- De la tabla 4.3 se observa que, en términos generales, la rigidez secante inicial (medida como la pendiente entre el origen y el punto de agrietamiento) fue menor en los muros de concreto autocompactable y mayor en los muros con concreto de peso normal, presentándose en valores intermedios entre éstos, la calculada para los muros construidos con concreto celular. Esta disminución de la rigidez secante inicial puede ser debido a que el módulo de elasticidad medido para los concretos celular y autocompactable fue menor que el calculado para el concreto de peso normal (Tabla N.1).
- La distorsión y el esfuerzo cortante medidos al agrietamiento fue mayor en los muros construidos con concreto de peso normal. No se detectaron diferencias entre los valores calculados para los muros construidos con concreto celular y autocompactable.
- De las curvas de comportamiento carga lateral–distorsión presentadas en las figuras 4.8 y 4.9 se observa que, en términos generales, para una misma ordenada (ya sea de carga lateral, esfuerzo cortante ó esfuerzo cortante normalizado), la distorsión medida es mayor en los muros de concreto celular y autocompactable con respecto a la medida en los muros de concreto de peso normal, es decir, las curvas obtenidas para los muros construidos con concreto de peso normal se encuentran encima de las medidas para los muros construidos de concreto celular y autocompactable. No se detectaron diferencias entre los muros de concreto celular y autocompactable aún cuando los módulos de elasticidad medidos fueron diferentes.
- En términos generales, la distorsión y el esfuerzo cortante medidos a la resistencia fueron menores en los muros de concreto celular que en los muros de concreto de peso normal y autocompactable.
- La ductilidad calculada empleando tanto el criterio recomendado por Park como el sugerido por Sezen y Moehle, fue, en términos generales mayor en los muros de concreto de peso normal. Para los muros de concreto celular y autocompactable no se detectaron diferencias significativas.

### Efecto de las cuantías de refuerzo

- No se detectaron cambios en la rigidez inicial (medida como la pendiente entre el origen y el punto de agrietamiento) de los muros al incrementar las cuantías de refuerzo.
- El esfuerzo cortante y la distorsión al agrietamiento fue mayor en los muros reforzados en el alma con respecto a los muros sin reforzar. Entre los muros armados de refuerzo con cuantías equivalentes al 50% y 100% no se detectaron diferencias.
- La distorsión a la resistencia fue mayor en los muros reforzados en el alma con respecto a los muros sin reforzar. Entre los muros reforzados con cuantías equivalentes al 50% y 100% no se detectaron diferencias.
- Entre muros construidos con el mismo tipo de concreto, al incrementar las cuantías de refuerzo aumentó el esfuerzo cortante medido en los muros. El incremento fue más significativo entre los muros sin refuerzo y los reforzados con el 50% y menos significativo entre los muros con el 50% de refuerzo y el 100%.
- La distorsión última fue mayor en los muros reforzados con respecto a los muros sin reforzar. Entre los muros reforzados no se detectaron diferencias significativas.

- La ductilidad calculada con los métodos de Park y Sezen fue menor en los muros sin acero de refuerzo en el alma con respecto a la calculada en los muros con refuerzo. La ductilidad de los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la mínima presentaron ductilidades comparables a las calculadas para los muros reforzados con una cuantía equivalente a la mínima.

#### Efecto del tipo de ensaye

- Para fallas en compresión diagonal, la resistencia lateral y ductilidad de los muros ensayados bajo carga monótona fue mayor que en los muros equivalentes ensayados bajo carga cíclica.
- La resistencia lateral de los ensayos monótonos fue mayor que la de los ensayos equivalentes cíclicos.
- La ductilidad calculada con los métodos de Park y Sezen fue comparable en los ensayos monótonos con respecto a los cíclicos.

#### Consideraciones generales

- De la tabla 4.4 se observa que para los muros construidos con concreto celular, la resistencia calculada con el RDF fue en todos los casos menor que la resistencia medida en los ensayos. En los muros de concreto de peso normal y autocompactable, la resistencia medida experimentalmente fue comparable a la calculada con el RDF. No se detectaron diferencias como en el caso el concreto celular. Considerando todos los ensayos y el tipo de falla asociado a cada ensaye, el promedio de los cocientes entre la resistencia medida y la calculada fue de 1.12 y el coeficiente de variación de 0.28.
- Al emplear el reglamento ACI se obtiene el mejor promedio (0.94) y el menor coeficiente de variación, 0.17 (menor dispersión) para los cocientes entre la resistencia medida y la nominal calculada.
- La resistencia medida fue mayor que la calculada con el código europeo para todos los ensayos. El promedio de los cocientes obtenido fue de 1.41 y el coeficiente de variación de 0.19.
- La resistencia medida fue menor que la calculada con el reglamento japonés para todos los ensayos. El promedio de los cocientes obtenido fue de 0.58 y el coeficiente de variación de 0.21.
- En todos los muros reforzados con la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, (excepto por el muro MCN100M) se presentaron fallas en compresión diagonal. De acuerdo con los cuatro reglamentos revisados, excepto por los muros de concreto celular conforme al RDF, en los restantes muros se esperaban fallas en tensión diagonal.
- De la tabla 4.5 se observa que, en términos generales, la resistencia medida fue mayor que la calculada con los modelos de Hernández, Wood y Leiva y Montaña.
- De los métodos revisados en la literatura para calcular la resistencia por cortante, con el propuesto por Hwang y Lee se obtiene el mejor promedio de los cocientes entre la resistencia medida y la calculada (0.96) mientras que con el modelo propuesto por Hernández se obtiene el menor coeficiente de variación (0.14).
- Excepto por la estimación de la rigidez inicial en los muros construidos con concreto autocompactable, para los muros ensayados, el modelo propuesto por Hidalgo et al. ajusta razonablemente bien con las curvas carga lateral–distorsión obtenidas experimentalmente.
- Con el modelo bilineal puesto por Tu et al. se obtuvieron distorsiones asociadas a los puntos de agrietamiento y máximo menores que las medidas en los ensayos.
- El valor de 2% de distorsión establecido en el FEMA 356 para el punto último resulta excesivo para los muros sin refuerzo y para los muros que presentaron falla por compresión diagonal.



- Durante los ensayos se observó rotación de la trabe de carga metálica localizada en la parte superior de los muros. Esta rotación puede modificar la condición de momento nulo en la parte superior del muro y alterar de esta manera el momento actuante en la base de los muros. En el capítulo quinto se presenta una discusión referente a dicha rotación.
- Para el punto de agrietamiento, se encontró la relación lineal dada por la ecuación 4.1 (ajustada por el método de mínimos cuadrados) entre el esfuerzo cortante y su distorsión. La ecuación es independiente del tipo de concreto.
- La distorsión a la resistencia medida varió entre 0.38 y 1.0%. En términos generales, la distorsión medida en los muros sin refuerzo fue menor que la medida en los muros con acero de refuerzo en el alma. La distorsión medida en los muros de concreto celular fue menor en comparación con la registrada en los muros de concreto de peso normal y autocompactable. Para los muros con acero de refuerzo en el alma, no se encontró una influencia clara de su efecto en la distorsión.
- La distorsión última se consideró en el punto cuando la resistencia decreció un 20% con respecto a la resistencia del muro ( $V_{max}$ ). La distorsión última registrada en los muros sin refuerzo en el alma fue menor que la medida en los muros con refuerzo. Para los muros con refuerzo equivalente al mínimo y al 50% de la cuantía mínima, la distorsión de los muros construidos con concreto celular fue menor en comparación con la medida en los muros de concreto de peso normal y autocompactable.

## Capítulo 5. Análisis de los resultados del programa experimental

### 5.1 Introducción

En el capítulo 4 se presentaron algunos resultados de los ensayos con énfasis en los patrones finales de agrietamiento y en las curvas carga lateral-distorsión de los muros. En este capítulo se evalúa el comportamiento de los muros a partir del daño observado, la instrumentación interna (deformímetros) y de la instrumentación externa (transductores de desplazamiento). Se inicia con una descripción del daño observado en los muros para continuar con la revisión de las deformaciones en el acero de refuerzo de los muros. Posteriormente, se evalúa el comportamiento global a través los transductores de desplazamiento. En esta etapa se calculan la rigidez, energía disipada y rotación del dispositivo de ensaye de los muros. Finalmente, se discuten los principales resultados obtenidos en este capítulo.

### 5.2 Descripción del daño observado en los ensayos

Excepto por los muros MCN50C y MCN100C, en todos los ensayos se presentaron agrietamientos previos al ensaye de los muros por contracción y flujo plástico del concreto. En los muros construidos con concreto de peso normal, los agrietamientos fueron del orden de 0.1 mm a 0.4 mm de anchura. En los muros construidos con concreto celular y autocompactable, los agrietamientos fueron del orden de 0.1 mm a 0.8 mm. La anchura mayor de los agrietamientos se presentó en la parte inferior de los muros. En el Apéndice S, se presentan los agrietamientos previos al ensaye de los muros.

Durante los ensayos, en todos los muros se presentaron agrietamientos con una inclinación aproximada de 45° con respecto a la base del muro. En términos generales, los agrietamientos se extendieron de lado a lado de los muros. La distribución del agrietamiento fue más concentrada en los muros sin refuerzo y más distribuido sobre todo el muro en los muros con acero de refuerzo con una cuantía equivalente a la mínima establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-C, 2004). En el Apéndice S se describe la evolución del daño en los muros durante los ensayos.

### 5.3 Comportamiento del refuerzo interior de los muros

Como se comentó en la sección 4.2, el refuerzo de los muros se instrumentó con deformímetros eléctricos que fueron adheridos en las barras para obtener la deformación en puntos estratégicos seleccionados de acuerdo con el comportamiento y a la falla esperada en los muros. En el Apéndice T se presentan los registros de los deformímetros para estados específicos de daño presentando en cada muro, (agrietamiento, resistencia, último, etc) y para cada estado de daño, una breve descripción del comportamiento observado.

En el Apéndice U se presenta un resumen del comportamiento observado en los deformímetros. En las figuras del apéndice se presentan las deformaciones registradas en la base y en la diagonal principal. Estas deformaciones fueron consideradas como las de mayor relevancia para entender el comportamiento. Las deformaciones se asociaron con las distorsiones medidas en los siguientes estados límite de comportamiento: agrietamiento inclinado, resistencia, carga última y un punto intermedio entre la resistencia y el agrietamiento inclinado que correspondió a 0.30% de distorsión en el caso de muros sin refuerzo en el alma y de 0.60% de distorsión para los muros con refuerzo en el alma.

Las deformaciones registradas por los deformímetros se transformaron a esfuerzos considerando una curva esfuerzo-deformación elastoplástica. Esto se hizo debido a que en las pruebas experimentales de las barras del No. 3 se observó que el endurecimiento por deformación ocurrió para deformaciones mayores que 0.02. Dicha deformación no se registró en las pruebas de muros. El esfuerzo es función de la deformación residual  $\epsilon_{rs}$  (carga lateral nula), la deformación registrada a la carga lateral  $\epsilon$  y la deformación a la fluencia  $\epsilon_y$ , mediante la siguiente ecuación

$$f = f_y \frac{\varepsilon - \varepsilon_{rs}}{\varepsilon_y} \quad (5.1)$$

Los valores de  $f_y = 4553 \text{ kg/cm}^2$  y  $\varepsilon_y = 0.0022$  para las barras del No. 3 de las pruebas cíclicas y de  $f_y = 4667 \text{ kg/cm}^2$  y  $\varepsilon_y = 0.0026$  para las barras del No. 3 de las pruebas monótonas se obtuvieron experimentalmente. En el Apéndice N se presentan los resultados del ensaye de barras.

En la tabla 5.1 se presenta el resumen de los resultados obtenidos en los ensayos. El tipo de falla está indicado con las iniciales TD, CD, D y A, las cuales indican el tipo de falla obtenido al final de la prueba. Las iniciales TD indican una falla por tensión diagonal, las iniciales CD indican una falla por compresión diagonal, la inicial D indica una falla por deslizamiento y la inicial A indica una falla del anclaje del muro en la parte superior. En la tabla se incluye la ocurrencia de la fluencia para las barras localizadas en los bordes del muro antes de la resistencia. En la cuarta columna se indica el factor de eficiencia del refuerzo horizontal ( $\eta_h$ ) calculado con las deformaciones registradas en las barras. El factor de eficiencia se calculó comparando la ecuación 5.1 con la ecuación teórica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-C, 2004) y en donde se establece que todo el refuerzo horizontal fluye al presentarse la resistencia.

En la tabla 5.1 también se incluye el cociente M/VL medido en los ensayos, donde M y V son el momento y cortante actuantes en la base del muro y L es su longitud. El valor teórico del cociente con el que se realizaron los ensayos fue de uno en todos los casos. El momento actuante en la base del muro (M) se calculó con el registro de los deformímetros considerando la contribución de todas las barras a la flexión. Para determinar la contribución a la resistencia de cada barra vertical, se utilizaron las propiedades de la sección transversal. Mediante un análisis seccional basado en hipótesis de secciones planas y leyes de comportamiento de los materiales, se determinó el momento y la curvatura para cada barra vertical del muro. Se utilizó el modelo de Kent y Park (Park y Paulay, 1988), para representar el comportamiento del concreto. No se consideró incremento de la resistencia por efectos de confinamiento. En todos los muros se consideró un comportamiento elastoplástico para la gráfica esfuerzo-deformación del refuerzo vertical.

De la tabla 5.1 se observa que todos los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la cuantía mínima establecida en las NTC-C presentaron una falla por cortante a tensión diagonal mientras que, con excepción del muro MCN100M, en todos los muros reforzados con una cuantía equivalente al 100% de la mínima, se obtuvieron fallas asociadas al cortante por compresión diagonal. La fluencia del refuerzo localizado en el borde del muro antes de alcanzar la resistencia no fue característica de un tipo específico de muros pero se presentó en más muros con refuerzo en el alma equivalente al 50% del mínimo con respecto a los muros con refuerzo equivalente a la cuantía mínima.

Con excepción de los ensayos repetidos (MCN50C2, MCC50C2 y MCA50C2), en todos los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la mínima establecida en el RDF se obtuvieron factores de eficiencia cercanos o iguales al 100% mientras que en los muros reforzados con una cuantía equivalente al 100% de la mínima se obtuvieron factores de eficiencia menores que el 100%. En los ensayos correspondientes a la repetición de las pruebas se obtuvieron factores de eficiencia menores que el 100% debido a la falla previa del anclaje del muro en la losa superior antes de desarrollarse completamente la falla por tensión diagonal. De los factores de eficiencia calculados se observa que en la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo en el muro, se reduce el factor de eficiencia de refuerzo horizontal calculado ( $\eta_h$ ) por lo que, sistemáticamente, se reduce la eficiencia del refuerzo en transmitir cortante.

De la columna correspondiente a los cocientes M/VL medidos se observa que, con excepción de dos muros, en los restantes ensayos se calcularon cocientes mayores que el cociente teórico de ensaye igual que uno. La amplificación del momento fue mayor para los ensayos cíclicos en comparación con los ensayos monótonos. Hubo rotaciones que incrementaron la relación M/VL teórica en la base, no obstante, este incremento se tomó en cuenta para calibrar el modelo presentado en el capítulo seis de este trabajo. La amplificación del momento en la base del muro está directamente relacionada con la rotación de la parte superior del muro (Hidalgo et al., 1998). En la última columna de la tabla 5.1 se presenta la rotación medida en la parte superior de los muros. De la tabla se observa que en los ensayos MCN50C2, MCC50C2 y MCA50C2 se presentaron rotaciones mayores que 1% mientras que en los restantes ensayos, las rotaciones fueron menores que 0.80%. En la medida que se incrementa la rotación de la parte superior y, por lo tanto, el momento en la base, se reduce la resistencia a cortante sistemáticamente. Debe considerarse que en los muros construidos en la práctica común existe cierta restricción a la rotación impuesta por el sistema de piso, por lo que la resistencia real de los muros al no tener libertad absoluta de rotación podría ser mayor que la resistencia de ensayos aislados de muros.

**Tabla 5.1 Resumen de los resultados obtenidos en los ensayos**

Muro	Falla	Fluencia Del borde	A la resistencia		Rotación %
			$\eta_h$ , refuerzo horizontal	M/VL medido	
MCN0M	TD	No	-	1.30**	-
MCN50M	TD	Sí, (antes de la resistencia)	100	1.15***	0.46
MCN100M	TD	No	85	0.92*	0.20
MCC0M	TD	No	-	1.20	0.17
MCC50M	TD	No	95	1.00*	0.08
MCC100M	CD-D	No	100	1.10	0.80
MCA0M	TD	No	-	1.20	0.23
MCA100M	CD-A	Sí, (antes de la resistencia)	87	1.30	0.43
MCN50C	TD	Sí, ( a la resistencia)	(+) 100 (-) 100	1.41	0.34 0.20
MCN50C2	TD-A	No	(+) 77 (-) 66	1.19	1.27 1.06
MCN100C	CD	No	(+) 95 (-) 88	1.35	0.18 0.40
MCC50C	TD	No	(+) 100 (-) 100	1.45	0.38 0.16
MCC50C2	TD-A	Sí, (después de la resistencia)	(+) 56 (-) 43	1.25	1.24 0.23
MCC100C	CD	No	(+) 76 (-) 83	1.40	0.43 0.41
MCA50C	TD	Sí, (antes de la resistencia)	(+) 96 (-) 99	1.45	0.42 0.18
MCA50C2	TD-A	No	(+) 95 (-) 74	1.22	1.47 1.37
MCA100C	CD	No	(+) 69 (-) 88	1.48	0.68 0.49

\*ensaye con tensores en extremos para controlar la carga vertical, (barras)

\*\* ensaye con cables al centro para controlar la carga vertical

\*\*\* ensaye con cables en los extremos para controlar la carga vertical

### 5.4 Rigidez lateral de los muros

Se denomina rigidez a la capacidad que tienen las estructuras para oponerse a ser desplazados al actuar sobre ellos una fuerza. Es importante estudiarla debido a que, como se presentó en el capítulo segundo, la distribución de las fuerzas cortantes en los muros de las viviendas, depende de la rigidez relativa que presente cada muro. Además, para estudiar el comportamiento sísmico de las viviendas es necesario conocer como se degrada la rigidez ante la alternación de la carga lateral. En estructuras de concreto, la rigidez inicial depende principalmente de las propiedades geométricas y físicas del concreto, así como de las cuantías de refuerzo. Para realizar comparaciones entre los ensayos monótonos y los ensayos cíclicos, la rigidez lateral de los muros se evaluó mediante la rigidez secante. Se denomina rigidez secante a la pendiente de la recta que une el origen con cualquier punto de la respuesta carga lateral-distorsión de un elemento estructural. La rigidez medida experimentalmente se comparó con la rigidez elástica teórica calculada con base en la resistencia de materiales considerando leyes de comportamiento de materiales elástico, homogéneo e isotrópico. Puesto que los ensayos correspondieron a pruebas de muros en voladizo, es decir, ensayos en los cuales no existió ninguna restricción al giro en la parte superior de los muros, la rigidez elástica teórica se calculó considerando la contribución a la deformación de las componentes de flexión y de cortante. Se utilizó la ecuación 5.2 en el cálculo de la rigidez elástica teórica empleando las propiedades medidas de los materiales presentadas en el Apéndice N y las dimensiones reales de los muros. En el cálculo de la rigidez elástica con la ecuación 5.2 se utilizó la sección transformada

$$k = \frac{1}{\frac{H^3}{3E_c I} + \frac{H}{G_c A}} \quad (5.2)$$

en donde:

H es la altura del muro

$E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto

I es el momento de inercia de la sección horizontal (  $t H^3 / 12$  )

$G_c$  es el módulo de cortante del concreto (  $0.4 E_c$  )

A es el área de la sección transversal horizontal del muro (  $t L$  )

t es el espesor del muro de concreto, y

L es la longitud del muro

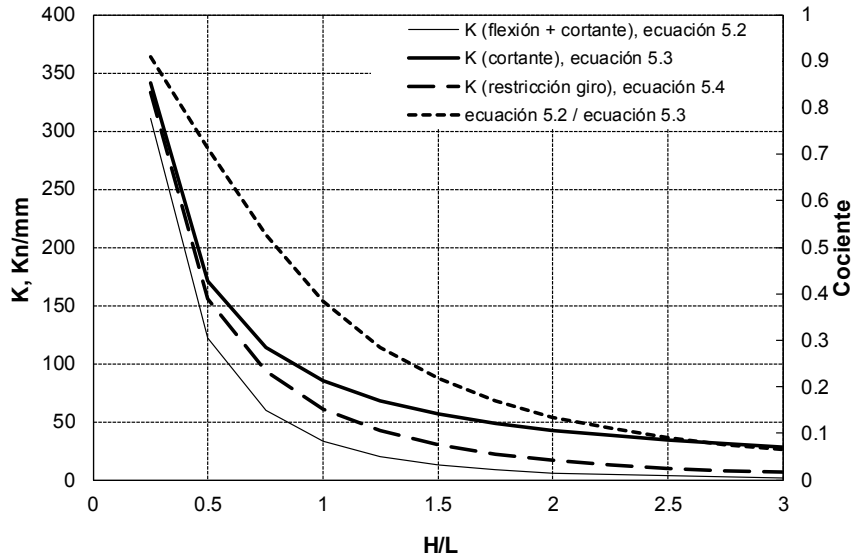
Como se demostró en el capítulo dos, en las viviendas de concreto, objeto de estudio de este trabajo, los sistemas de piso impiden el libre giro de la parte superior de los muros, por lo que la deformación total es suministrada en mayor medida por las deformaciones de cortante. Al eliminar las deformaciones de flexión de la ecuación 5.2, se obtiene la rigidez de los muros considerando únicamente las deformaciones de cortante y que está dada por la ecuación 5.3

$$k_c = \frac{1}{\frac{H}{G_c A}} \quad (5.3)$$

Una condición intermedia entre las ecuaciones 5.2 y 5.3 es la condición de voladizo con restricción al giro. Al restringir el giro la ecuación 5.2 se transforma en la ecuación 5.4

$$k_{rg} = \frac{1}{\frac{H^3}{12E_c I} + \frac{H}{G_c A}} \quad (5.4)$$

En la figura 5.1 se grafican las ecuaciones 5.2, 5.3 y 5.4, se incluye el cociente de  $k/k_c$  entre los valores obtenidos para cada ecuación. Para el cálculo de la rigidez se consideró una resistencia a compresión del concreto de 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>) con un área de la sección horizontal unitaria y alturas proporcionales a la longitud unitaria. La ordenada de las rigideces calculadas se presenta a la izquierda en la de la figura 5.1 mientras que la ordenada del cociente de las rigideces se presenta a la derecha.



**Figura 5.1 Comparación entre la rigidez calculada con las ecuaciones 5.2, 5.3 y 5.4**

De la figura 5.1 se observa que para muros robustos con relación de aspecto H/L igual que 0.25, la eliminación de las deformaciones por flexión en el cálculo de la rigidez elástica no afecta sensiblemente ya que el cociente es 0.9. En contraste, para muros esbeltos con relación de aspecto H/L igual que tres o más, la eliminación de las deformaciones por flexión da como resultado rigideces del orden de diez veces mayores que la rigidez calculada considerando ambas deformaciones por flexión y por cortante. En muros robustos, donde las deformaciones de cortante son significativas, al eliminar las deformaciones por flexión no se altera apreciablemente la rigidez lateral del muro. Por otra parte, para muros esbeltos, en donde las deformaciones por flexión son relevantes, cuando éstas son eliminadas se modifica apreciablemente la rigidez lateral del muro. La condición de voladizo con restricción al giro es un estado intermedio entre el voladizo libre y la deformación solamente por cortante.

La rigidez elástica de los muros ensayados, calculada de la curva carga lateral-distorsión se comparó con las ecuaciones 5.2, 5.3 y 5.4, establecidas para calcular la rigidez elástica teórica. Los datos se presentan en la tabla 5.2. La rigidez elástica experimental ( $k_{elástica}$ ) se calculó con la pendiente de recta secante entre el origen y el primer punto registrado al inicio de las pruebas experimentales. La rigidez calculada con las ecuaciones 5.2, 5.3 y 5.4, se calculó con las propiedades medidas de los materiales. Como se comentó en esta misma sección, la ecuación 5.2 incluye las deformaciones por flexión y cortante en el cálculo de la rigidez, es decir, se calcula la rigidez de un muro en voladizo. La ecuación 5.3 incluye sólo las deformaciones por cortante en el cálculo de la rigidez. La ecuación 5.4 incluye las deformaciones por flexión y cortante además de la restricción al giro. En la tabla 5.2 se incluyen las rigideces secantes calculadas a los estados límite descritos en el capítulo tres: agrietamiento de los muros ( $k_{cr}$ ), resistencia ( $k_{max}$ ) y al punto último ( $k_u$ ). En los tres casos, la rigidez se calculó de la misma forma que la rigidez elástica, es decir, con la pendiente de la recta secante calculada entre el origen y el punto correspondiente a cada estado límite. En el Apéndice V se presentan las curvas de degradación de rigidez lateral obtenidas durante las pruebas. En la tabla 5.2 se incluye el periodo calculado con la rigidez de los muros, la masa

equivalente obtenida de la carga vertical y utilizando la ecuación 2.2. El periodo se calculó para la rigidez elástica y la rigidez medida a la resistencia última empleando la misma masa equivalente.

De la tabla 5.2 se observa que con la rigidez elástica calculada conforme a la ecuación 5.2, se obtienen rigideces cercanas a la rigidez elástica experimental. Los cocientes entre la rigidez calculada y la medida varían entre 0.57 y 2.57. No se aprecian cambios significativos en los cocientes dependientes de las cuantías de refuerzo o del tipo de concreto. Con la rigidez elástica calculada conforme a la ecuación 5.3 se obtienen rigideces mayores que las medidas experimentalmente en todos los casos. Como se comentó, la rigidez calculada conforme a la ecuación 5.3 es más representativa de los muros localizados en las viviendas de concreto que la rigidez calculada con la ecuación 5.2 que es representativa de muros en voladizo. Para la condición de voladizo con restricción de giro, (ecuación 5.4), los cocientes calculados son similares a los obtenidos con la ecuación 5.3. Las rigideces calculadas al agrietamiento, a la resistencia y al punto último, son menores en todos los casos que la rigidez elástica. Los cocientes entre la rigidez medida al agrietamiento y la rigidez elástica varían entre 0.18 y 0.43. En la tabla 4.3 se presentaron las distorsiones asociadas a cada estado límite de comportamiento. Es interesante observar que el agrietamiento de los muros se presentó a distorsiones entre 0.07 y 0.28%, valores relativamente bajos de desplazamiento; sin embargo, la pérdida de rigidez de los muros es alta para estos niveles de distorsión. Los cocientes entre la rigidez medida a la resistencia y la rigidez elástica varían entre 0.11 y 0.36. Los cocientes entre la rigidez medida al punto último y la rigidez elástica varían entre 0.03 y 0.15. El periodo calculado con la rigidez elástica varía entre 0.032 y 0.072 s. Comparando estos periodos con los calculados en la figura 2.15 se observa una equivalencia de valores a los calculados para viviendas de dos niveles. El periodo calculado con la rigidez última (que incluye un nivel de daño en el muro considerable), varía entre 0.12 y 0.19 s. Con el nivel de daño obtenido, el periodo se incrementa del orden de 3 a 4 veces. Valores similares han sido encontrados para ensayos de viviendas de mampostería a escala reducida, (Vázquez, 2005; Arias, 2005 y Barragán, 2005).

**Tabla 5.2 Resumen de rigideces teóricas y calculadas de los ensayos**

Muro	$k_{elástica}$ kN/mm	T elástica, s	$k_{ec. 5.2}$ voladizo/ $k_{elástica}$	$k_{ec. 5.3}$ cortante/ $k_{elástica}$	$k_{ec. 5.4}$ rest. giro/ $k_{elástica}$	$k_{agr}/$ $k_{elástica}$	$k_{max}/$ $k_{elástica}$	$k_u/$ $k_{elástica}$	T última, s
MCN0M	<b>206.7</b>	0.035	0.92	2.11	1.60	0.27	0.11	0.08	0.125
MCN50M	<b>91.2</b>	0.053	2.10	4.82	3.64	0.38	0.18	0.09	0.180
MCN100M	<b>176</b>	0.038	1.13	2.47	1.91	0.29	0.18	0.07	0.147
MCC0M	<b>227</b>	0.033	0.57	1.31	0.99	0.39	0.09	0.03	0.194
MCC50M	<b>88.2</b>	0.053	1.48	3.40	2.57	0.41	0.25	0.10	0.166
MCC100M	<b>165.3</b>	0.039	0.82	1.80	1.39	0.18	0.11	0.07	0.149
MCA0M	<b>48.9</b>	0.072	2.57	5.93	4.47	0.43	0.36	0.15	0.187
MCA100M	<b>200</b>	0.035	0.66	1.45	1.12	0.22	0.12	0.04	0.168
MCN50C	<b>126</b>	0.045	1.19	2.75	2.07	0.40	0.15	0.10	0.138
MCN100C	<b>250</b>	0.032	0.62	1.37	1.05	0.30	0.12	0.05	0.145
MCC50C	<b>124</b>	0.045	0.96	2.20	1.66	0.21	0.13	0.11	0.133
MCC100C	<b>84.5</b>	0.055	1.48	3.23	2.49	0.43	0.20	0.15	0.139
MCA50C	<b>87.2</b>	0.054	1.83	4.21	3.17	0.26	0.18	0.15	0.137
MCA100C	<b>76</b>	0.058	2.20	4.87	3.73	0.40	0.24	0.13	0.157
MCN50C2	<b>133</b>	0.043	1.59	3.63	2.75	0.36	0.22	0.07	0.165
MCC50C2	<b>95</b>	0.051	2.07	4.72	3.57	0.38	0.27	0.10	0.161
MCA50C2	<b>131</b>	0.044	1.62	3.69	2.80	0.36	0.24	0.12	0.126
<b>Promedio</b>			1.40	3.17	2.41	0.33	0.19	0.10	
<b>C.O.V.</b>			0.43	0.44	0.44	0.24	0.39	0.40	

### 5.5 Energía disipada de los muros

En las curvas de comportamiento carga lateral-distorsión cuando un material incursiona en intervalos inelásticos y existe una alternación de la carga, se forman ciclos debido a que la rigidez de la rama de descarga es diferente a la rigidez de la rama de carga. El área dentro de estos ciclos es la energía que el sistema disipa. En sistemas donde no todos sus componentes son de naturaleza dúctil, como lo es el caso de muros de concreto que presentan mecanismos de falla distintos al de flexión, el mecanismo de disipación de energía produce un deterioro en las características de rigidez y resistencia del sistema.

Es importante conocer la cantidad de energía que es capaz de disipar un muro debido a que en la medida que sea capaz de disipar mayor cantidad de energía sin presentar un deterioro significativo, mejor será su comportamiento sísmico y podrá diseñarse con un mayor factor de reducción de las fuerzas sísmicas. De aquí la relevancia que representa el conocimiento de la capacidad de deformación y disipación de energía de las estructuras para poder establecer, no sólo sus límites de deformación, sino su capacidad de amortiguar un sismo.

En la figura 5.2 se presenta la energía disipada para cada nivel de distorsión. La energía disipada para cada nivel de distorsión se calculó con el área comprendida dentro de los ciclos histeréticos de carga lateral-distorsión obtenidos de las respuestas de los muros y presentadas en el capítulo cuatro. La energía incluye los dos ciclos realizados para cada nivel de distorsión. De la figura 5.2 se observa un incremento constante de la energía disipada independiente del nivel de distorsión. A la resistencia, el muro MCN100C es el que disipó mayor cantidad de energía. De los muros reforzados con la cuantía mínima que se establece en el RDF, el muro construido con concreto celular (MCC100C) fue el que disipó la menor cantidad de energía a la resistencia. De los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF, a la resistencia, el muro construido con concreto celular (MCC50C) fue el que disipó la menor cantidad de energía. En los muros MCN100C y MCA100C, los valles de las gráficas se deben a la presencia de la falla por compresión diagonal y al aplastamiento del concreto en la zona central del muro. La descripción del daño observado se presenta en el Apéndice S. Los picos para distorsiones cercanas a 0.60% de distorsión en los ensayos MCN50C2 y MCA50C2 se deben a la acumulación de energía por la excesiva distorsión a la que se llevó el muro en el ciclo de carga positivo. En el Apéndice V se presenta la energía disipada calculada para cada ensaye. Se incluye la energía disipada para cada nivel de distorsión y la energía disipada acumulada así como los cocientes entre la energía disipada calculada para el segundo ciclo de carga con respecto a la disipada en el primer ciclo de carga.

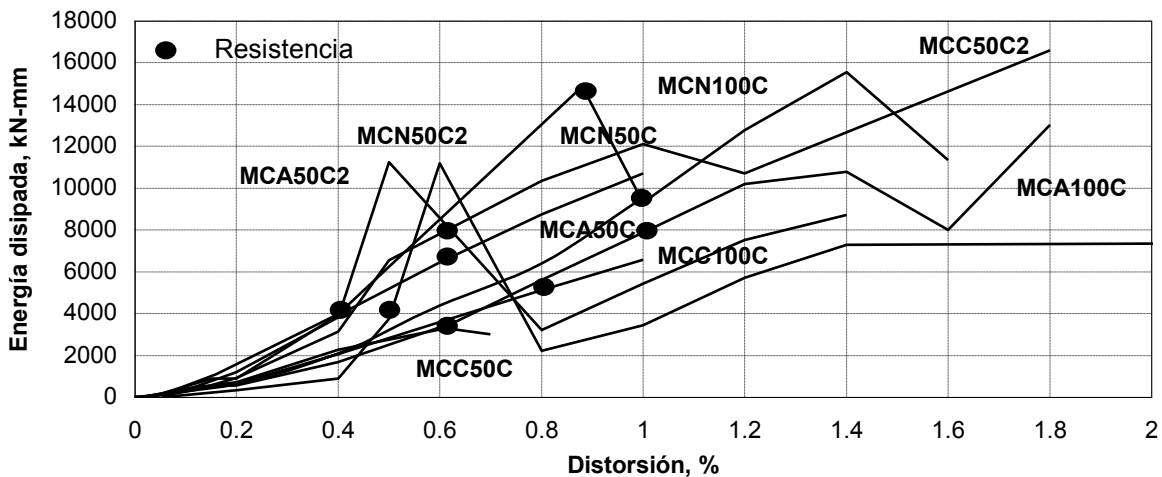
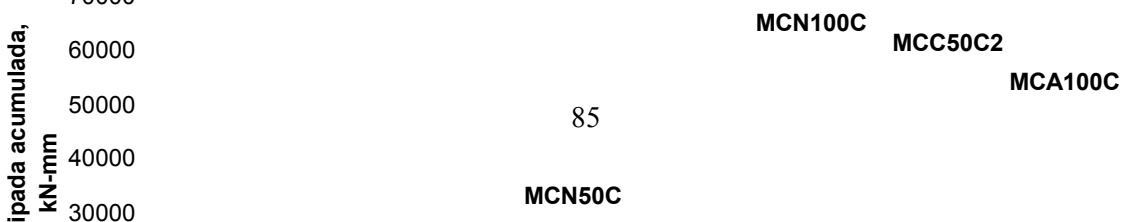
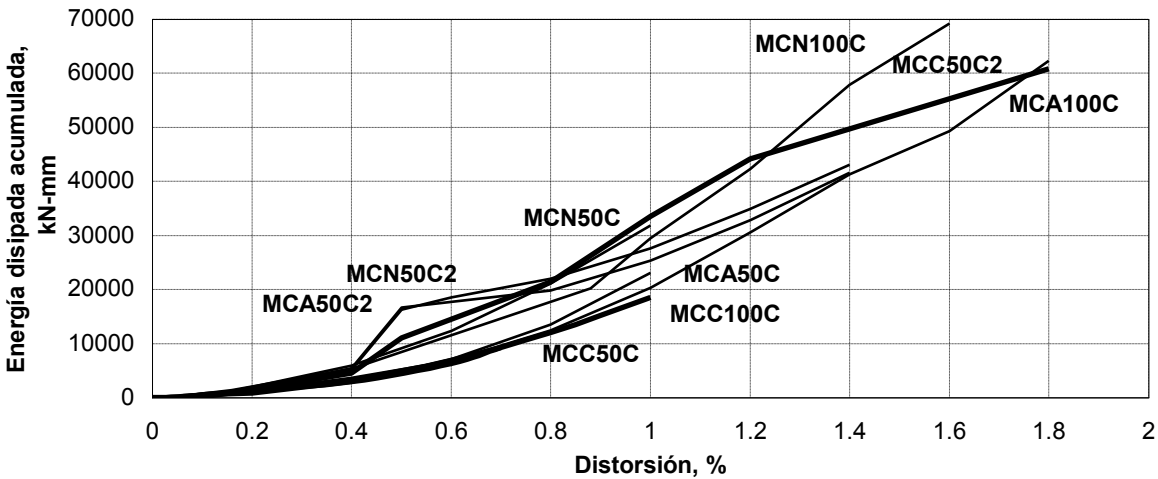


Figura 5.2 Energía disipada para cada nivel de distorsión de los ensayes





En la figura 5.3 se muestra la energía disipada acumulada durante los ensayos. La energía disipada acumulada se calculó con la suma de la energía disipada de todos los ciclos correspondientes a los ensayos. De la figura se observa que la energía de los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima que se establece en el reglamento es equiparable a la energía disipada por los muros reforzados con la cuantía mínima que se establece en el reglamento para un mismo nivel de distorsión. Para resistencias a compresión del concreto similares, los muros construidos con concreto de peso normal disiparon una mayor cantidad de energía que los muros construidos con concreto celular y autocompactable.



**Figura 5.3 Energía disipada acumulada**

## 5.6 Discusión de resultados

De acuerdo con los análisis realizados en este capítulo se puede concluir lo siguiente:

En este capítulo se realizó un análisis de los resultados del programa experimental. Con base en la instrumentación interna (deformímetros) y en la instrumentación externa (transductores de desplazamiento) se evaluó el comportamiento de los muros. Inicialmente se realizó una revisión sobre el comportamiento del refuerzo de los muros durante los ensayos mediante el estado de deformaciones de las barras. Posteriormente se evaluaron el comportamiento global a través los transductores de desplazamiento. Se calcularon la rigidez, la rotación del dispositivo de ensaye de los muros y la energía disipada.

### Comportamiento del refuerzo interior de los muros

- En ninguno de los ensayos se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en todas las barras de los elementos de borde de los muros en su base. Para el punto asociado a la resistencia, se presentó la fluencia en dos de las barras localizadas en el extremo de la zona de tensión del elemento de borde en seis de los 17 muros (MCN50M, MCA100M, MCN50C, MCA50C, MCA100C, y MCC50C2).
- Con excepción del muro MCC50C, en todos los ensayos, se presentó una deformación asociada a la fluencia en al menos una de las barras verticales del alma del muro en su base. La deformación asociada a la fluencia se presentó a distorsiones entre 0.11 y 1.17% en los ensayos monótonos y a distorsiones entre 0.23 y 0.81% en las pruebas cíclicas.
- En el alma del muro, las deformaciones de las barras verticales en la zona de la diagonal principal, fueron similares a las deformaciones medidas en las barras horizontales en la misma zona.
- Para el punto asociado a la resistencia, con excepción de los muros MCN50C2, MCA50C2 y MCC50C2, en todos los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia sobre la diagonal principal en todas las barras horizontales.
- Para el punto asociado a la resistencia, de los seis muros reforzados con la cuantía mínima establecida en el RDF, sólo en el muro MCC100C se presentó la fluencia de todas las barras horizontales. En los restantes muros la eficiencia del refuerzo horizontal fue cercana al 90%.
- Debido a la alta concentración de refuerzo vertical en los bordes del muro para evitar una posible falla por flexión, en sólo tres de los muros (MCC100M, MCN50C y MCC50C), se presentó la fluencia en los estribos de los elementos de borde para el punto asociado a la resistencia. En los muros (MCN100M, MCC50M, MCA0M, MCA100M, MCA50C y MCA100C y MCC50C2, se presentó la fluencia en los estribos de los elementos de borde después de alcanzar la resistencia. En los restantes cinco muros (MCN0M, MCN50M, MCC0M, MCN100C, MCC100C, MCN50C2 y MCA50C2), no se presentó la fluencia en los estribos.

### Rotación del dispositivo de ensaye

- En todos los muros se presentó una rotación en la parte superior de los muros por efecto del dispositivo de ensaye. La rotación expresada en porcentaje fue en todos los casos menor que 1.5% (36 mm). La rotación fue mayor en los ensayos MCN50C2, MCC50C2 y MCA50C2 con respecto a los restantes ensayos. Dicha rotación incrementó el momento actuante sobre el muro y modificó la relación momento-cortante teórica que en todos los casos se había considerado igual que la unidad.
- En términos generales, la rotación medida en los ensayos cíclicos fue mayor que la medida en los ensayos monótonos.

### Rigidez

- No se detectó ningún efecto del tipo de concreto o del detallado del refuerzo de los muros en la rigidez elástica medida de los muros.
- Con la rigidez teórica elástica calculada considerando a un muro en voladizo se obtuvieron rigideces cercanas a la rigidez elástica medida experimentalmente. Los cocientes entre la rigidez calculada y la medida varían entre 0.57 y 2.57.
- Con la rigidez teórica elástica calculada considerando a un muro en voladizo e incluyendo sólo las deformaciones por cortante se obtuvieron rigideces mayores que la rigidez elástica medida experimentalmente.
- Debido a la restricción del sistema de piso a la rotación de los muros y de acuerdo con la figura 5.1, la rigidez de los muros ensayados en voladizo es menor que la rigidez real de los muros que forman parte de una vivienda.
- La rigidez medida al agrietamiento inclinado fue en todos los casos menor que el 50% de la rigidez elástica medida al inicio de los ensayos.
- La rigidez medida a la resistencia fue en todos los casos menor que el 40% de la rigidez elástica medida al inicio de los ensayos.
- La rigidez medida al punto último fue en todos los casos menor o igual que el 15% de la rigidez elástica medida al inicio de los ensayos.
- No se detectó influencia clara en la degradación de la rigidez de los ensayos monótonos con respecto a la medida en los ensayos cíclicos.

### Energía disipada

- Los muros de concreto normal presentaron una mayor energía disipada en comparación con los muros de concreto autocompactable y celular.
- Los muros de concreto celular presentaron la menor cantidad de energía disipada.
- No se presentaron diferencias significativas entre la energía disipada por los muros reforzados con la cuantía mínima establecida en el RDF y los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima establecida en el RDF.

## Capítulo 6. Modelo de cortante desarrollado

### 6.1 Introducción

En este capítulo se presenta el modelo de cortante desarrollado. Se incluyen las ecuaciones calibradas para tratar de predecir los estados límite de comportamiento descritos en el capítulo tres: estado de agrietamiento, resistencia y punto máximo. El modelo de resistencia se calibró utilizando la analogía del método de puntales y tensores en combinación con las tendencias de los resultados experimentales obtenidos en este estudio y los datos disponibles en la literatura. Las restantes ecuaciones fueron calibradas con las tendencias de los resultados experimentales e incluyen expresiones para el cálculo de la resistencia y la capacidad de desplazamiento. Como se comentó en el capítulo tres, a la fecha no existen modelos analíticos capaces de predecir los estados límite de comportamiento de muros de concreto con falla en cortante por tensión diagonal de manera efectiva. Debido a que los coeficientes de variación calculados son altos, existe incertidumbre en el diseño de los muros bajo este tipo de falla. Estas incertidumbres se reflejan en los reglamentos ACI-318 y RDF a través de factores de reducción de resistencia de 0.6 y 0.8, respectivamente. Para tratar de entender un poco mejor el comportamiento de muros de concreto con falla en cortante por tensión diagonal, en esta investigación se realizaron ensayos de muros de concreto escala natural. Las variables seleccionadas en los ensayos fueron obtenidas de las utilizadas con mayor frecuencia en la práctica local para la construcción de vivienda en México. La descripción del proyecto experimental y resultados principales fueron presentados en los capítulos cuarto y quinto.

En la primera parte de este capítulo se presenta el mecanismo de resistencia asociado al cortante por tensión diagonal y las principales variables que influyen en el mecanismo. A continuación se presenta en forma detallada el modelo de resistencia calibrado en este estudio haciendo una comparación con los resultados de este estudio y los datos disponibles en la literatura. Posteriormente se hace un estudio más exhaustivo al calibrar ecuaciones para tratar de predecir los estados límites que determinan el comportamiento de muros de concreto con falla en cortante por tensión diagonal. Los estados límite seleccionados fueron: el agrietamiento por flexión, la resistencia al agrietamiento diagonal, la resistencia y la resistencia última. Al final se presenta una discusión sobre los principales resultados obtenidos en este capítulo.

### 6.2 Mecanismo de resistencia asociado al cortante por tensión diagonal

Existen dos opciones para desarrollar modelos para determinar la resistencia: calibrando modelos con base en tendencias de resultados experimentales o calibrando modelos a partir de conceptos básicos de la mecánica de materiales. Regularmente, los modelos calibrados con base en tendencias de resultados son más prácticos pero menos robustos en comparación con los modelos desarrollados empleando la mecánica de materiales. Al calibrar modelos con base en la tendencia de resultados experimentales existe una limitante; debido a su naturaleza empírica, el modelo sólo puede ser empleado de manera confiable dentro de los parámetros existentes en la base de datos con la cual se calibraron los modelos, por lo que es deseable calibrar modelos tratando de considerar en la metodología ambos métodos. La mayoría de las ecuaciones de diseño por cortante de los reglamentos mantienen el primero de los enfoques (ACI 318-08, RDF-2004, EC8). En el presente estudio se trató de desarrollar un modelo considerando tanto tendencias de resultados experimentales como el comportamiento mecánico. El mecanismo de resistencia a cortante por tensión diagonal para muros de concreto que se tomó como base para la derivación del modelo se presenta en el Apéndice W. Del análisis del mecanismo de falla en cortante a tensión diagonal presentado se obtiene que las principales variables que influyen en el comportamiento son las siguientes:

- a) Al reducir la relación  $M/VL$  se incrementa la resistencia a cortante
- b) Al incrementar la carga axial, aumenta la resistencia a cortante
- c) En la superficie agrietada, la cuantía de refuerzo vertical reduce la resistencia

d) En la superficie agrietada, la cuantía de refuerzo horizontal incrementa la resistencia.

### 6.3 Modelo de cortante propuesto

El modelo de cortante se calibró utilizando la analogía del método de puntales y tensores en combinación con las observaciones realizadas a los modelos disponibles en la literatura presentados en el capítulo tres, las consideraciones encontradas en la sección 6.2 y con las tendencias de los resultados experimentales obtenidos en este estudio, así como los datos de ensayos de muros de concreto rectangulares con falla en cortante por tensión diagonal disponibles en la literatura y presentados en el Apéndice E.

#### 6.3.1 Modelo calibrado de las tendencias de los resultados experimentales

Para calibrar el modelo, inicialmente se buscó la existencia de tendencias en la base de datos. Se seleccionaron las variables de mayor importancia detectadas del Apéndice W para ver su efecto en el comportamiento. La base de datos experimentales de este estudio se explica a detalle en el capítulo tres.

##### 6.3.1.1 Tendencias de los resultados experimentales

En la figura 6.1 se presenta la influencia de la relación de aspecto H/L y la relación M/VL en la resistencia medida experimentalmente ( $V_{m\acute{a}x}$ ). En la figura se incluyen todos los muros presentados en el Apéndice D, es decir, muros rectangulares que presentaron falla por cortante a tensión diagonal. En la figura 6.1 se observa una tendencia de comportamiento para relaciones M/VL mayores que uno, que al incrementarse la relación M/VL se reduce la resistencia  $V_{m\acute{a}x}$ . La tendencia es menos clara cuando se considera la relación H/L. La figura 6.2 es similar a la figura 6.1, sin embargo, en la figura 6.2 la resistencia  $V_{m\acute{a}x}$  se encuentra normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $f'_c$ . En la figura 6.2, nuevamente se presenta una tendencia similar a la encontrada en la figura 6.1. También se observa que al normalizar la resistencia se reduce la dispersión de los valores.

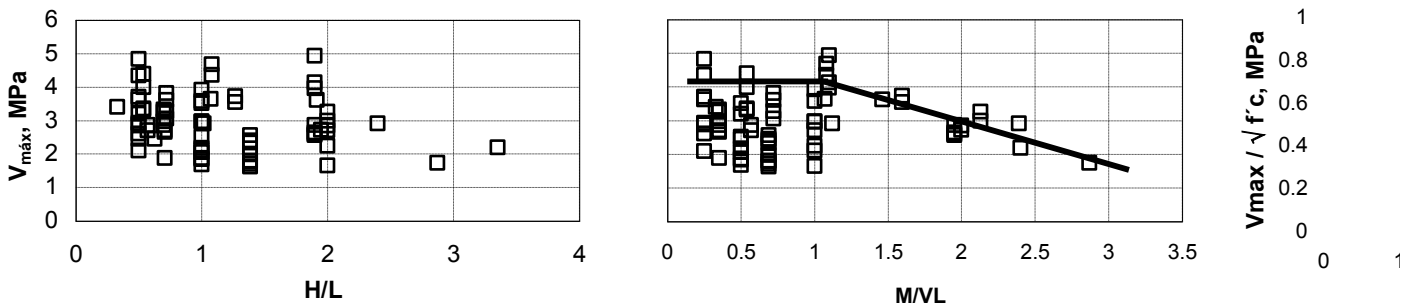


Figura 6.1 Influencia de la relación de aspecto H/L y la relación M/VL en la resistencia  $V_{m\acute{a}x}$

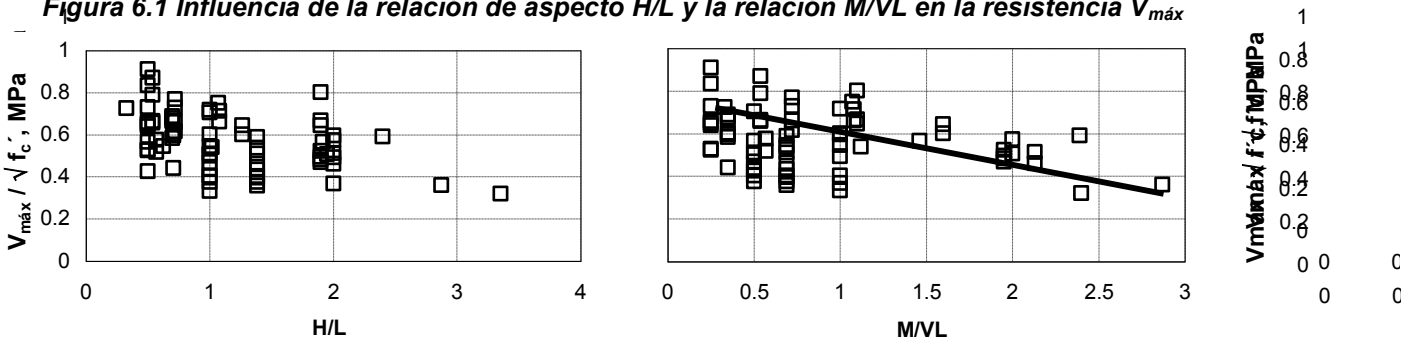
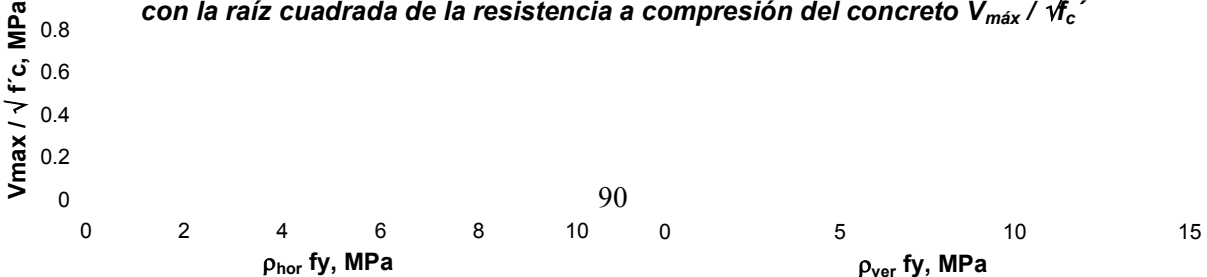
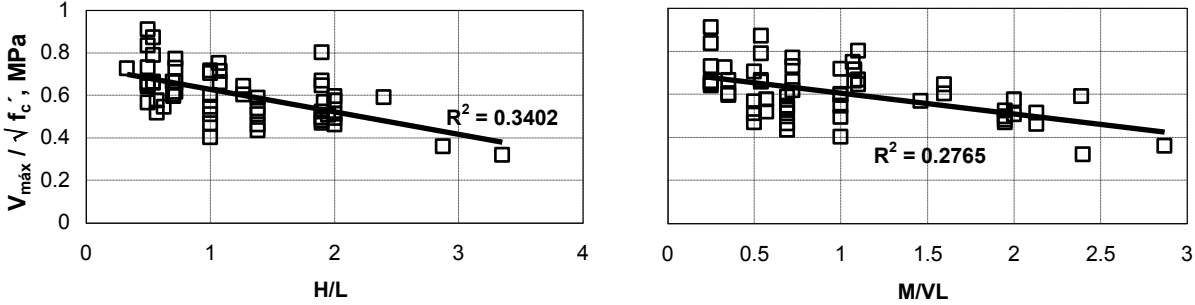


Figura 6.2 Influencia de la relación de aspecto H/L y la relación M/VL en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f'_c}$

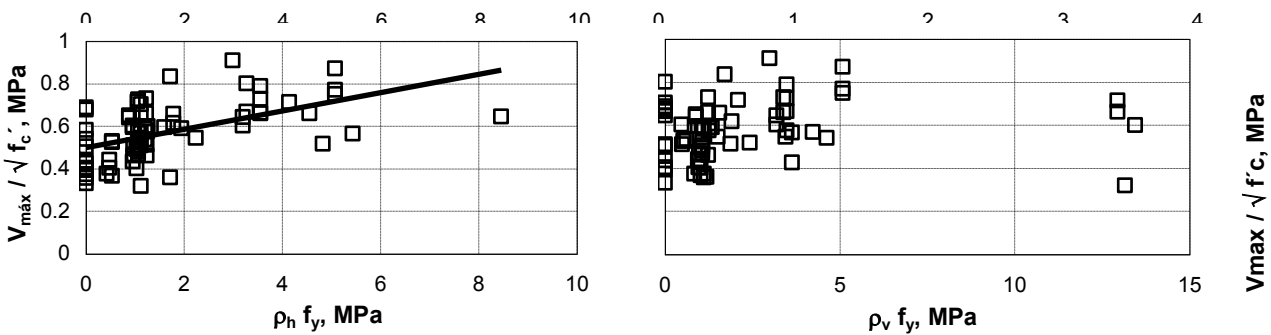


En las gráficas de la figura 6.3, se seleccionaron de la base de datos los muros que tuvieron al menos la cuantía mínima establecida actualmente en el RDF (0.0025). De la figura 6.3 se observa una reducción en la dispersión de los valores con respecto a la figura 6.2. La resistencia se reduce en la medida que se incrementa la relación de aspecto H/L o la relación M/VL. El valor del parámetro estadístico  $R^2$  es menor cuando se considera la relación M/VL, por lo que la dispersión de los valores es menor cuando se considera la relación M/VL en comparación con la relación H/L.



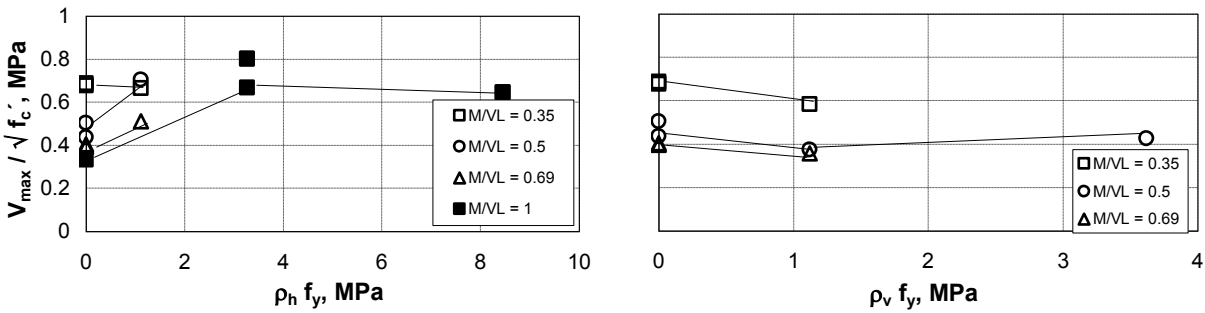
**Figura 6.3 Influencia de la relación de aspecto H/L y la relación M/VL en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f_c}$  (Reforzo horizontal en muros igual o mayor que el reforzo m\acute{ı}nimo establecido en el RDF)**

En la figura 6.4 se presenta la influencia de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en la resistencia normalizada. De la figura 6.4 se observa que incrementando la cuantía de refuerzo horizontal aumenta la resistencia normalizada. No existe una tendencia clara para el caso del refuerzo vertical.



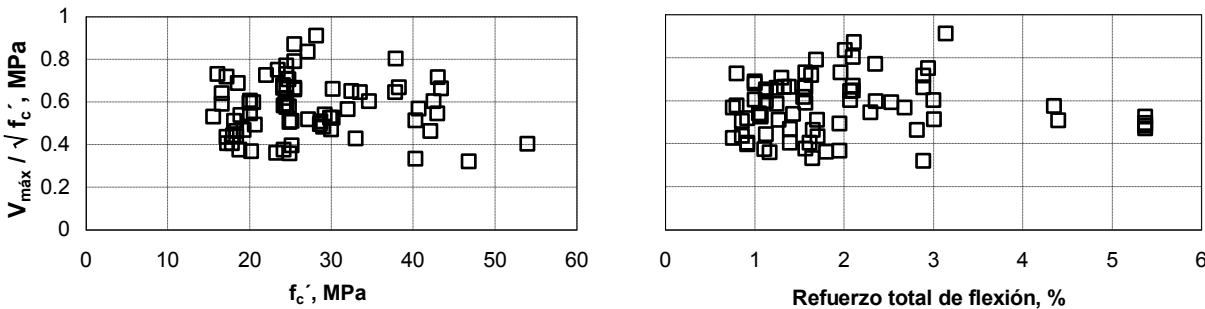
**Figura 6.4 Influencia de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f_c}$**

En la figura 6.5 se presenta nuevamente la influencia de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en la resistencia normalizada. Los datos de la figura 6.5 corresponden a muros que no tienen ningún refuerzo en el alma del muro y muros que sólo tienen refuerzo en una dirección, es decir, muros que sólo tienen refuerzo horizontal o refuerzo vertical pero no los dos. De la figura 6.5 se observa que para el refuerzo horizontal, al igual que en la figura 6.4, en todos los casos excepto en uno ( $M/VL = 0.35$ ), incrementando la cuantía de refuerzo horizontal aumenta la resistencia normalizada. En el caso del refuerzo vertical, incrementando la cuantía de refuerzo, se reduce la resistencia en todos los casos.



**Figura 6.5 Influencia de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f'_c}$  (muros sin refuerzo y con refuerzo en una sola direcci3n)**

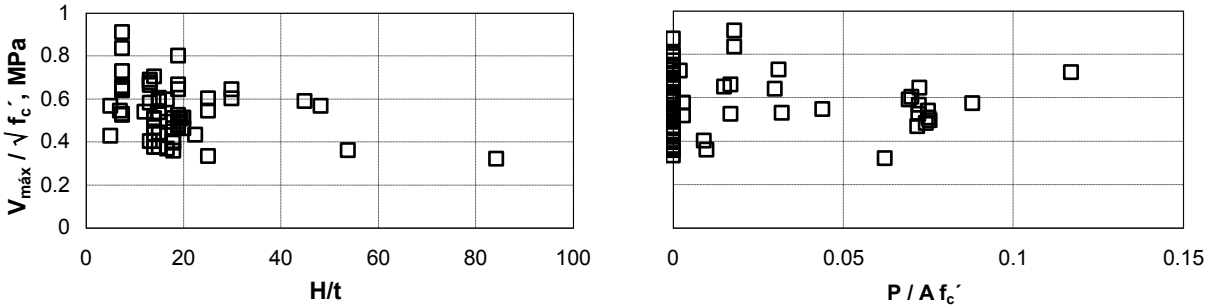
En la figura 6.6 se presenta la influencia de la resistencia a compresión del concreto y del refuerzo total de flexi3n en la resistencia normalizada. El refuerzo total de flexi3n es igual que la suma del 3rea de acero vertical del alma de los muros mas el 3rea de acero vertical localizada en los bordes de los muros. El porcentaje se obtuvo con la suma de las 3reas dividida entre el 3rea bruta del muro. No se aprecian tendencias de comportamiento en ambas gr3ficas.



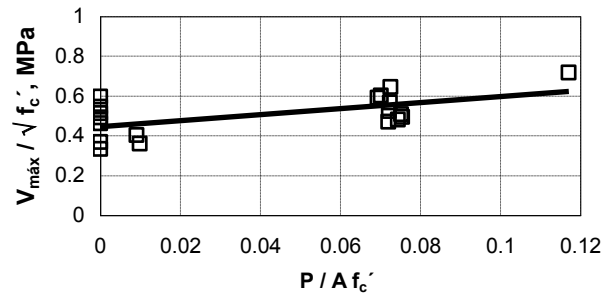
**Figura 6.6 Influencia de la resistencia a compresión del concreto y del refuerzo total de flexi3n en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f'_c}$**

En la figura 6.7 se presenta la influencia de la relaci3n altura / espesor (H/t) y de la carga axial ( $P/Af'_c$ ) en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f'_c}$ . En la expresi3n  $P/Af'_c$ , P es la carga axial y A es el 3rea bruta del muro. No se observa tendencia alguna de la relaci3n H/t. Respecto a la carga axial, la tendencia no es clara con los datos presentados.

Para verificar la influencia de la carga axial con mayor claridad, se seleccionaron de la base de datos muros con características similares. Se consideraron s3lo los muros con cuantías de refuerzo horizontal menor que 1%, con relaci3n M/VL mayor o igual que uno, y muros con cuantías de refuerzo horizontal y vertical similares. Los datos se presentan en la figura 6.8. De la figura se observa, como era de esperarse, un incremento de la resistencia conforme aumenta la carga axial.

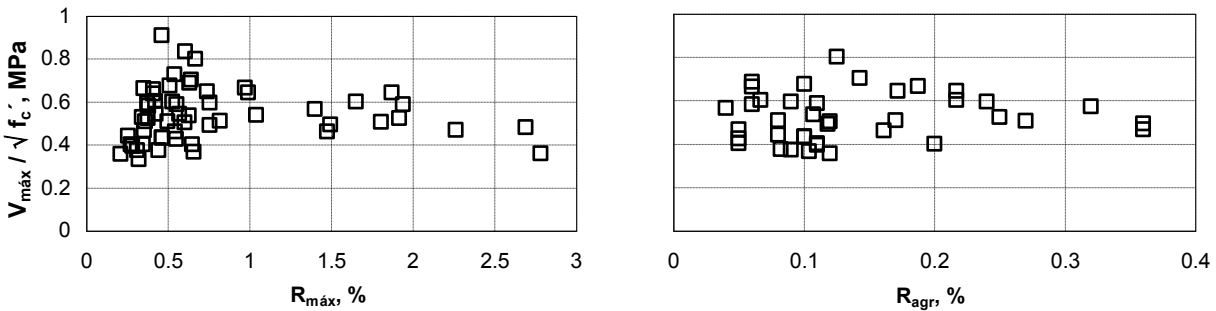


**Figura 6.7** Influencia de la relación altura / espesor ( $H/t$ ) y de la carga axial ( $P/Af_c'$ ) en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f_c'}$



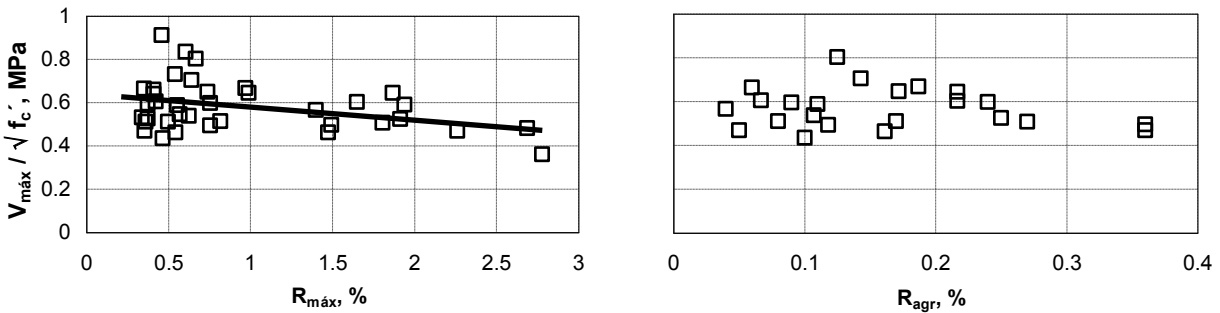
**Figura 6.8** Influencia de la carga axial ( $P/Af_c'$ ) en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f_c'}$  (muros con  $\rho_h \leq 1\%$ ;  $M/VL \geq 1$ ;  $\rho_h \approx \rho_v$ )

Finalmente, en la figura 6.9 se presenta la relación entre las distorsiones a la resistencia ( $\%R_{m\acute{a}x}$ ) y al agrietamiento ( $\%R_{agr}$ ), con la resistencia normalizada. Al igual que en el caso de la influencia de la carga axial, no se observan tendencias claras por lo que se procedió en forma similar a realizar una selección de los datos con base en características similares de los muros. Se consideraron sólo los muros con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que la cuantía de refuerzo vertical. Los datos se presentan en la figura 6.10. De la figura se observa que al incrementarse la distorsión a la resistencia, disminuye la resistencia normalizada. La distorsión de agrietamiento no afecta a la resistencia normalizada.



**Figura 6.9** Influencia de la distorsión a la resistencia ( $\%R_{m\acute{a}x}$ ) y la distorsión de agrietamiento ( $\%R_{agr}$ ) en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f_c'}$

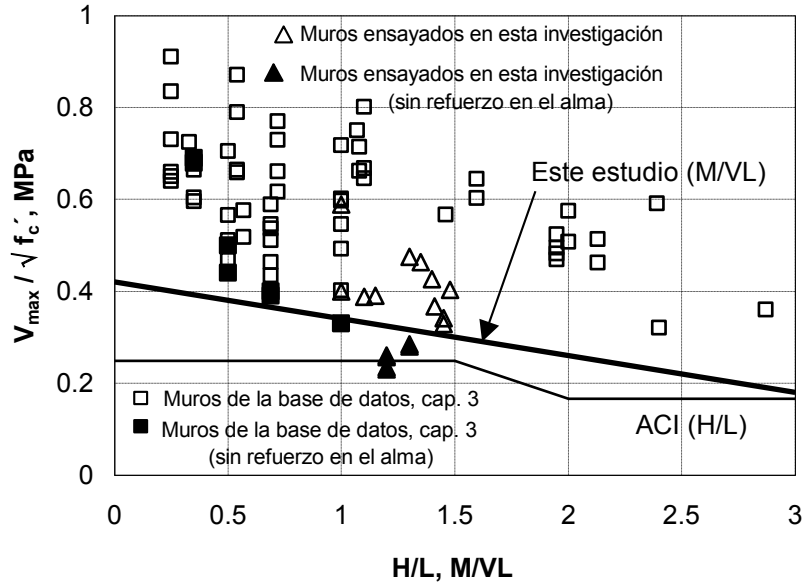




**Figura 6.10 Influencia de la distorsión a la resistencia ( $\%R_{m\acute{a}x}$ ) y la distorsión de agrietamiento ( $\%R_{agr}$ ) en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{m\acute{a}x} / \sqrt{f'_c}$ , (muros con  $\rho_h \geq \rho_v$ )**

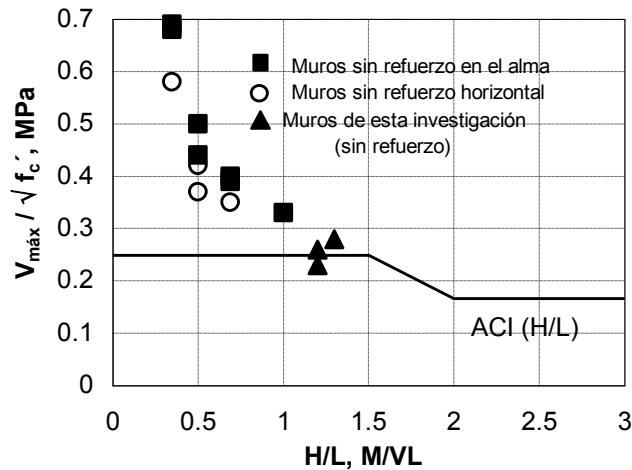
Una vez detectadas las tendencias se realizó un estudio más exhaustivo seleccionando de la base de datos muros de características similares entre sí. Inicialmente, se seleccionaron de la base de datos los muros rectangulares con falla en cortante asociado a la tensión diagonal, sin refuerzo en el alma del muro (Hidalgo et al., 2002; Cárdenas et al., 1980). Estos muros se presentan en la figura 6.11 con rectángulos rellenos. Los muros con relación M/VL menor que uno fueron ensayados cíclicamente en doble curvatura (Hidalgo et al., 2002) mientras que el muro con relación M/VL igual a uno fue ensayado de forma monótona en voladizo (Cárdenas et al., 1980). Todos los ensayos se realizaron sin carga axial. En la figura 6.11 se incluyen los datos de muros reforzados con al menos la cuantía mínima establecida en el RDF (rectángulos sin rellenar). También se incluyen con triángulos los resultados de los ensayos obtenidos en esta investigación, así como la resistencia establecida en el ACI y una tendencia ajustada para una envolvente de resistencia mínima de los datos presentados. Para ajustar la tendencia se buscó una ecuación que fuera sencilla y simple para usar en la práctica, de modo que se optó por emplear la función lineal mostrada en la figura 6.11. En el eje de las ordenadas se presenta el esfuerzo cortante normalizado con la raíz cuadrada de la resistencia medida a compresión del concreto. En el eje de las abscisas se presenta la relación de aspecto H/L y la relación M/VL. Regularmente, en muros estructurales, la relación de aspecto H/L es mayor que la relación M/VL. De la figura 6.11 se observa el incremento de la resistencia conforme se reduce la relación M/VL. El incremento de la resistencia a cortante del concreto para relaciones M/VL bajas coincide con observaciones de otros investigadores (Hernández, 1980; Wood 1990; Leiva y Montaña, 2001). Se observa que empleando la ecuación establecida en el ACI, la dispersión es mayor. La resistencia predicha por el ACI es menor que la resistencia experimental en la mayoría de los casos.

Para muros con relación M/VL menor que 0.35, la resistencia calculada con la función lineal es menor que las resistencias medidas experimentalmente. El dato de menor resistencia de la figura 6.11 corresponde al ensayo del muro de concreto celular sin refuerzo en el alma.



**Figura 6.11 Efecto de la relación H/L y M/VL en la resistencia normalizada**

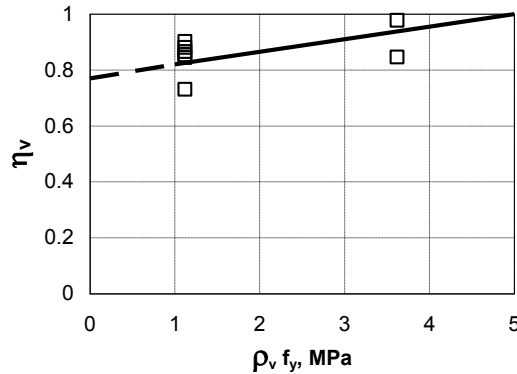
Posteriormente, se seleccionaron de la base de datos los muros con refuerzo vertical distribuido uniformemente en el alma y refuerzo vertical concentrado en los extremos; esto es, muros sin refuerzo horizontal (Hidalgo et al., 2002; Cheng et al., 1994). En la figura 6.12 se presentan los datos existentes, se incluyen los muros sin refuerzo en el alma, los requisitos del ACI así como los datos obtenidos en esta investigación. Los muros de Hidalgo et al. (2002) fueron ensayados cíclicamente en doble curvatura mientras que el muro de Cheng et al. (1994) ( $M/VL = 0.5$ ), fue ensayado de forma monótona en voladizo. Todos los ensayos se realizaron sin carga axial.



**Figura 6.12 Efecto de la relación H/L y M/VL en la resistencia normalizada (Muros sin refuerzo en el alma y muros sin refuerzo horizontal)**

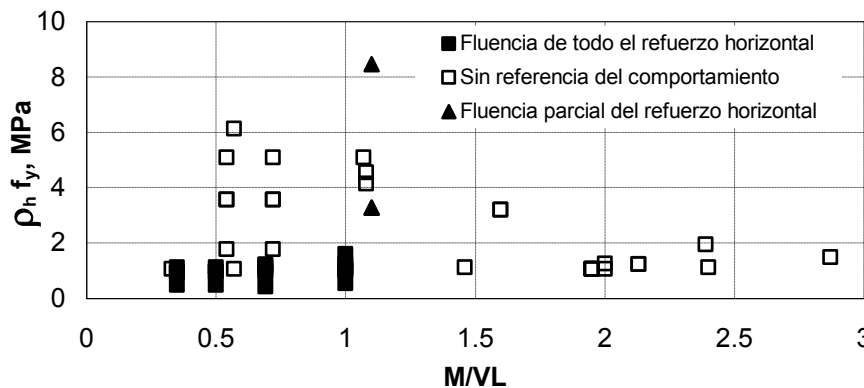
De la figura 6.12 se puede observar que en todos los casos, la resistencia de los muros con refuerzo vertical solamente, es menor que la correspondiente a los muros sin ningún refuerzo en el alma. Excepto por uno de los muros de la gráfica (construido con concreto celular), todas las resistencias son mayores que la resistencia establecida en el ACI.

En la figura 6.13 se presenta la influencia de la cuantía de refuerzo vertical en la resistencia. En la gráfica se incluye una tendencia de ajuste para los datos presentados. En el eje de las abscisas se presenta la cuantía de refuerzo vertical multiplicada por el esfuerzo de fluencia medido de las barras de acero del refuerzo ( $f_y$ ) y en el eje de las ordenadas se presenta el cociente obtenido entre la resistencia de los muros sin refuerzo horizontal y la resistencia de los muros sin refuerzo en el alma. A esta última relación se le denominará en lo sucesivo  $\eta_v$ . De la figura 6.13 se observa que en todos los casos el valor de  $\eta_v$  calculado es menor que uno. El factor  $\eta_v$  menor que uno es consistente con la analogía de los campos de compresión modificada descrita en el Apéndice W.



**Figura 6.13 Efecto de la cuantía de refuerzo vertical en la resistencia**

Para determinar la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia, se seleccionaron de la base de datos los muros que se instrumentaron internamente en los ensayos (Alcocer y Pineda, 2004; Hidalgo et al., 2002; López, 2001). En estos muros se tiene referencia del comportamiento del refuerzo horizontal. En la figura 6.14 se presentan los datos disponibles.

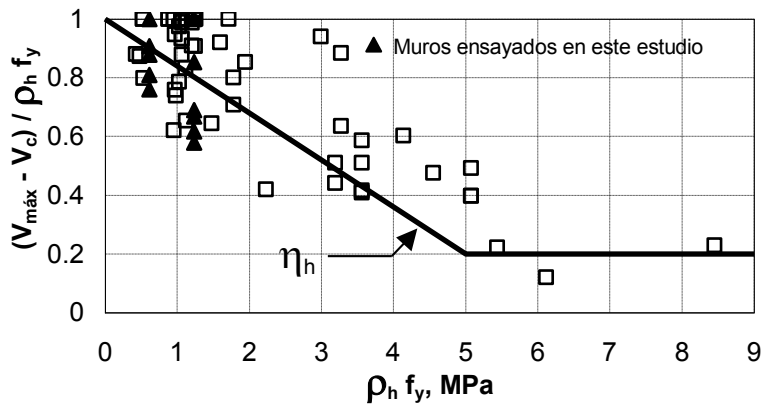


**Figura 6.14 Efecto de la relación M/VL en el comportamiento del refuerzo horizontal**

De la figura 6.14 se observan que el número de muros en los que se desconoce el comportamiento del refuerzo horizontal interior es alto. Para cuantías de refuerzo horizontal  $\rho_h f_y < 1.5$  MPa con relación  $M/VL \leq 1$ , se observó la fluencia de todo el refuerzo horizontal en la mayoría de los casos. Cuando la relación  $\rho_h f_y > 2$  MPa, en los únicos dos casos que se tiene referencia del comportamiento del refuerzo horizontal se presentó la fluencia parcial del refuerzo.

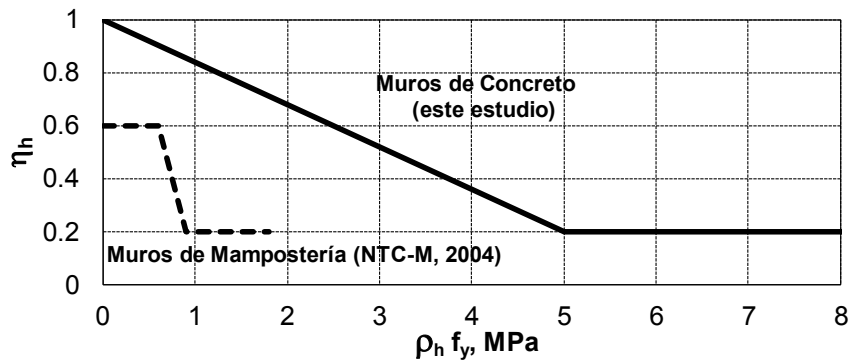
En lo que respecta a la cuantía de refuerzo horizontal, en el estudio de Wood, (1990) se concluye que la resistencia a cortante calculada conforme al reglamento ACI puede sobreestimar la resistencia en muros con cuantías de refuerzo horizontal mayores que 1.5 veces la mínima cuantía de refuerzo establecida en el

reglamento ACI (0.0025). En el modelo de cortante desarrollado para ménsulas por Ruso et al., (2006), se considera que el esfuerzo de fluencia promedio del refuerzo horizontal es de  $0.5 f_y$ . Ensayes experimentales realizados en muros de mampostería reforzados horizontalmente han demostrado que al incrementar la cuantía de refuerzo horizontal, se reduce la efectividad de la participación del refuerzo horizontal en la resistencia (Zepeda et al., 1997). Las observaciones anteriores se consideraron para aplicarla en los muros de concreto. Para los datos disponibles, se obtuvo el cociente entre la resistencia residual y la resistencia del refuerzo horizontal. La resistencia residual se calculó como la diferencia de la resistencia experimental menos la resistencia del modelo lineal de la figura 6.11, realizando la corrección con el factor de reducción dependiente de la cuantía de refuerzo vertical presentado en la figura 6.13. Los cocientes se presentan en la figura 6.15, se incluye un factor de eficiencia ajustado para los datos. Se buscó una función para el factor de eficiencia que fuera sencilla, simple, útil para la práctica y que, además, en su aplicación disminuyera la dispersión. De la figura se observa que, aún cuando la dispersión es alta, existe buena relación entre el factor de eficiencia propuesto con el promedio de los datos experimentales.



**Figura 6.15 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal**

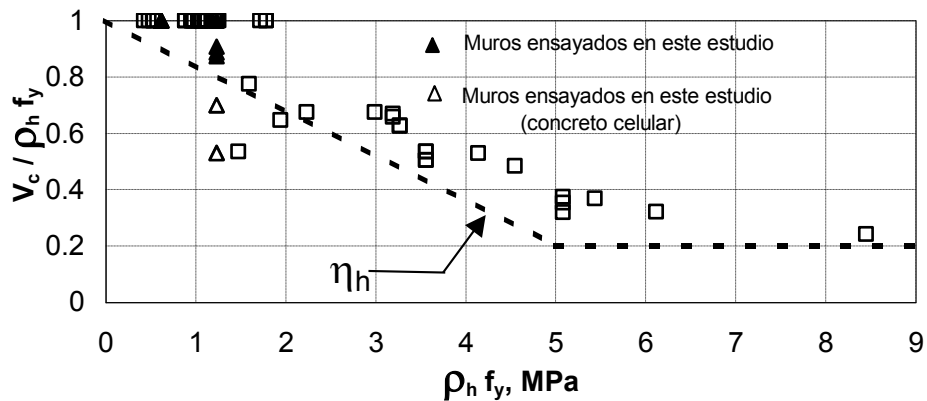
En la figura 6.16 se presenta los factores de eficiencia establecidos para mampostería (NTC-M, 2004) y el obtenido para muros de concreto en este estudio. El factor  $\eta_h$  calibrado para muros de mampostería fue obtenido a partir de medir las deformaciones del refuerzo horizontal y compararlas con las teóricas. El factor  $\eta_h$  presentado para muros de concreto ha sido derivado de tendencias de resultados experimentales suponiendo que la resistencia nominal de un muro de concreto está dada por la contribución del concreto más la contribución del refuerzo horizontal, esto es,  $V_n = V_c + V_s$  y postulando que la contribución del refuerzo horizontal está dada por:  $V_s = \eta_h \rho_h f_y A$ . Sería ideal que a partir de ensayos se derivara el factor  $\eta_h$  para muros de concreto.



**Figura 6.16 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal para muros de concreto y muros de mampostería**

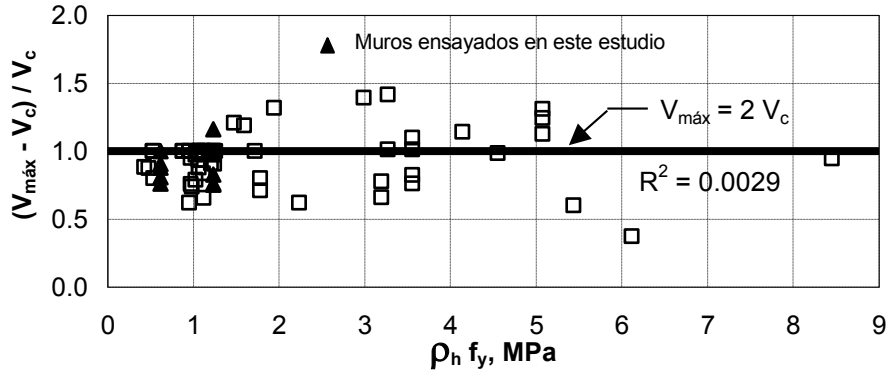
De la figura 6.16 se observa que el factor de eficiencia ajustado para muros de concreto es mayor que el establecido para mampostería. Aún más, mientras que para un esfuerzo  $\rho_h f_y = 1$  MPa, la eficiencia  $\eta$  de la mampostería alcanza su valor más bajo (0.20), para concreto apenas experimenta una reducción menor que el 20% (0.8). Al tener el concreto mayor resistencia a la tensión diagonal en comparación con la mampostería, se requiere de una mayor cantidad de refuerzo horizontal para mantener el equilibrio en las superficies de falla agrietadas, por lo que se vuelve más eficiente la contribución del refuerzo horizontal.

En la metodología sugerida por el método de puntales y tensores (Hwang y Lee, 2002), la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a cortante depende de la contribución del concreto a la resistencia ( $V_c$ ), (Apéndice I). Esta última observación se consideró para buscar una relación directa entre la eficiencia del refuerzo horizontal en función de la contribución del concreto a la resistencia. Para los datos disponibles, se obtuvo el cociente entre la contribución a la resistencia a cortante del concreto  $V_c$  y la contribución a la resistencia del refuerzo horizontal suponiendo que fluye todo este refuerzo. La contribución a la resistencia a cortante del concreto  $V_c$  se calculó con el modelo lineal ajustado en la figura 6.11 corregida con el factor de reducción dependiente de la cuantía de refuerzo vertical presentado en la figura 6.13. Los cocientes calculados se presentan en la figura 6.17; se incluye el factor de eficiencia ajustado para los datos de la figura 6.15. De la figura 6.17 se observa que existe una buena correlación entre el factor de eficiencia propuesto, con los datos experimentales, además, las tendencias y dispersiones de las figuras 6.15 y 6.17 son similares. Para los muros ensayados en este estudio, los valores más bajos corresponden a los muros construidos con una cuantía de refuerzo equivalente a la mínima establecida en el RDF y con concreto celular.



**Figura 6.17 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal en función de la contribución a la resistencia a cortante por tensión diagonal de concreto  $V_c$**

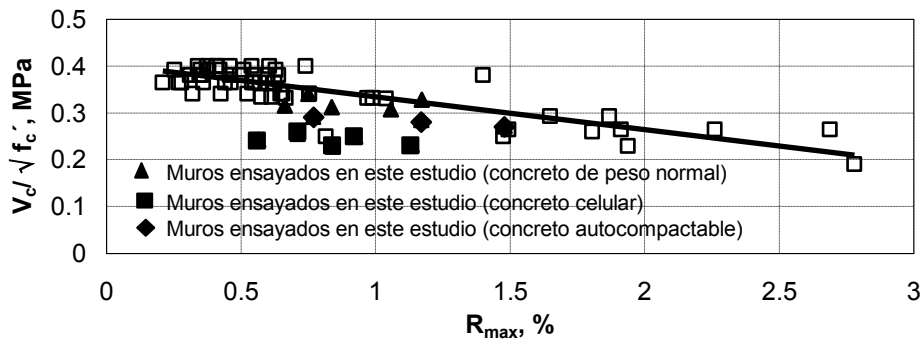
Puesto que el denominador de los cocientes localizados en el eje de las abscisas de las figuras 6.15 y 6.17 es el mismo y dada la similitud de los valores encontrados en dichas gráficas, se estudió la relación entre  $(V_{m\acute{a}x} - V_c) / V_c$  vs.  $\rho_h f_y$ . En el eje de las ordenadas de la figura 6.18 se presenta el cociente  $(V_{m\acute{a}x} - V_c) / V_c$ . De la figura 6.18 se observa que en una buena parte de los casos, el valor del cociente es cercano a uno. El valor de la constante estadística  $R^2$  es cercano a cero. Cuando el cociente es igual a uno, significa que la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia es igual a la contribución del concreto  $V_c$ . En este caso, la resistencia a cortante está dada por:  $V_{m\acute{a}x} = 2 V_c$ .



**Figura 6.18 Cocientes  $(V_{m\acute{a}x} - V_c) / V_c$  con respecto a la cuantía de refuerzo horizontal**

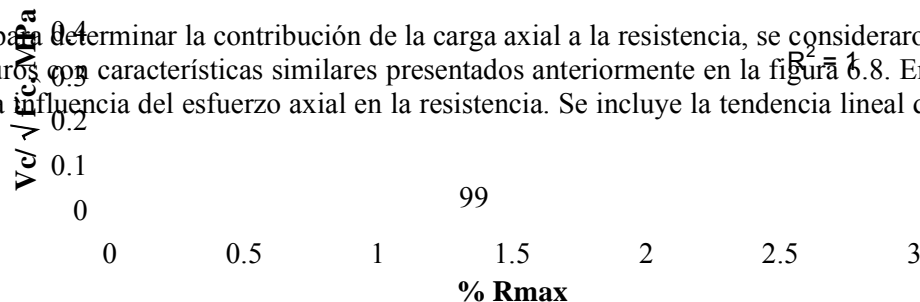
A continuación se trató de encontrar una relación entre la resistencia a cortante de los muros y su distorsión. En estudios realizados con bases de datos de columnas que presentaron fallas por cortante, se ha encontrado que la resistencia se reduce conforme se incrementa la ductilidad (Sezen y Moehle, 2004; Priestley et al. 1994). En ambos estudios se recomienda incluir un factor  $k_t$  para considerar la disminución de resistencia a cortante. En la propuesta de Sezen y Moehle, el factor  $k_t$  afecta a la contribución a la resistencia del concreto y a la contribución a la resistencia del refuerzo. Por su parte, Priestley et al. recomiendan incluir un factor  $k_t$  que afecta sólo a la contribución del concreto a la resistencia.

Con la base de datos de este estudio se buscaron tendencias de comportamiento para observar el efecto de la distorsión en la resistencia. En la figura 6.9, se incluyen los resultados de muros de concreto sin elementos de borde con falla a cortante en tensión diagonal. No se aprecia una tendencia clara de comportamiento. En la figura 6.10, se presentó una selección de muros y sólo se consideraron aquéllos en los cuales la cuantía de refuerzo horizontal fuera igual o mayor que la cuantía de refuerzo vertical. En la gráfica se observa una disminución de la resistencia conforme se incrementa la distorsión asociada a la resistencia. En la figura 6.19 se presenta el efecto de la distorsión en la contribución a la resistencia a cortante del concreto  $V_c$ . La resistencia  $V_c$  se calculó con el modelo lineal de la figura 6.11 corregida con el factor de reducción dependiente de la cuantía de refuerzo vertical presentado en la figura 6.13. De la figura 6.19 se aprecia que, en términos generales, la contribución del concreto  $V_c$  es inversamente proporcional a la distorsión. De la figura 6.19 se observa una buena relación entre la ecuación lineal y los datos experimentales. Los muros construidos con concreto celular se localizan debajo de la línea de tendencia en todos los casos.

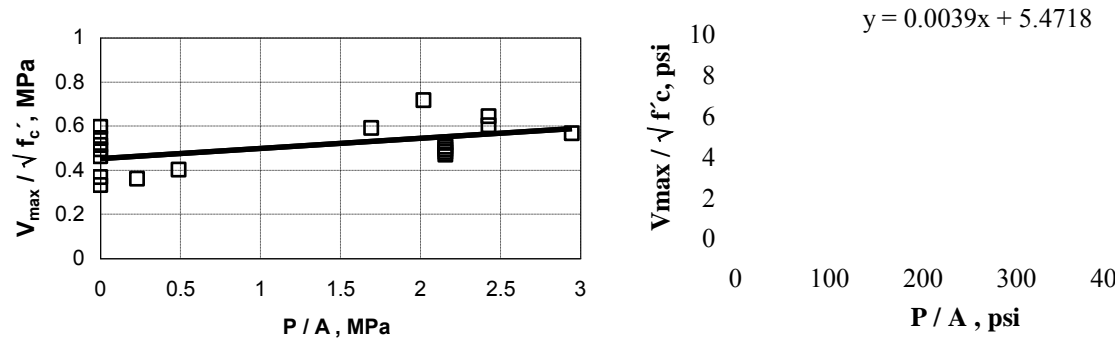


**Figura 6.19 Relación entre la resistencia a cortante  $V_c$  y la distorsión a la resistencia ( $\%R_{max}$ )**

Finalmente, para determinar la contribución de la carga axial a la resistencia, se consideraron de la base de datos, los muros con características similares presentados anteriormente en la figura 6.8. En la figura 6.20 se presenta la influencia del esfuerzo axial en la resistencia. Se incluye la tendencia lineal de los datos. La



pendiente de la línea de tendencia es igual a 0.0456, no obstante, para efectos prácticos puede considerarse igual a 0.04.



**Figura 6.20 Influencia de la carga axial ( $P/A$ ) en la resistencia normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto  $V_{max} / \sqrt{f'_c}$  (muros con  $\rho_h \leq 1\%$ ;  $M/VL \geq 1$ ;  $\rho_h \approx \rho_v$ )**

Una vez detectadas las variables que influyen en la resistencia a cortante por tensión diagonal de un muro de concreto conforme a la mecánica de materiales descrita en el Apéndice W y después de establecer las ecuaciones con base en las tendencias de cada variable, la resistencia de un muro de concreto está dada por la siguiente ecuación

$$V_{max} = V_c + V_s = (\alpha\eta_v + 0.04\sigma) \sqrt{f'_c} + \eta_h \rho_h f_y \quad (\text{MPa}) \quad (6.1)$$

La resistencia a cortante por tensión diagonal de un muro de concreto depende de la resistencia de concreto  $V_c$  más la resistencia del refuerzo horizontal  $V_s$ .

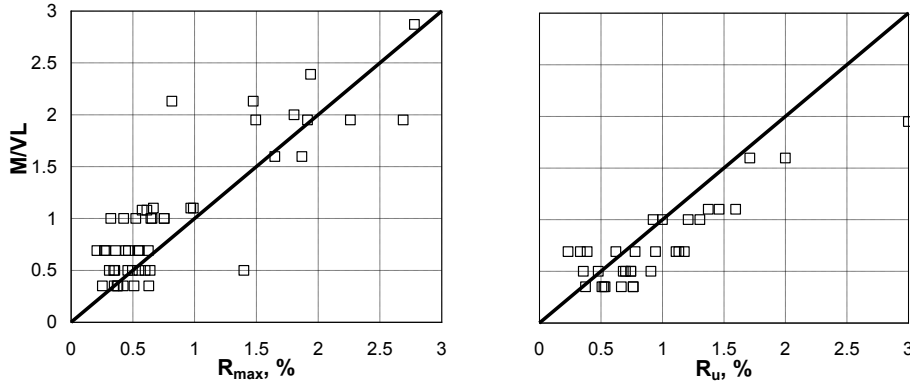
El factor  $\alpha$  de la ecuación 6.1 está dado por la ecuación lineal ajustada en las figuras 6.11 y 6.19, la ecuación lineal ajustada en las figuras 6.11 y 6.19 está dada por

$$\alpha = 0.42 - 0.08 M/VL \quad \text{MPa} \quad (6.2)$$

$$\alpha = 0.42 - 0.08 R_{max} \quad \text{MPa} \quad (6.3)$$

De acuerdo con la ecuación 6.2, en la medida que la relación  $M/VL$  es menor, se incrementa la resistencia. Como se comentó en el capítulo cuatro, para muros ensayados en voladizo, la relación  $M/VL$  es igual que la relación de aspecto  $H/L$ . De acuerdo con la ecuación 6.3 en la medida que el muro desarrolla una menor distorsión a la resistencia, el factor  $\alpha$  es mayor y la resistencia se incrementa.

En la figura 6.21 se presenta la relación entre la distorsión a la resistencia en porcentaje ( $\%R_{max}$ ) y el cociente  $M/VL$ ; así como la relación entre la distorsión última en porcentaje ( $\%R_u$ ) y el cociente  $M/VL$ . La distorsión última se determinó en el punto en el que la resistencia cae 20%. De la figura se observa que existe una buena relación entre la distorsión máxima y el cociente  $M/VL$ , esto explica que los factores para calcular la constante  $\alpha$  dados por las ecuaciones 6.2 y 6.3 sean iguales cuando se utiliza la relación  $M/VL$  o la distorsión máxima ( $\%R_{max}$ ) en el cálculo de la contribución del concreto a la resistencia  $V_c$ . En términos generales, la distorsión última es ligeramente mayor que la relación  $M/VL$ .



**Figura 6.21 Relación entre la distorsión máxima en porcentaje ( $R_{max}$ , %) y el cociente  $M/VL$  y la relación entre la distorsión última en porcentaje ( $R_u$ , %) y el cociente  $M/VL$ .**

En la ecuación 6.1, el factor  $\eta_v$  depende de la cuantía de refuerzo vertical y está dado por la ecuación ajustada en la figura 6.13. La ecuación de la línea recta de la figura 6.13 está dada por

$$\eta_v = 0.75 + 0.05 \rho_v f_y \quad \text{MPa} \quad (6.4)$$

En la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo vertical, aumenta el factor  $\eta_v$  y se incrementa la resistencia. En la ecuación 6.1 cuando no existe refuerzo vertical, no se presenta la reducción de la eficiencia del concreto en transmitir cortante por lo que el factor  $\eta_v$  es igual a uno.

En la ecuación 6.1, la variable  $\sigma$  representa el esfuerzo axial en MPa obtenido como la relación entre la carga y el área. El factor 0.04 es la pendiente de la recta ajustada de la figura 6.20. Incrementando la carga axial aumenta la resistencia a cortante.

El término  $\eta_h$ , representa el factor de eficiencia del refuerzo horizontal que puede ser obtenido de dos formas: calculándolo directamente con la cuantía de refuerzo horizontal o calculándolo en función de la resistencia a cortante por tensión diagonal del concreto,  $V_c$ . En ambas metodologías se obtienen ajustes similares. Cuando el factor  $\eta_h$  es calculado directamente empleando la cuantía de refuerzo horizontal, está dado por la siguiente ecuación ajustada de la figura 6.15

$$\eta_h = 1 - 0.16 \rho_h f_y \geq 0.20 \quad \text{MPa} \quad (6.5)$$

Cuando el factor  $\eta_h$  se calcula en función de la resistencia a cortante por tensión diagonal del concreto  $V_c$ , está dado por la siguiente ecuación ajustada de la figura 6.17

$$\eta_h = \frac{V_c}{\rho_h f_y} \leq 1 \quad (6.6)$$

Empleando la ecuación 6.6 se obtienen los valores de la figura 6.17, similares a los obtenidos con la ecuación 6.5 (figura 6.15). En ambas ecuaciones, incrementando la cuantía de refuerzo horizontal se reduce la eficiencia del refuerzo en transmitir cortante. En la ecuación 6.6, el factor  $\eta_h$  es directamente proporcional a la contribución del concreto a la resistencia ( $V_c$ ). Para un mismo esfuerzo de fluencia del refuerzo, incrementando la resistencia  $V_c$  aumenta el factor de eficiencia  $\eta_h$ . De acuerdo con la ecuación 6.6, en este modelo la relación  $V_c / \rho_h f_y$ , no debe ser mayor que 1. Cuando  $V_c / \rho_h f_y$  es igual a uno, se considera que la resistencia a cortante del concreto es suficiente para lograr que fluya todo el refuerzo horizontal. Cuando la relación  $V_c / \rho_h f_y$  es menor que 1, se considera que no todo el refuerzo horizontal



alcanza la fluencia. Por otra parte, cuando se cumple la condición  $\eta_h < 1$  en la ecuación 6.6, sustituyendo  $V_c / \rho_h f_y$  en la ecuación 6.1 y eliminando términos se obtiene la ecuación

$$V_{m\acute{a}x} = 2 V_c \quad (6.7)$$

En dicho caso, la resistencia total del muro de concreto será de dos veces la contribución al cortante del concreto  $V_c$ . En la figura 6.18 se presentó en el eje de las ordenadas la relación entre la ecuación 6.7 y los valores experimentales.

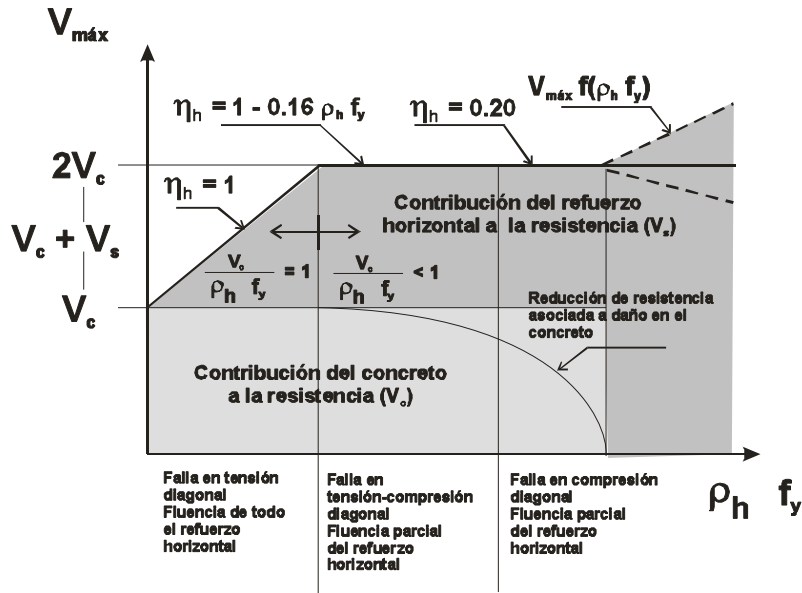
En la figura 6.22 se presenta la contribución del concreto ( $V_c$ ) y del refuerzo horizontal ( $V_s$ ) a la resistencia ( $V_{m\acute{a}x}$ ) conforme al modelo desarrollado en este estudio para la falla a cortante ya sea por tensión o compresión diagonal.

De la figura 6.22 se observa que el comportamiento a cortante en un muro de concreto está dividido en tres regiones. Cada región depende de la cuantía de refuerzo horizontal y de la contribución del concreto a la resistencia a cortante ( $V_c$ ). Los límites de cada región dependen del tipo de falla que se espera.

En la primera región, la falla es por tensión diagonal. De la figura 6.22 se observa que en la primera región, incrementando la cuantía de refuerzo horizontal, aumenta la resistencia  $V_{m\acute{a}x}$ . Para cuantías bajas de refuerzo horizontal, se presenta la fluencia en todas las barras. El factor  $\eta_h$  es igual a uno. Cuando la resistencia del refuerzo horizontal  $V_s$ , iguala la resistencia del concreto  $V_c$ , ( $V_{m\acute{a}x} = 2 V_c$ ), se inicia la etapa de pérdida de eficiencia, en lo que a resistencia se refiere, del refuerzo horizontal (segunda región).

En la segunda región, la falla puede ser indistintamente a tensión o compresión diagonal. El tipo de falla dependerá de si la falla está controlada por el alargamiento (fractura) del refuerzo horizontal (tensión diagonal) o por la resistencia del concreto agrietado (compresión diagonal). El nivel de resistencia  $V_{m\acute{a}x}$  se mantiene, por lo que incrementando la cuantía del refuerzo horizontal se va reduciendo el factor de eficiencia. Por limitaciones de información experimental, en este modelo, la contribución al cortante del concreto  $V_c$  es constante e independiente de la cuantía de refuerzo horizontal, no obstante, incrementando la cuantía de refuerzo horizontal aumenta el nivel de daño en el concreto y la contribución a cortante del concreto puede verse reducida como se aprecia con la línea discontinua en la figura 6.22. Esta reducción sí es considerada en el reglamento AIJ.

La última región corresponde a la falla a compresión diagonal. Se presenta el aplastamiento por compresión del concreto en el alma del muro. Para cuantías altas de refuerzo horizontal, la contribución del concreto a la resistencia podría desaparecer debido al nivel de daño que se presenta en el alma del muro, por lo que la resistencia es función únicamente del refuerzo horizontal tal y como lo considera el reglamento AIJ. Para este nivel de cuantías de refuerzo, la resistencia podría ser mayor o menor que dos veces la contribución del concreto a la resistencia por cortante  $V_c$ . En el reglamento AIJ se considera la nula contribución del concreto a la resistencia para cuantías altas de refuerzo horizontal.



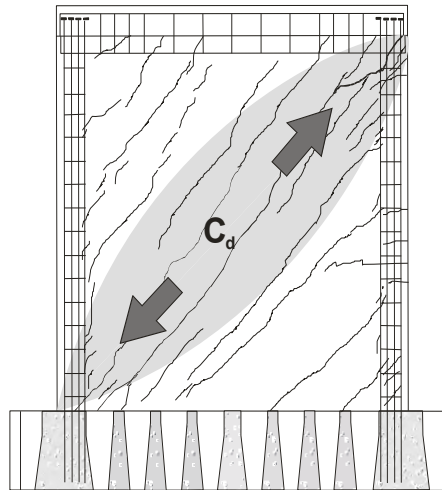
**Figura 6.22 Contribución del concreto ( $V_c$ ) y del refuerzo horizontal ( $V_s$ ) a la resistencia ( $V_{máx}$ ) conforme al modelo desarrollado en este estudio**

6.3.2 Modelo calibrado con el método de puntales y tensores en combinación con las tendencias de los resultados experimentales

El modelo analítico calibrado para calcular la resistencia a tensión diagonal del concreto se formuló con base en el modelo de puntales y tensores, (MPT) (ACI 318-08, Apéndice A) empleando la teoría del ablandamiento del concreto (Hwang y Lee, 2002) y se complementó con el factor de eficiencia calibrado de las tendencias de los resultados experimentales para predecir la resistencia a cortante total de los muros de concreto. De acuerdo con el modelo de ablandamiento del concreto empleando el método de puntales y tensores, la resistencia a cortante del puntal de compresión se obtiene con la ecuación 6.8 (Zhang y Jirsa, 1982). En la figura 6.23 se presenta la zona donde se presenta el puntal de compresión en los muros de concreto.

$$C_d = K_p \zeta f'_c A_{str} \tag{6.8}$$

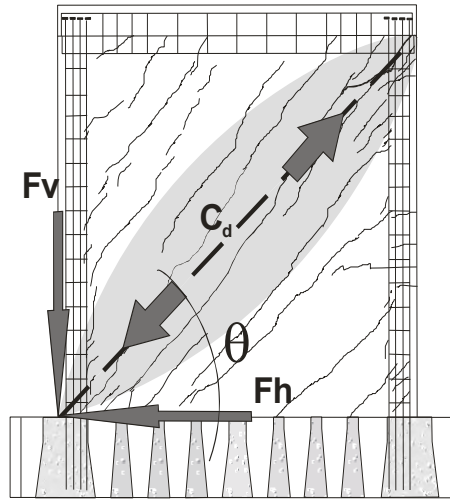
En donde  $K_p$  y  $\zeta$  son valores constantes y  $A_{str}$  es el área del puntal de compresión



**Figura 6.23 Puntal de compresión  $C_d$**

En la ecuación original de Zhang y Jirsa, (1982), los valores de  $K_p$  y  $\zeta$  se obtuvieron empíricamente. Para muros de concreto, Hwang y Lee, (2002), utilizaron valores de  $K_p$  y  $\zeta$  derivados analíticamente empleando los mecanismos resistentes del modelo de ablandamiento de puntales y tensores. La fuerza cortante horizontal es obtenida de la figura 6.24 con la siguiente ecuación

$$F_h = V_u = C_d \cos \theta; \quad V_u = K_p \zeta f_c' A_{str} \cos \theta \quad (6.9)$$



**Figura 6.24 Componente horizontal del puntal de compresión**

en donde  $\theta$  es el ángulo de inclinación del puntal. El ángulo  $\theta$  depende de la relación de aspecto H/L pero estrictamente hablando es función del cociente M/VL y es definido como

$$\theta = \tan^{-1} \frac{M}{VL} \quad (6.10)$$

Para muros sin refuerzo en el alma, la constante  $K_p$  es igual a uno. La constante  $\zeta$  es el coeficiente de ablandamiento del puntal de compresión y está dado por la siguiente ecuación (Zhang y Hsu, 1998)

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f_c'}} \frac{1}{\sqrt{1 + 400 \varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400 \varepsilon_r}} \quad (6.11)$$

donde  $\varepsilon_r$  es la deformación asociada a los esfuerzos principales de tensión que se presentan en la diagonal del muro. El área del puntal de compresión ( $A_{str}$ ) está dado por la siguiente ecuación

$$A_{str} = a_{st} b_s \quad (6.12)$$

donde  $a_{st}$  es la profundidad del puntal de compresión y  $b_s$  es el ancho del puntal de compresión. Para muros de concreto,  $b_s$  puede considerarse igual al espesor del muro  $t$ . Se considera que  $a_{st}$  es igual a la profundidad de la zona de compresión en la base del muro,  $a_w$  (Hwang et al., 2001). Cuando no se considera la carga axial,  $a_w$  esta dado por

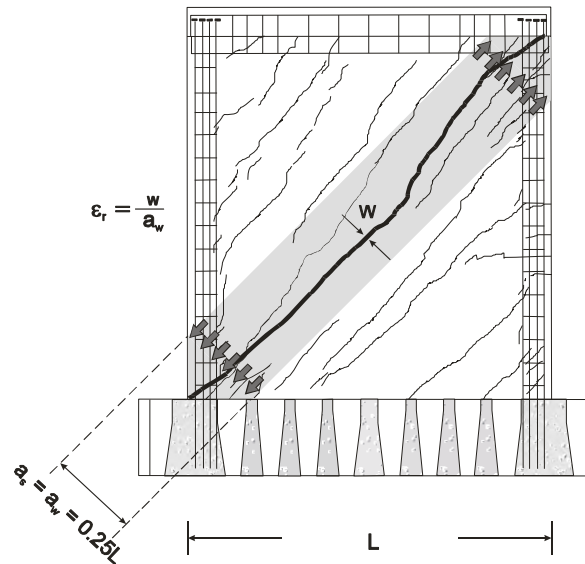
$$a_w = 0.25 L \quad (6.13)$$

Conociendo la anchura de la grieta ( $w$ ) y la profundidad del puntal de compresión ( $a_w$ ) es posible determinar la deformación de los esfuerzos principales de tensión mediante la ecuación 6.14. En la ecuación 6.14, se considera que la grieta principal se desarrolla dentro del puntal de compresión en la

diagonal del muro. En la figura 6.25 se presenta el ancho del puntal de compresión y la deformación de los esfuerzos principales de tensión

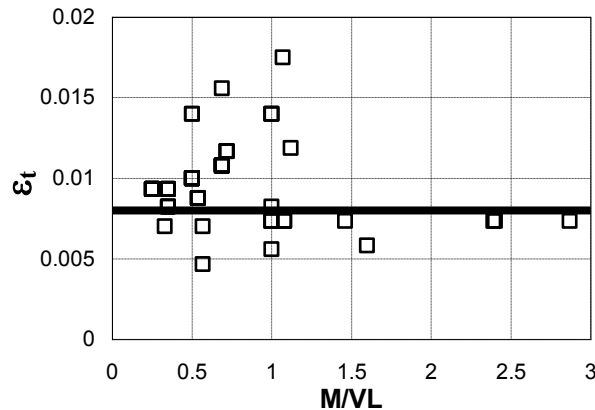
$$\varepsilon_t = \frac{w}{a_w} \quad (6.14)$$

Para los ensayos monótonos y cíclicos realizados en este estudio se encontró que la anchura de la grieta principal al presentarse la resistencia fue de al menos  $w = 4$  mm (Tabla 4.3). En ensayos de vigas que presentaron falla en cortante por tensión diagonal se han medido anchuras de grieta del orden de 5 mm para el punto asociado a la resistencia (Archundia et al., 2007, Uribe et al., 2001).



**Figura 6.25 Ancho del puntal de compresión**

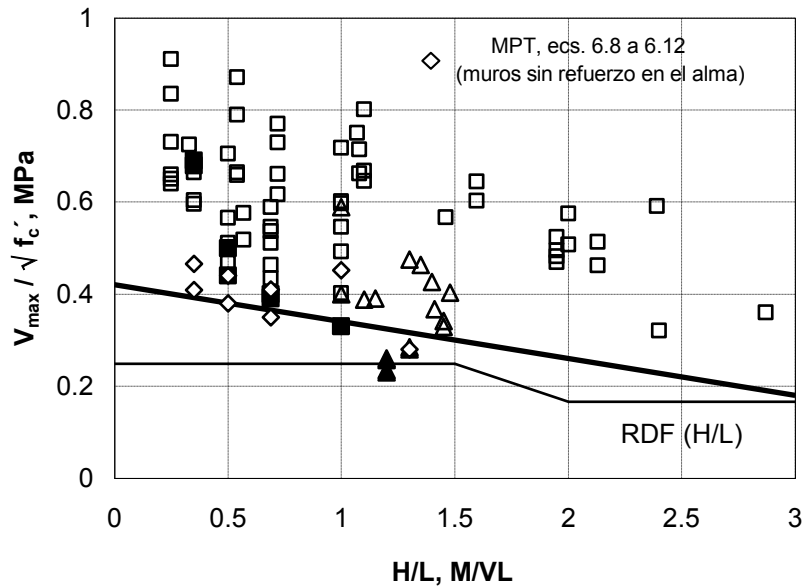
En la figura 6.26 se presentan las deformaciones de los esfuerzos principales de tensión calculados para los muros que integran la base de datos descrita en el capítulo tres empleando las ecuaciones 6.13 y 6.14. En el cálculo de las deformaciones se consideró una anchura de la grieta principal de 4 mm. Sólo se consideraron muros construidos con tamaño máximo del agregado de al menos 10 mm debido a que este fue el mínimo tamaño empleado en los ensayos realizados en este estudio. En la figura se incluye el valor promedio de los datos presentados (0.008).



**Figura 6.26 Deformaciones por tensión obtenidas empleando las ecuaciones 6.12 y 6.13**

Una vez obtenida la deformación por tensión promedio (0.008), utilizando las ecuaciones 6.8 a 6.12 se calculó la contribución del concreto a la resistencia  $V_c$ .

En la figura 6.27 se presenta nuevamente la figura 6.11. Se incluyen con rombos vacíos los datos correspondientes a la resistencia calculada empleando el MPT con las ecuaciones 6.8 a 6.11 para muros sin refuerzo en el alma. Como se comentó en la descripción de la figura 6.11, los puntos cuadrados rellenos corresponden a resultados de ensayos de muros sin refuerzo en el alma, los puntos cuadrados corresponden a resultados de ensayos de muros con refuerzo en el alma, los puntos triangulares corresponden los resultados obtenidos en esta investigación, sin refuerzo (vacíos) y con refuerzo (reellenos), respectivamente. Para los datos calculados con el MPT, de la figura 6.27 se observa un incremento de la resistencia cuando se reducen las relaciones H/L o M/VL. Las resistencias calculadas con el MPT son similares a las obtenidas con la ecuación lineal ajustada para los datos presentados en la figura 6.27.



**Figura 6.27 Efecto de las relaciones H/L o M/VL en la resistencia cortante normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto.**

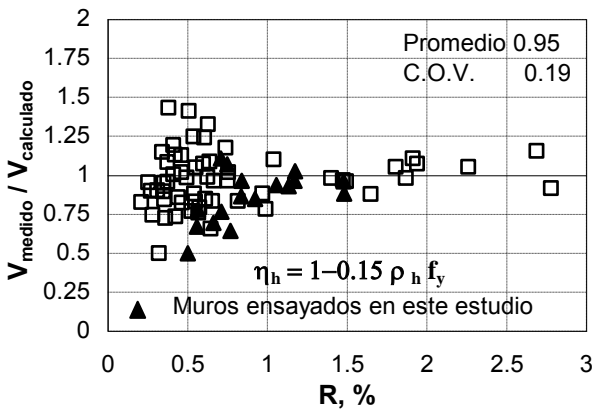
Una vez calibrada la contribución a la resistencia a cortante del concreto con el MPT, es posible calcular la resistencia a tensión diagonal de un muro de concreto mediante la ecuación 6.1.

#### 6.4 Cocientes entre los valores medidos y los calculados con el modelo

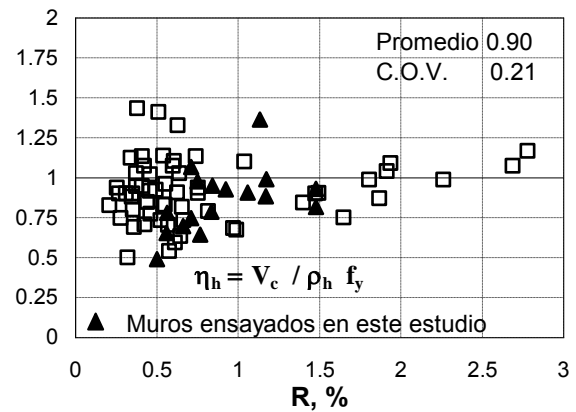
La resistencia asociada a la falla por tensión diagonal de un muro de concreto puede calcularse empleando la ecuación 6.1. El valor de la constante  $\alpha$  puede obtenerse de tres formas: con la ecuación 6.2 en función del cociente M/VL, con la ecuación 6.3 en función de la distorsión a la resistencia ( $\%R_{\text{máx}}$ ); o empleando el MPT con el modelo de ablandamiento del puntal de compresión (ecuación 6.9) con  $K_p=1$  y  $\epsilon_t = 0.008$ . En las figuras 6.28 y 6.29 se presentan los cocientes obtenidos entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación 6.1. En la figura 6.28 se calculó el valor de la constante  $\alpha$  con la ecuación 6.9 mientras que en la figura 6.29 se calculó con las ecuaciones 6.2 y 6.3. Debido a que, como se presentó en la figura 6.21, existe una buena correlación entre la distorsión a la resistencia y el cociente M/VL, en las figuras marcadas con a y b se utilizó la distorsión a la resistencia medida en los ensayos para calcular el ángulo  $\theta$  de la ecuación 6.10. Por su parte, en las figuras marcadas con c y d se utilizó el cociente M/VL en el cálculo del ángulo  $\theta$ . Para los ensayos realizados en esta investigación, la relación M/VL empleada se obtuvo de las deformaciones registradas en la base del muro conforme a lo descrito en el capítulo quinto.

En las figuras 6.28a y 6.29a se utilizó la cuantía de refuerzo horizontal en el cálculo del parámetro  $\eta_h$  (ecuación 6.5). Por su parte, en las figuras 6.28b y 6.29b se utilizó la contribución a cortante del concreto

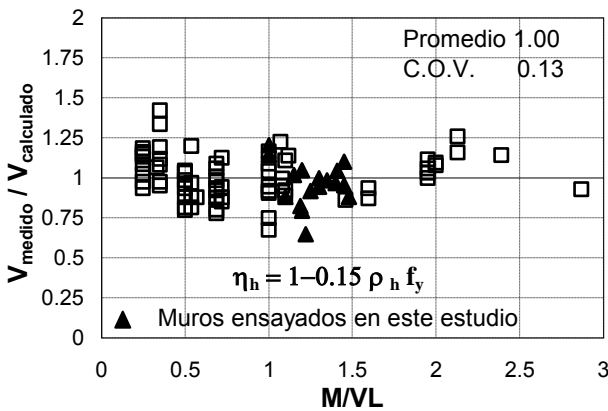
$V_c$  para determinar el parámetro  $\eta_h$  (ecuación 6.6). En las figuras 6.28c y 6.29c se utilizó la cuantía de refuerzo horizontal en el cálculo del parámetro  $\eta_h$  y, finalmente, en las figuras 6.28d y 6.29d se utilizó la contribución a cortante del concreto  $V_c$  para determinar el parámetro  $\eta_h$ . En el caso de los muros de concreto celular, para calcular la contribución del concreto a la resistencia, se multiplicó la resistencia  $V_c$  calculada por el mismo factor que se establece en el reglamento ACI para concreto ligero (0.75). De las figuras 6.28 y 6.29 se observa que los cocientes son similares cuando se consideran cualquiera de los parámetros en el cálculo de la resistencia con la ecuación 6.1. No existe una diferencia significativa en los cocientes calculados considerando la distorsión en porcentaje o la relación M/VL en la estimación de la resistencia. De igual manera, no se presentan grandes diferencias al calcular la resistencia utilizando el factor  $\eta_h$  directamente con la relación  $\rho_h f_y$ , o al considerar el factor  $\eta_h$  dependiente de la contribución a cortante del concreto  $V_c$ .



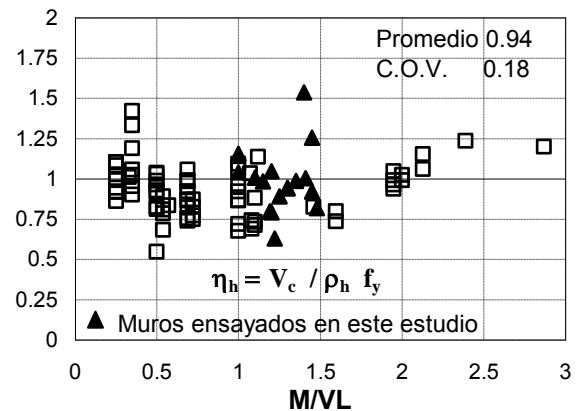
a)



b)

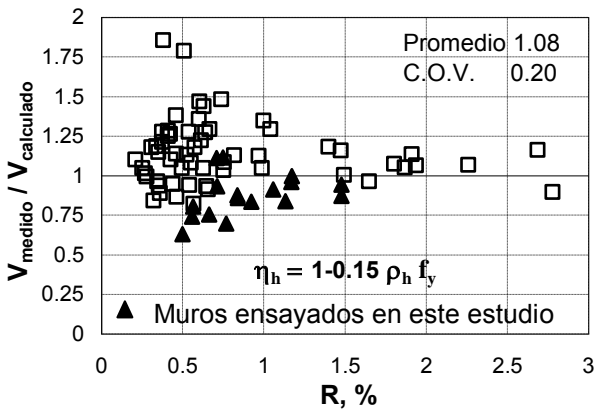


c)

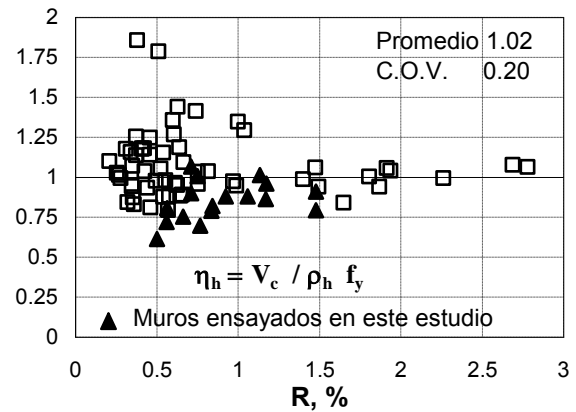


d)

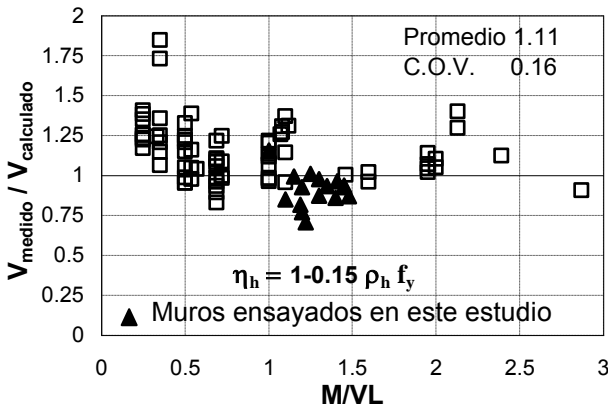
**Figura 6.28 Cocientes entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación 6.1  $\alpha$  calculado con la ecuación 6.9.**



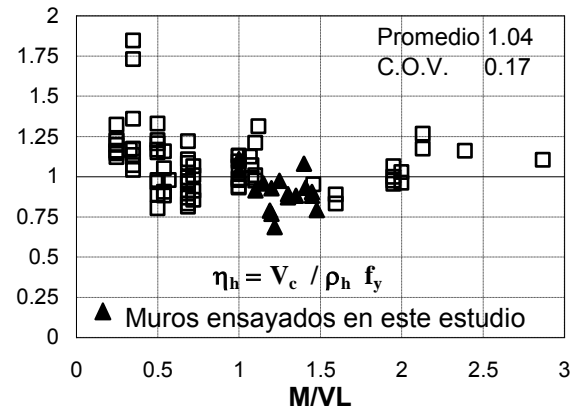
a)



b)



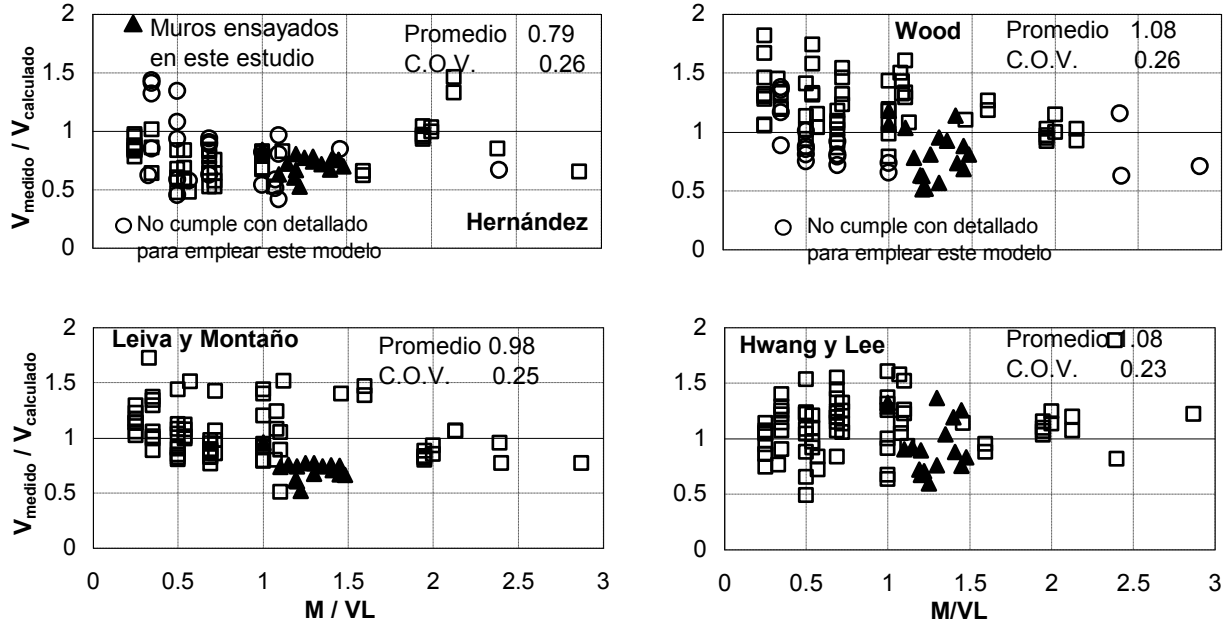
c)



d)

**Figura 6.29 Cocientes entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación 6.1  $\alpha$  calculado con las ecuaciones 6.2 y 6.3.**

En la figura 6.30 se presentan los cocientes calculados entre la resistencia medida y la calculada con modelos desarrollados para cortante descritos en el capítulo tres. Se incluyen los datos experimentales obtenidos en ésta investigación. De la figura 6.30 se observa una mayor dispersión de los valores con relación a los cocientes obtenidos en las figuras 6.28 y 6.29.



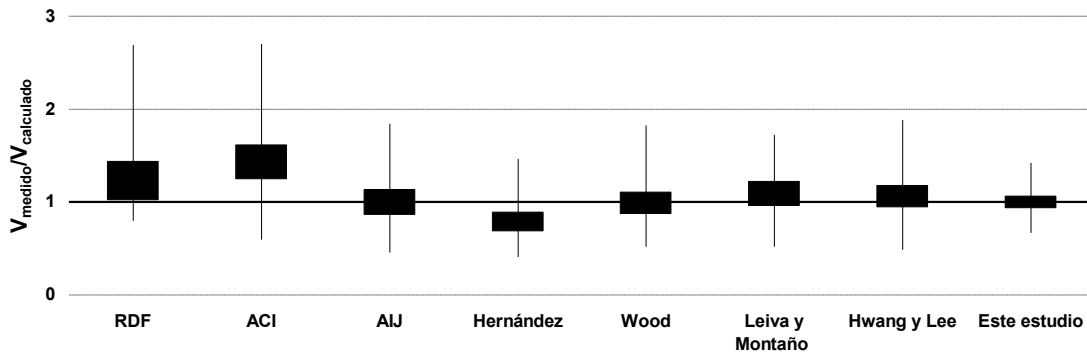
**Figura 6.30 Cocientes entre la resistencia medida y la calculada con los modelos de cortante calibrados para muros de concreto con falla en cortante a tensión diagonal**

En la tabla 6.1 se presenta una comparación entre los valores promedio y los coeficientes de variación calculados de los cocientes para los modelos de cortante desarrollados en este estudio y los modelos de cortante existentes en la literatura. Por su parte, en la figura 6.31 se incluye un gráfico con los valores estadísticos de los modelos. Se presentan los valores máximos y mínimos así como el promedio y la variación de los datos. Debido a la diferencia entre los valores estadísticos, no se incluye el modelo establecido en el diseño sísmico del código europeo (EC8). Los valores máximos y mínimos están representados con la línea para cada modelo. El promedio está representado con el punto medio del rectángulo relleno y la variación de los datos con la amplitud del rectángulo relleno.

**Tabla 6.1 Comparación de los valores de los promedios y coeficiente de variación para los modelos de cortante considerados**

Modelo analítico	Variable	Estado límite	Valor medido Valor calculado	C.O.V.
ACI-318-08, cap. 21	Carga	Resistencia	1.23	0.34
RDF	Carga	Resistencia	1.43	0.26
EC8	Carga	Resistencia	3.46	0.65
AIJ	Carga	Resistencia	1.00	0.27
Hernández, 1980	Carga	Resistencia	0.79	0.26
Leiva y Montaña, 2001	Carga	Resistencia	0.99	0.24
Wood, 1990	Carga	Resistencia	1.09	0.24
Hwang, 2002	Carga	Resistencia	1.06	0.22
Este estudio fig. 6.29a	Carga	Resistencia	1.08	0.20
Este estudio fig. 6.29b	Carga	Resistencia	1.02	0.20
Este estudio fig. 6.29c	Carga	Resistencia	1.11	0.16
Este estudio fig. 6.29d	Carga	Resistencia	1.04	0.17
Este estudio fig. 6.28a	Carga	Resistencia	0.95	0.19
Este estudio fig. 6.28b	Carga	Resistencia	0.90	0.21
Este estudio fig. 6.28c	Carga	Resistencia	1.00	0.13
Este estudio fig. 6.28d	Carga	Resistencia	0.94	0.18





**Figura 6.31 Valores estadísticos de los modelos de cortante**

En lo que respecta al promedio de los cocientes entre la resistencia medida y la resistencia calculada, de la tabla 6.1 se observa que los modelos de reglamento AJJ, Leiva y Montaña y este estudio (fig. 6.28c) presentan valores de la unidad o cercanos a ella, sin embargo, los coeficientes de variación de los modelos AJJ y Leiva y Montaña son de 0.27 y 0.24, mayores en ambos casos al coeficiente de variación obtenido en este estudio (0.13). En la figura 6.31 se observa que los valores máximos y mínimos son cercanos a uno con el modelo propuesto en este estudio. De la tabla 6.1 es posible concluir que el modelo de cortante desarrollado en este estudio y representado con la ecuación 6.1 es al menos igual de preciso que cualquiera de los ocho modelos revisados en la literatura.

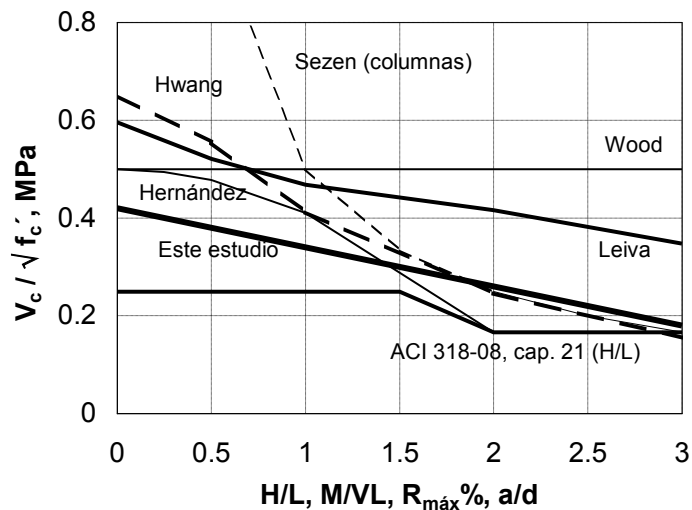
En la tabla 6.2, se presenta la comparación entre las resistencias medidas experimentalmente en esta investigación y las resistencias calculadas con los modelos desarrollados para calcular la resistencia a cortante. Para el caso del modelo desarrollado en este estudio se utilizaron las mismas consideraciones que las descritas en la figura 6.28c.

**Tabla 6.2 Cocientes entre la resistencia medida en los ensayos y la calculada con los modelos de cortante existentes en la literatura y desarrollado en este estudio (ecuación 6.1)**

Muro	$V_{m\acute{a}x}$ (kN) (1)	Hernandez 1980 (2)	Wood 1990 (3)	Leiva 2001 (4)	Hwang 2002 (5)	Este estudio 2008 (6)
MCN0M	297	0.78	0.57	0.67	0.76	0.94
MCN50M	408	0.72	0.78	0.75	0.92	1.02
MCN100M	616	0.83	1.18	0.95	1.29	1.14
MCC0M	229	0.81	0.63	0.74	0.89	1.05
MCC50M	389	0.84	1.07	0.96	1.32	1.20
MCC100M	378	0.63	1.03	0.74	0.91	0.88
MCA0M	276	0.67	0.51	0.61	0.67	0.79
MCA100M	510	0.74	0.95	0.77	1.36	1.00
MCN50C	374	0.76	0.73	0.71	0.88	1.04
MCN100C	472	0.72	0.93	0.74	1.04	0.98
MCC50C	262	0.75	0.88	0.75	1.25	1.10
MCC100C	341	0.67	1.14	0.75	1.19	0.97
MCA50C	388	0.75	0.68	0.67	0.75	0.95
MCA100C	459	0.70	0.81	0.67	0.83	0.88

MCN50C2	336	0.60	0.63	0.61	0.72	0.82
MCC50C2	386	0.77	0.81	0.77	0.60	0.92
MCA50C2	321	0.52	0.52	0.52	0.71	0.65
<b>Promedio</b>		<b>0.72</b>	<b>0.81</b>	<b>0.73</b>	<b>0.95</b>	<b>0.96</b>
<b>C.O.V.</b>		<b>0.11</b>	<b>0.26</b>	<b>0.15</b>	<b>0.26</b>	<b>0.13</b>

En la figura 6.32 se presenta la comparación entre la contribución al cortante del concreto  $V_c$  normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto (factor  $\alpha$ ) para los distintos modelos revisados. Se incluye la recomendación del presente trabajo, la resistencia establecida en el ACI y la resistencia recomendada en modelos que se han desarrollado para muros de concreto con falla en cortante; además, se incluye la recomendación de Sezen y Moehle (2004) desarrollada para columnas con falla en cortante. En la ecuación calibrada en este trabajo el factor  $\alpha$  depende del porcentaje de distorsión a la resistencia ( $R_{m\acute{a}x}$ , %) o de la relación de cortante (M/VL). En el ACI, el modelo de Wood y el modelo de Hwang y Lee, la resistencia depende de la relación de aspecto (H/L). En las recomendaciones de Hernández y Leiva, la resistencia depende de la relación M/VL. Finalmente, en el modelo de Sezen, la resistencia depende de la relación a/d donde la variable a, es la longitud del claro de cortante y d es el peralte efectivo de la columna. El modelo de Sezen es un modelo empírico calibrado para relaciones a/d comprendidas entre 2 y 4. De la figura 6.32 se observa que en todos los modelos se considera un incremento de la resistencia al reducirse ya sea la relación H/L o la relación M/VL. En todas las metodologías, la resistencia recomendada por los modelos desarrollados es mayor que la resistencia que actualmente se establece en el ACI.



**Figura 6.32 Comparación de la contribución a cortante del concreto  $V_c$  normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto (factor  $\alpha$ )**

Para relaciones M/VL menores que 0.5, las resistencias de los modelos de Hwang y Lee, Leiva, Hernandez y Wood son mayores que la calibrada en el presente trabajo. Para relaciones M/VL = 3 se obtienen resistencias similares con todos los modelos excepto con los modelos de Leiva y de Wood. Como se comentó en el capítulo tres, cabe recordar que el modelo recomendado por Wood, fue calibrado con datos experimentales de muros reforzados con al menos la cuantía mínima de refuerzo tanto horizontal como vertical. Para relaciones a/d menores que 1, la resistencia calculada con el modelo de Sezen se incrementa de manera desproporcional en relación a todos los modelos.

En las tablas 6.3 y 6.4 se presenta un resumen de los modelos revisados en este estudio. Se incluyen las ecuaciones, la filosofía de diseño y el efecto de las variables en la resistencia.

**Tabla 6.3 Modelos para calcular la resistencia a cortante de muros de concreto**

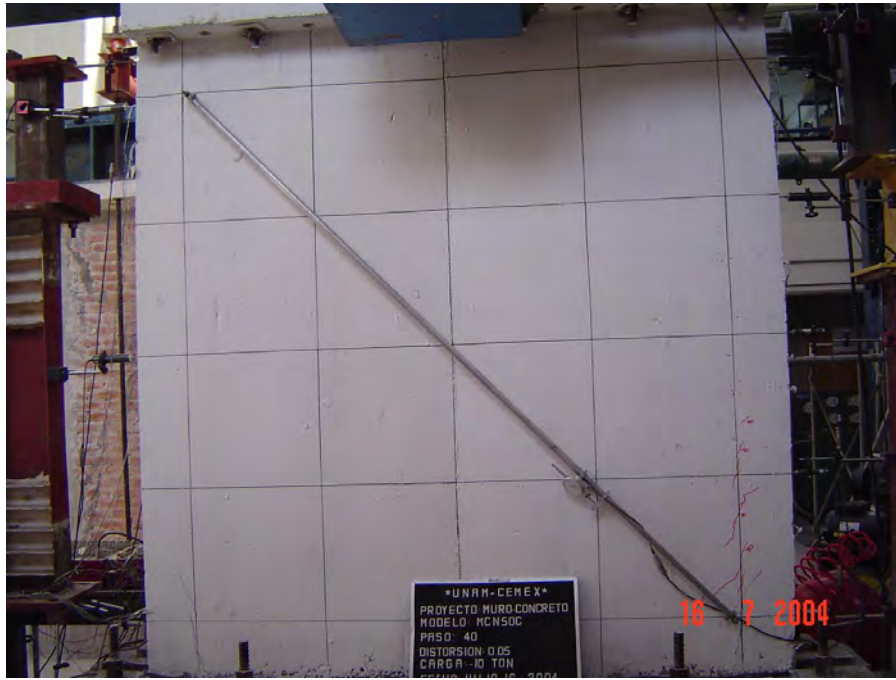
Modelo	Contribución del concreto, $V_c$ , MPa	Contribución del acero, $V_s$
<b>RDF</b>	$H/L \leq 1.5$ ; $V_c = 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} t L$	$V_s = \rho_h f_y F_R t L$
	$H/L \geq 2.0$ ; $\rho_v < 0.015$ ; $V_c = 0.3 F_R t d (0.2 + 20 \rho_v) \sqrt{f_c^*}$ $\rho_v \geq 0.015$ ; $V_c = 0.16 F_R t d \sqrt{f_c^*}$	
<b>ACI-318-08, cap. 21</b>	$V_c = \phi \alpha_c \sqrt{f_c'} t L$ $H/L \leq 1.5$ , $\alpha_c = 0.249$ , $H/L \geq 2.0$ , $\alpha_c = 0.166$ , para valores intermedios de $H/L$ interpola linealmente.	$V_s = \phi \rho_h f_y t L$
<b>EC8</b>	$\frac{N_{sd}}{t L \frac{f_c'}{1.5}} < 0.10$ ; $V_c = 0$ ; $\frac{N_{sd}}{t L \frac{f_c'}{1.5}} > 0.10$ ; $V_c = 0.15 \sqrt{f_c'} t L$	$V_s = [\rho_h (a_s - 0.3) + \rho_v (1.3 - a_s)] f_y t d$
<b>AIJ</b>	$V_c = \frac{\tan \theta (1 - \beta) t L v f_c'}{2} \geq 0$	$V_s = \rho_h f_y t L \cot \zeta$
	$v = v_o = 0.7 - \frac{f_c'}{2000}$ ; $\tan \theta = \sqrt{(H/L)^2 + 1} - H/L$ $\beta = \frac{(1 + \cot^2 \zeta) \rho_h f_y}{v f_c'}$	Para el mecanismo de armadura $\cot \zeta = 1$
<b>Hernández</b>	$V_c = V_o \sqrt{1 + \sigma / V_o}$ ; $\sigma / V_o \leq 5$ $V_o = \left[ 0.5 - 0.09 \left( \frac{M}{VL} \right)^2 \right] \sqrt{f_c'} \geq 0.166 \sqrt{f_c'}$	$M/VL < 0.25$ ; $V_s = \rho_v f_y$ $0.25 < M/VL \leq 1.25$ ; $V_s = \rho_h f_y (M/VL - 0.25) + \rho_v f_y (1.25 - M/VL)$ $M/VL > 1.25$ ; $V_s = \rho_h f_y$
<b>Wood</b>	$V_n = 0.5 \sqrt{f_c'}$	
<b>Leiva y Montaño</b>	$V_c = 0.63 \left[ 1 + 10 \frac{M}{M_n} \rho_{flex} \right] H \left( \frac{M}{VL} \right) f(\mu_\phi) \sqrt{f_c'} t d$	$V_s = \alpha (\rho_h f_y t d)$ $\alpha = 0.70$
	$H \left( \frac{M}{VL} \right) = \begin{cases} 1 - 0.25 \frac{M}{VL} & \text{para } \left( \frac{M}{VL} \right) \leq 1 \\ 0.75 & \text{para } \left( \frac{M}{VL} \right) > 1 \end{cases}$ $f(\mu_\phi) = \begin{cases} 0.90 & \mu_\phi < 1 \\ 1 - 0.10 \mu_\phi & \mu_\phi \geq 1 \end{cases}$	
<b>Hwang y Lee</b>	$V_n = (K_h + K_v - 1) \zeta f_c' A_{str} \cos \theta$ $\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f_c'}} \leq 0.52$ ; $\theta = \tan^{-1} \frac{H}{L}$ ; $A_{str} = a_s b_s$ $a_s = \left( 0.25 + \frac{0.85 \sigma}{f_c'} \right) L$	
<b>Este estudio</b>	$V_c = (\alpha \eta_v + 0.04 \sigma) \sqrt{f_c'}$ ; $\alpha = 0.42 - 0.08 M/VL$ ; $\alpha = 0.42 - 0.08 R_{max}$ $\alpha = \zeta f_c' A_{str} \cos \theta$ $\eta_v = 0.75 + 0.05 \rho_v f_y$	$V_s = \eta_h \rho_h f_y$ ; $\eta_h = 1 - 0.16 \rho_h f_y \geq 0.20$ $\eta_h = \frac{V_c}{\rho_h f_y} \leq 1$

**Tabla 6.4 Observaciones a los modelos para calcular la resistencia a cortante por tensión diagonal de muros de concreto**

Modelo	Observaciones
RDF	$V_c$ es función de H/L, incrementando H/L aumenta la resistencia. La cuantía de refuerzo vertical aumenta la resistencia. Se considera que fluye todo el refuerzo horizontal.
ACI-318-08, cap. 21	$V_c$ es función de H/L, incrementando H/L aumenta la resistencia. Se considera que fluye todo el refuerzo horizontal.
EC8	Para esfuerzos axiales bajos se desprecia $V_c$ . La contribución del acero a la resistencia es función de la cuantía de refuerzo vertical y horizontal. Para cuantías de refuerzo iguales, La contribución del refuerzo a la resistencia es igual que la establecida en RDF
AIJ	En la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo horizontal en el muro, sistemáticamente disminuye la contribución del mecanismo de arco en el concreto. En el reglamento japonés se considera que cuando la cuantía de refuerzo horizontal es alta, el concreto presentará un nivel de daño severo al presentarse la fluencia del refuerzo horizontal por lo que se desprecia su contribución a la resistencia.
Hernández	$V_c$ y $V_s$ son función del cociente M/VL. Incrementando el cociente M/VL se reduce la resistencia $V_c$ . Aumentando la carga axial se incrementa la resistencia $V_c$ . Para M/VL < 0.25, la resistencia $V_s$ es función del refuerzo vertical. Para M/VL > 1.25, la resistencia $V_c$ es función del refuerzo horizontal. Para valores intermedios de M/VL existe una interpolación.
Wood	Con el modelo de Wood se busca establecer un límite inferior de la resistencia a cortante de muros de concreto reforzados al menos con la cuantía mínima establecida en el ACI 318-08. Debido a lo anterior, no se considera la contribución del refuerzo a la resistencia.
Leiva y Montaña	$V_c$ es función del cociente M/VL y de la ductilidad de la curvatura. Incrementando el cociente M/VL y la ductilidad de la curvatura se reduce la resistencia $V_c$ . El modelo considera que fluye sólo el 70% del refuerzo horizontal.
Hwang y Lee	El modelo se formuló con base en un planteamiento de puntales y tensores ajustado con datos experimentales. La resistencia del muro es función del ablandamiento del puntal de compresión. La contribución del refuerzo horizontal a la resistencia depende de la resistencia del concreto.
Este estudio	En el modelo se mantiene el enfoque de la mayoría de los modelos descritos, esto es, la resistencia depende de la contribución de concreto más la contribución del acero. La contribución del concreto puede determinarse de tres formas: con base en el cociente M/VL, con relación a la distorsión a la resistencia o mediante el empleo de la analogía del ablandamiento del concreto. El esfuerzo axial incrementa la resistencia $V_c$ . La cuantía de refuerzo vertical reduce la efectividad del concreto en transmitir cortante. La contribución del acero a la resistencia considera el empleo de un factor de eficiencia. En la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo horizontal se reduce el factor de eficiencia.

### 6.5 Resistencia y capacidad de desplazamiento al agrietamiento por flexión, ( $V_f$ , % $R_f$ )

Como se comentó en el capítulo cuarto, el daño inicial de los muros de concreto se manifiesta por agrietamientos debidos a la flexión cerca de la base de los muros. A pesar de que los agrietamientos por flexión son el inicio de la falla de un muro de concreto, existe poca evidencia experimental en la literatura para documentar la resistencia y el desplazamiento al que se presentan dichos agrietamientos. En la figura 6.33 se presenta el muro MCN50C con la presencia de los primeros agrietamientos por flexión en la base del muro.



**Figura 6.33 Agrietamientos por flexión en la base del muro MCN50C**

Para este nivel de comportamiento la respuesta se encuentra muy cerca de la respuesta elástica. Es común analizar la sección horizontal como un elemento en flexión y determinar la resistencia y capacidad de desplazamiento con los fundamentos realizados para elementos de concreto reforzado considerando al muro como un elemento en flexocompresión. En este estudio, con base en los resultados obtenidos en los ensayos de muros de concreto se ajustó la ecuación 6.15 para establecer el punto al que se presenta el agrietamiento por flexión del muro de concreto.

$$\%R_f = 0.01 + 0.005 (H/L) \quad (6.15)$$

Una vez conocido el desplazamiento, y con la rigidez elástica del muro considerándolo como un elemento en voladizo (ecuación 5.2), es posible obtener la resistencia al agrietamiento por flexión ( $V_f$ ) mediante la siguiente ecuación

$$V_f = \frac{k}{R_f H} \quad (6.16)$$

en donde H es la altura del muro y k es la rigidez elástica del muro.

### 6.6 Resistencia al agrietamiento diagonal, $V_{agr}$

Como se comentó en el capítulo tres, la contribución del concreto a la resistencia  $V_c$  establecida en el reglamento ACI 318-08 (ecuación H.10;  $V_c = \phi \alpha_c \sqrt{f'_c} t L$ ), está enfocada a tratar de predecir la resistencia de agrietamiento diagonal del concreto  $V_{agr}$ . Para los datos existentes, los cocientes entre la resistencia de agrietamiento medida con respecto a la resistencia calculada con la ecuación H.10 se presentan en la figura 3.11a. Tu et al. (2006), con base en la resistencia de materiales proponen la ecuación 3.2 para calcular la resistencia al agrietamiento, los cocientes entre la resistencia medida y la calculada se presentan en la figura 3.11b. Hidalgo et al. (2002) proponen la ecuación H.10 empleando un factor de 1.12 para muros con cocientes  $M/VL < 1$ , los cocientes entre la resistencia de agrietamiento medida con respecto a la resistencia calculada con el modelo de Hidalgo et al. se presentan en la figura 3.11c.

Se ha encontrado experimentalmente que el primer agrietamiento inclinado no cubre completamente la longitud del muro. En la figura 6.34 se presenta, para los ensayos realizados en este estudio, la longitud del muro que cubre el agrietamiento inclinado. Por otra parte, la anchura de la grieta es del orden de 0.3 a 0.6 mm (Hidalgo y Jordan, 1996; Velásquez, 2005). Empleando una anchura de grieta de 0.5 mm y considerando que el agrietamiento se presenta en el 40% de la longitud del muro (figura. 6.34), utilizando la ecuación 6.9 se obtienen los cocientes de la figura 6.35a. De las tendencias encontradas experimentalmente se calibró la ecuación 6.17 para calcular la resistencia al agrietamiento. Los cocientes entre la resistencia de agrietamiento medida con respecto a la resistencia calculada con la ecuación 6.17 se presentan en la figura 6.35b. En la figura 6.36 se presentan las resistencias del concreto calculadas para los puntos de agrietamiento ( $V_{agr}$ , ecuación 6.17), a la resistencia ( $V_{m\acute{a}x}$ , ecuación 6.1) y la establecida en el reglamento ACI 318-08 cap. 21.

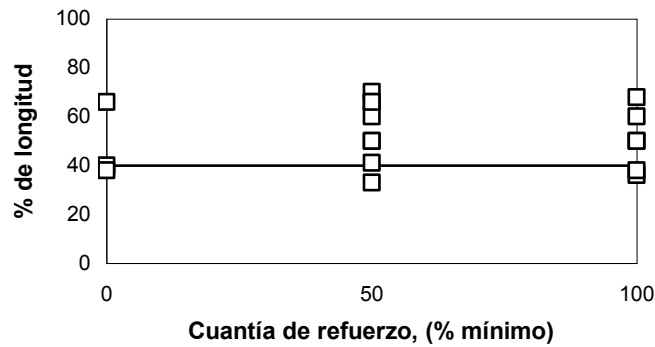
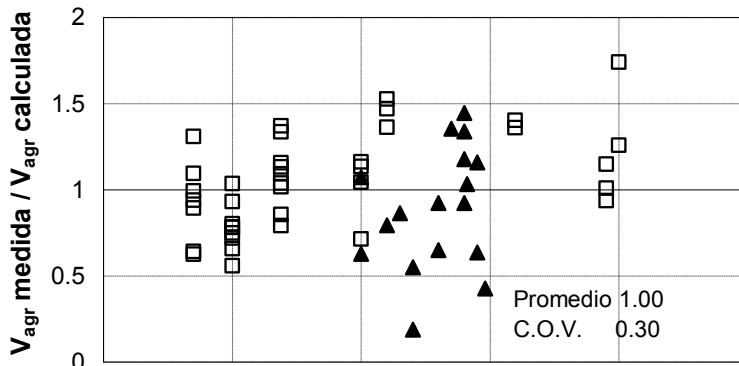


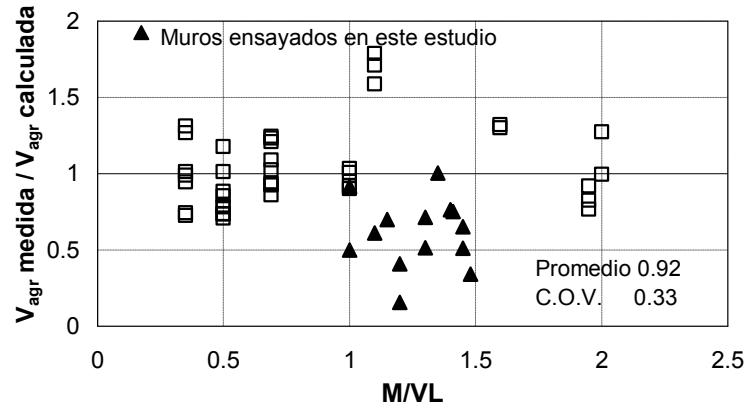
Figura 6.34 % de la longitud del muro que cubre el agrietamiento inclinado

$$V_{agr} = (0.32 - 0.045M/VL) \sqrt{f'_c} \tag{6.17}$$



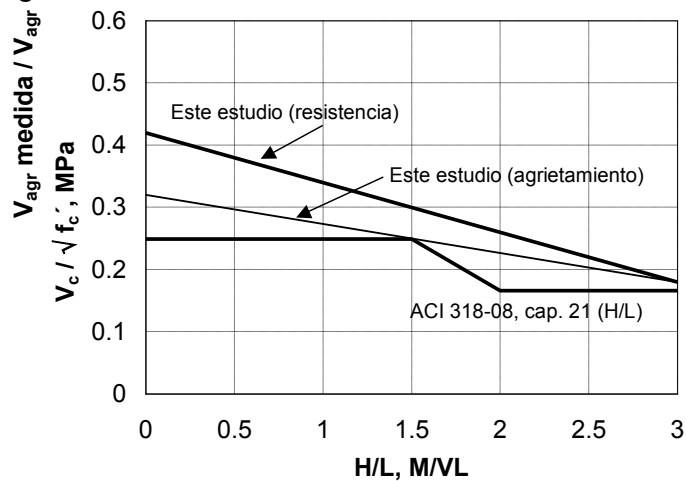
a) Este estudio, ecuación 6.9

Figura 6.35 Cocientes entre la resistencia de agrietamiento medida con respecto a la resistencia calculada



b) Este estudio, ecuación 6.17

**Figura 6.35 Cociente entre la resistencia de agrietamiento medida con respecto a la resistencia calculada, (Continuación)**



**Figura 6.36 Comparación entre las resistencias del concreto calculadas al agrietamiento (ecuación 6.17), a la resistencia (ecuación 6.1), y la contribución del concreto a la resistencia establecida en el reglamento ACI 318-08 cap. 21**

De la figura 6.36 se observa que la contribución al cortante del concreto es mayor para el estado asociado a la resistencia en comparación con la contribución al cortante del concreto para el estado de agrietamiento para relaciones  $M/VL$  menores que dos. En la medida que el muro tiende a cocientes  $M/VL$  mayores, la contribución del concreto a la resistencia tiende a ser similar para los puntos de agrietamiento y resistencia, al grado que para cocientes  $M/VL$  igual que tres, la contribución del concreto a la resistencia es igual para ambos estados de daño.

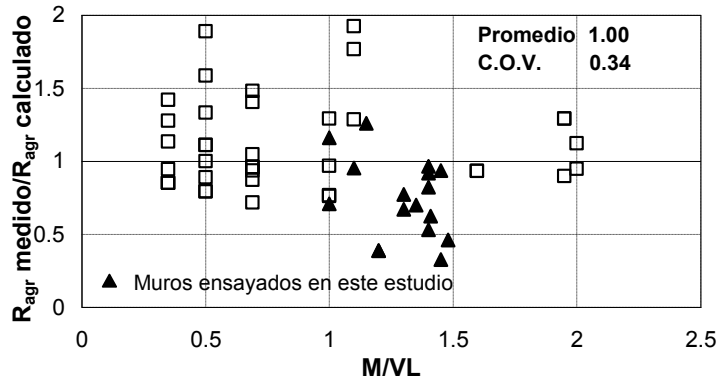
### 6.7 Capacidad de desplazamiento

Como se comentó en la sección 3.12 en las nuevas metodologías de diseño de estructuras que actualmente se encuentran en desarrollo (diseño por desempeño) es particularmente importante conocer el comportamiento carga lateral-desplazamiento de cada elemento estructural y el de la estructura completa. Existen pocos estudios referentes a la evaluación de la capacidad de desplazamiento de muros de concreto que presentan falla en cortante (Hidalgo et al., 2002; Tu et al., 2006). En este estudio, con base en las tendencias de los resultados experimentales se calibraron ecuaciones para calcular la capacidad de desplazamiento asociada a los tres estados límite descritos en el capítulo tres.

6.7.1 Desplazamiento al agrietamiento diagonal

Como se comentó en el capítulo tres, la distorsión es una medida del desplazamiento. Para calcular la distorsión al agrietamiento ( $R_{agr}$ ), en este estudio se calibró la ecuación 6.18. De acuerdo con este modelo, la distorsión al agrietamiento depende del cociente  $M/VL$ . En la medida que se incrementa el cociente, aumenta el nivel de distorsión. En la figura 6.37 se presentan los cocientes obtenidos con la ecuación 6.18.

$$\% R_{agr} = 0.025 + 0.13 M/VL \tag{6.18}$$



**Figura 6.37 Cocientes entre la distorsión al agrietamiento medido y el calculado con la ecuación 6.18**

6.7.2 Desplazamiento a la resistencia

Para calcular la distorsión a la resistencia ( $R_{m\acute{a}x}$ ), con base en las tendencias de los resultados experimentales, en este estudio se calibró la ecuación 6.19. En la ecuación 6.19 la capacidad de desplazamiento depende de las deflexiones por flexión y cortante. En la ecuación 6.20,  $V$  es la fuerza actuante en kN,  $H$  la altura del muro en mm,  $E$  el módulo de elasticidad del concreto igual que  $4400\sqrt{f'_c}$  (MPa);  $I$  es el momento de inercia de la sección agrietada ( $I = 0.7 I_g$ ),  $I_g$  es el momento de inercia de la sección bruta. En la ecuación 6.21,  $A$  es el área de la sección horizontal del muro ( $\text{mm}^2$ ) y  $L$  la longitud del muro en mm. Los cocientes entre la distorsión a la resistencia medida y la distorsión calculada con las ecuaciones 6.19 a 6.21 se presentan en la figura 6.38.

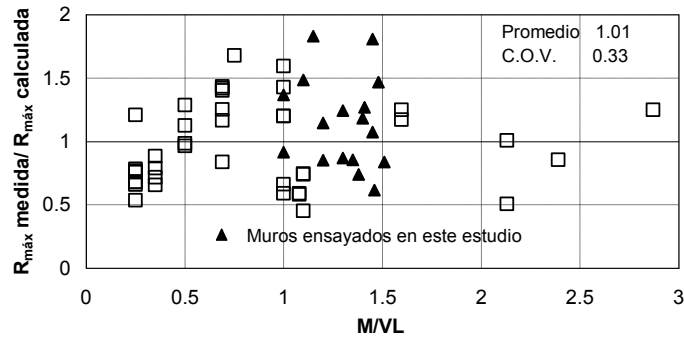
$$\delta_{max} = \delta_f + \delta_s \tag{6.19}$$

$$\delta_f = \frac{VH^3}{3EI} \quad \text{MPa} \tag{6.20}$$

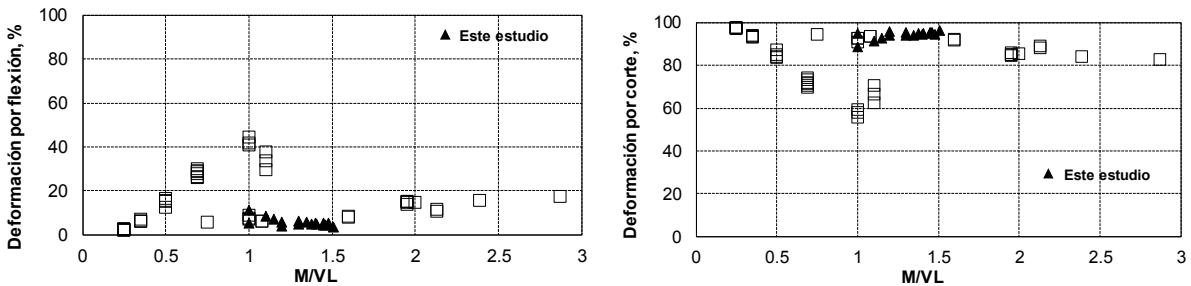
$$\delta_s = \frac{VL}{A\sqrt{f'_c}} 0.033 e^{1.33 M/VL} \quad \text{MPa} \tag{6.21}$$

En la figura 6.39 se presentan los porcentajes de deformación asociados a la flexión y al corte de acuerdo con la ecuación 6.19. De manera consistente con el modo de falla observado, (cortante), de la figura se observa el mayor porcentaje de deformación asociado al corte para todos los muros considerados.





**Figura 6.38 Cocientes entre la distorsión a la resistencia medida y la calculada con el modelo propuesto (ecuaciones 6.19 a 6.21)**



**Figura 6.39 Porcentajes de deformación por flexión y corte de acuerdo con la ecuación 6.19**

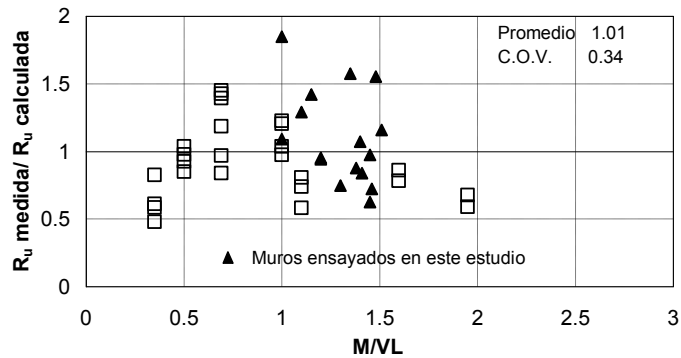
6.7.3 Desplazamiento último

Como se comentó en el capítulo tres, en elementos de concreto es común establecer el punto último cuando la resistencia disminuye 20% con respecto a la máxima alcanzada (Sezen y Moehle, 2004, Hidalgo et al., 2002). Para calcular la distorsión última ( $R_u$ ), con base en las tendencias de los resultados experimentales, en este estudio se calibró la ecuación 6.22. La ecuación 6.22 es similar a la ecuación 6.19 mas la contribución del refuerzo horizontal y el efecto de la ductilidad en el comportamiento. Los cocientes entre la distorsión a la resistencia medida y la distorsión calculada con las ecuaciones 6.22 a 6.24 se presentan en la figura 6.40.

$$\delta_u = (\delta_f + \delta_s + \delta_{ph}) \mu \geq 1.2 \delta_{max} \tag{6.22}$$

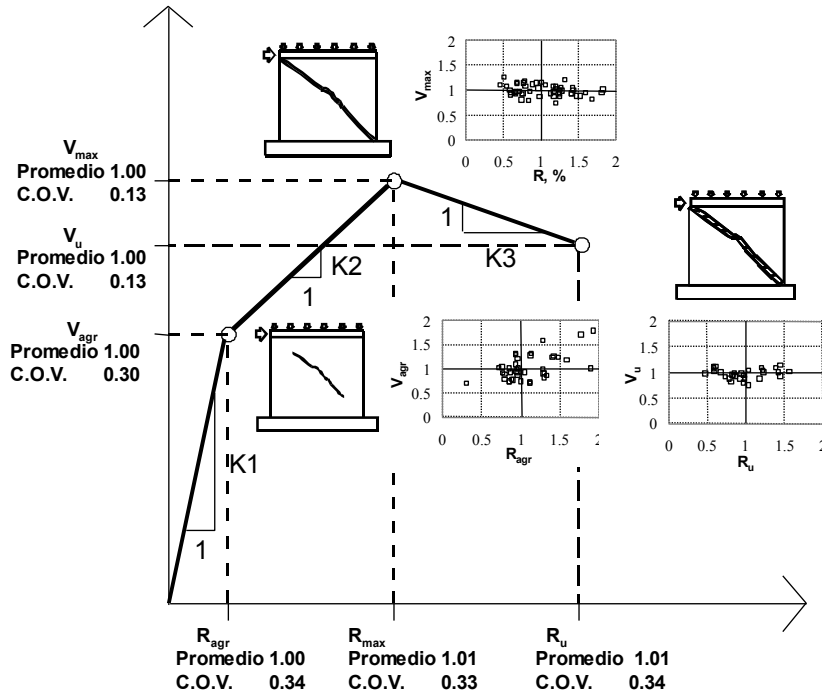
$$\delta_{ph} = 9 / \rho_h f_y \leq 9, \quad \text{MPa} \tag{6.23}$$

$$\mu = 0.6 M/VL + 0.5 \tag{6.24}$$



**Figura 6.40 Cocientes entre la distorsión última medida y la calculada con el modelo propuesto (ecuaciones 6.22 a 6.24)**

En la figura 6.41 se presenta el modelo trilineal para la falla por cortante en tensión diagonal calibrado, se incluyen los valores promedio, los coeficientes de variación y los cocientes entre las resistencias medidas y las calculadas así como los desplazamientos para los estados de agrietamiento, máximo y último. En la figura se observa la mejor exactitud del modelo propuesto en la predicción de la resistencia. En la estimación de la capacidad de desplazamiento, los promedios son cercanos a uno pero los coeficientes de variación son altos. El modelo de cortante calibrado puede ser útil para realizar análisis pushover en estructuras de muros de concreto y determinar el comportamiento no lineal de la estructura.

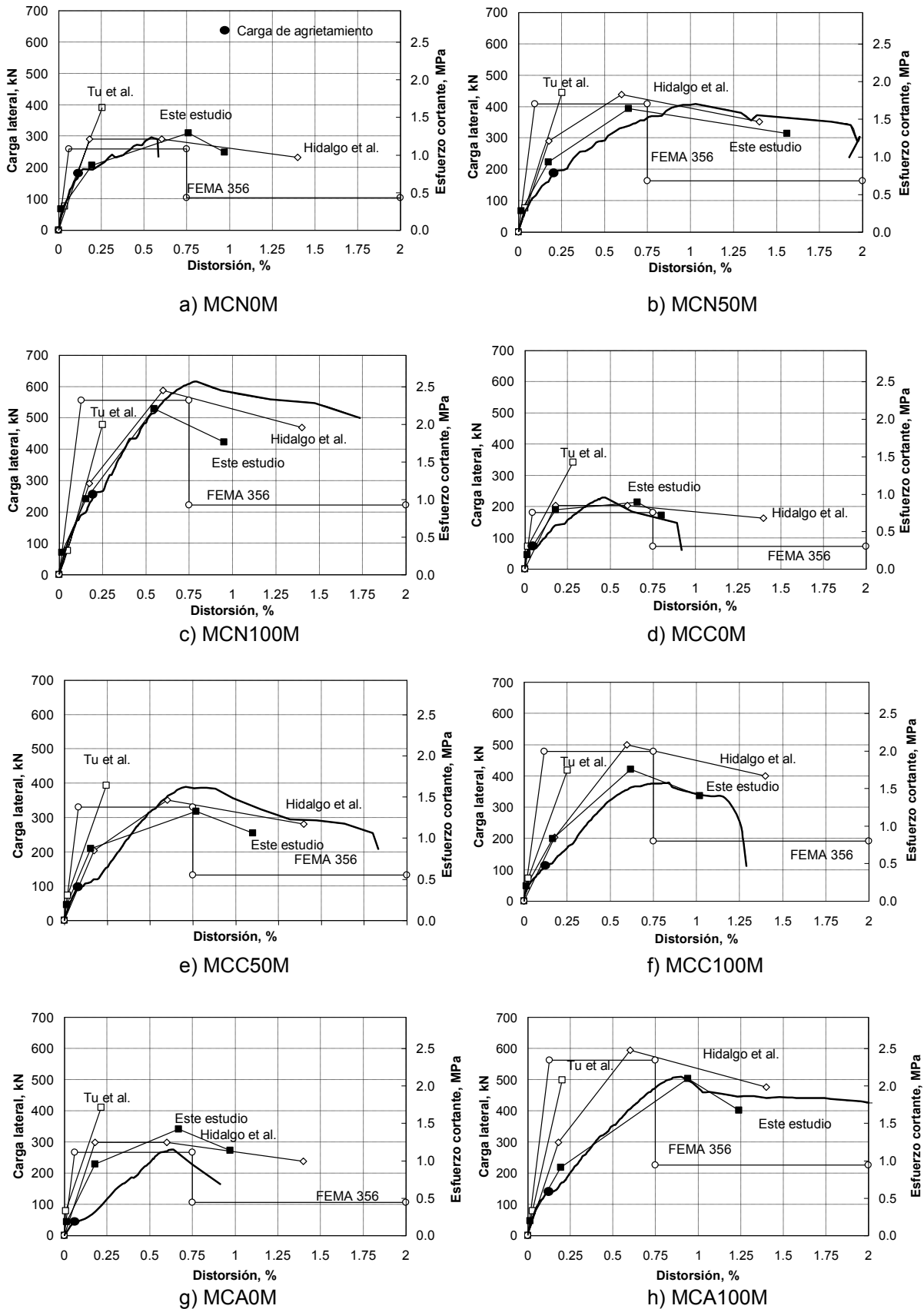


**Figura 6.41 Modelo de cortante para la falla por tensión diagonal calibrado**

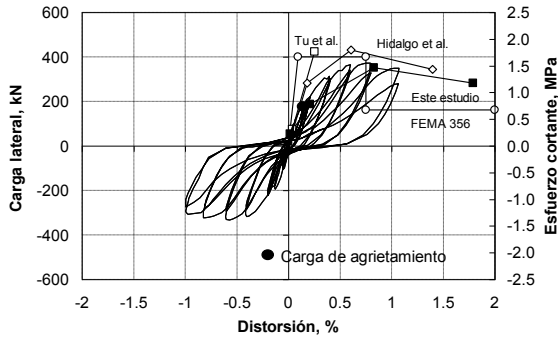
**6.8 Comparación entre el comportamiento registrado en los ensayos con el calculado de los modelos existentes en la literatura y el calibrado en este estudio.**

En esta sección se presentan las curvas de comportamiento obtenidas experimentalmente en este estudio mediante el ensayo de los muros de concreto, su comparación con los modelos propuestos en la literatura y el modelo calibrado en este estudio para tratar de predecir el comportamiento. Se incluyen los modelos propuestos por FEMA 356, 2000, Hidalgo et al., 2002 y Tu et al., 2006. Los modelos fueron descritos en el capítulo 3. En la figura 6.42 se presenta la comparación entre las curvas carga lateral–distorsión obtenidas, se incluye con un círculo relleno en negro la carga correspondiente al agrietamiento inclinado registrada durante los ensayos.

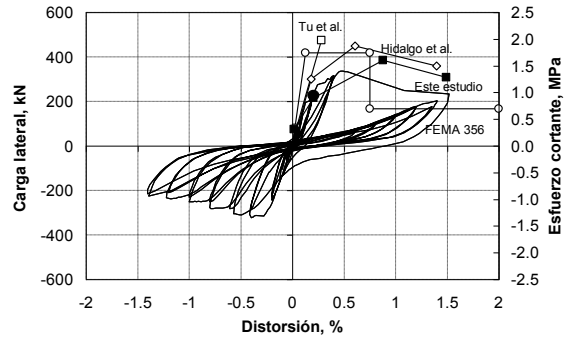
De la figura 6.42 se observa que con el modelo propuesto en este estudio se predice razonablemente bien la rigidez antes de la carga de agrietamiento inclinado en los muros construidos con concreto de peso normal. Debido al agrietamiento previo a los ensayos que se presentó en los muros construidos de concreto celular y autocompactable, en la mayoría de los casos, la rigidez hasta la carga de agrietamiento calculada con el modelo calibrado es mayor que la rigidez medida en los ensayos. La resistencia y capacidad de deformación calculada con el modelo propuesto, predice, en términos generales, una mejor aproximación a los valores registrados en los ensayos en comparación con los valores calculados conforme a los modelos recomendados en la literatura.



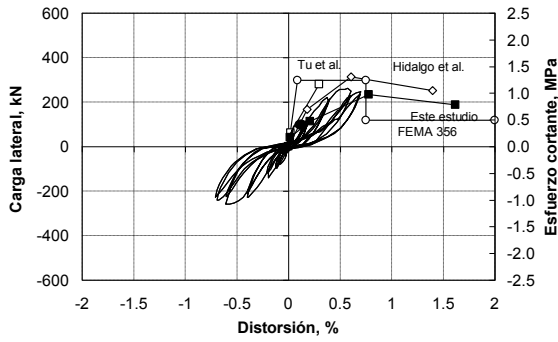
**Figura 6.42 Comparación entre las curvas carga lateral –distorsión obtenidas en los ensayos y las calculadas con los modelos propuestos**



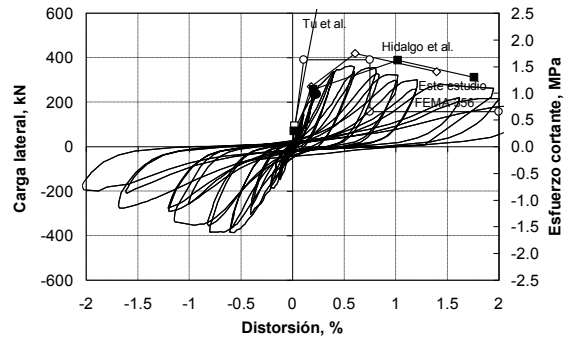
i) MCN50C



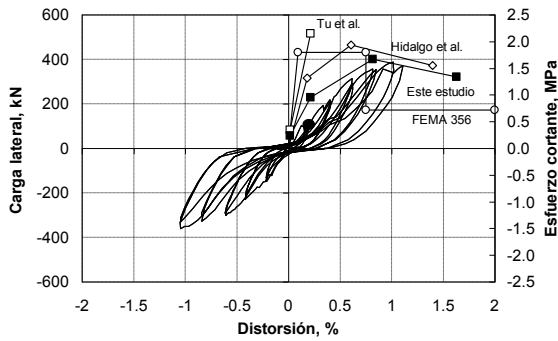
j) MCN50C2



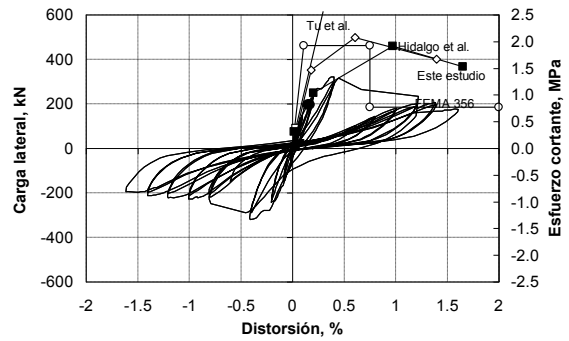
k) MCC50C



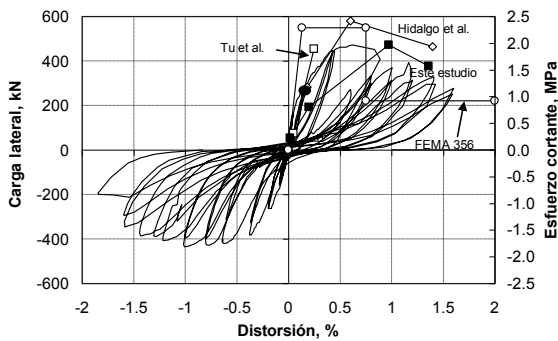
l) MCC50C2



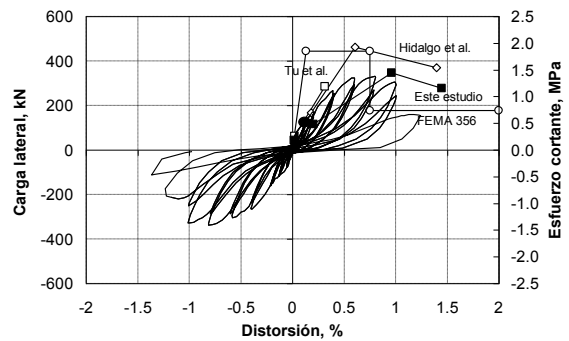
m) MCA50C



n) MCA50C2

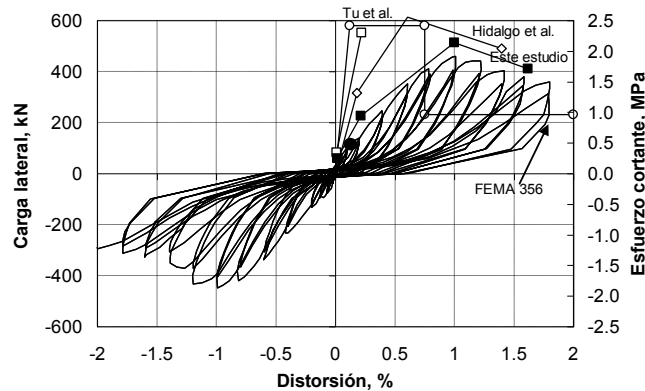


o) MCN100C



p) MCC100C

Figura 6.42 Comparación entre las curvas carga lateral–distorsión obtenidas en los ensayos y las calculadas con los modelos propuestos (Continuación)



q) MCA100C

**Figura 6.42 Comparación entre las curvas carga lateral–distorsión obtenidas en los ensayos y los calculadas con los modelos propuestos (Continuación)**

### 6.9 Discusión de resultados

En este capítulo se planteó y calibró un modelo analítico para tratar de predecir el comportamiento de muros de concreto que presentan falla en cortante asociado a la tensión diagonal. El modelo se calibró con tendencias de resultados experimentales realizados a muros de concreto y con base en el método de puntales y tensores considerando el modelo de ablandamiento del concreto bajo esfuerzos de compresión. Los estados límite seleccionados para calibrar el modelo de comportamiento fueron: el agrietamiento por flexión, la resistencia al agrietamiento inclinado, la resistencia y la resistencia última. Las principales conclusiones obtenidas en este capítulo se presentan a continuación:

- El modelo calibrado considera la resistencia a cortante por tensión diagonal de un muro de concreto como la contribución del concreto mas la contribución del acero de refuerzo a la resistencia.
- La contribución del concreto a la resistencia puede obtenerse de tres formas: con base en el cociente  $M/VL$ , con base en la distorsión a la resistencia ( $\%R_{max}$ ) o utilizando el puntal de compresión del concreto mediante la teoría del ablandamiento del concreto a compresión. Los resultados obtenidos empleando cualquiera de las tres opciones es similar.
- La carga axial que actúa sobre los muros, incrementa la resistencia a tensión diagonal del concreto y por lo tanto la contribución del concreto a la resistencia.
- La cuantía de refuerzo vertical reduce la efectividad del concreto en la transmisión del cortante en la superficie agrietada por lo que reduce la resistencia a tensión diagonal del concreto.
- La contribución del refuerzo horizontal a la resistencia puede ser dependiente o independiente de la contribución del concreto a la resistencia.
- Para la falla en tensión diagonal; cuando la cuantía de refuerzo horizontal es dependiente de la contribución del concreto a la resistencia, se detectó una buena relación entre resistencia a cortante de un muro y el doble de la contribución a cortante del concreto, esto es,  $V_{max} = 2 V_c$ .
- Para la falla en tensión diagonal; cuando la cuantía de refuerzo horizontal es independiente de la contribución del concreto a la resistencia, se detectó que la eficiencia del refuerzo horizontal en transmitir cortante se reduce sistemáticamente al incrementarse la cuantía de refuerzo. El factor de eficiencia del refuerzo horizontal se aproxima a uno para cuantías cercanas a la cuantía mínima de refuerzo ( $\rho_h f_y \approx 1 \text{ MPa}$ ,  $10 \text{ kg/cm}^2$ ). El factor de eficiencia del refuerzo horizontal es de 0.20 para cuantías de refuerzo mayores que 5 veces la cuantía mínima de refuerzo ( $\rho_h f_y \approx 5 \text{ MPa}$ ,  $50 \text{ kg/cm}^2$ ).

- Modelo propuesto vs. otros modelos: De acuerdo con la tabla 6.1, el modelo de resistencia por cortante desarrollado en este estudio y representado con la ecuación 6.1 es mejor o al menos igual de preciso que cualquiera de los ocho modelos revisados en la literatura.
- Con el estado límite de agrietamiento por flexión se busca establecer de manera efectiva la rigidez elástica de los muros.
- Para establecer las ecuaciones con las que se determina la capacidad de desplazamiento de los muros, se utilizó el enfoque clásico de sumar las deformaciones por flexión y las deformaciones por cortante considerando a los muros como elementos en voladizo. Falta realizar un estudio mas exhaustivo para mejorar la predicción del desplazamiento en cada uno de los estados límite de comportamiento y de esta manera reducir los coeficientes de variación.
- Con el modelo de comportamiento calibrado en este estudio se obtiene la mejor predicción de las curvas de comportamiento carga lateral–distorsión medidas en los ensayos en comparación con las curvas calculadas conforme a las recomendaciones de la literatura existente.

## Capítulo 7. Comportamiento histerético

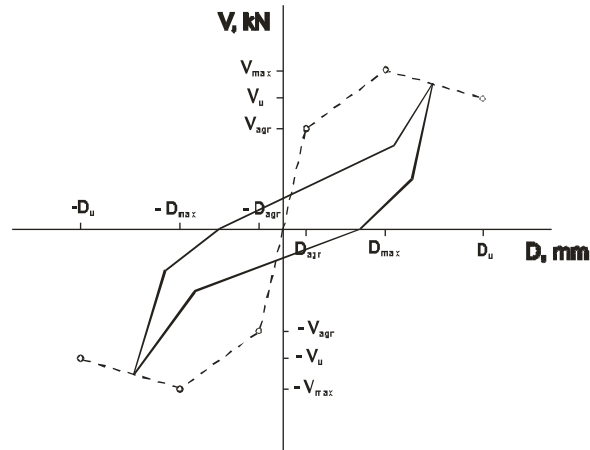
### 7.1 Introducción

En la medida que el avance tecnológico de la computación ha crecido, simultáneamente, los métodos de análisis de estructuras se han refinado, así, en la actualidad es común ver análisis que hace varias décadas eran considerados imposibles de realizar con las herramientas computacionales existentes. Uno de los métodos de análisis que actualmente es usado de manera cotidiana, sobre todo en estudios de investigación, es el análisis no lineal dinámico paso a paso. En este tipo de análisis, cada elemento estructural es modelado con un elemento aislado de comportamiento. El comportamiento incluye la envolvente de la respuesta probable y el comportamiento del modelo bajo ciclos de carga alternados que son representativos de sismos (comportamiento histerético). La respuesta de cada elemento perteneciente a la estructura completa es considerado en la respuesta global. De esta manera, la estructura completa se somete a registros sísmicos y se evalúa su comportamiento.

Para el caso específico de muros de concreto que presentan falla por cortante asociado a la tensión diagonal existen pocos modelos histeréticos (Chen y Kabeyasawa, 2000; Ghobarah y Youssef, 1999, Hidalgo et al. 2000). Los modelos de Chen y Ghobarah son difíciles de implantar en plataformas de análisis no lineal debido a que el comportamiento es modelado mediante sub-elementos barra interconectados. El modelado del cortante se realiza mediante un elemento con propiedades de resistencia a la tensión conectado en la parte central del panel. En el modelo de Hidalgo et al. se adapta el modelo SINA desarrollado para elementos con falla en flexión para tratar de predecir el comportamiento a cortante. La forma de los ciclos histeréticos se modifica y la envolvente depende de las propiedades del muro de concreto. En este modelo se considera un modelo trilineal de comportamiento, sin embargo, la tercera rama del modelo no presenta una reducción de la resistencia debido a problemas en el algoritmo del programa que se empleó al considerar una rigidez con pendiente negativa. Con el propósito de disponer de una herramienta confiable para realizar posteriormente análisis dinámicos paso a paso, con los resultados experimentales, se calibró en este estudio un modelo histerético de comportamiento.

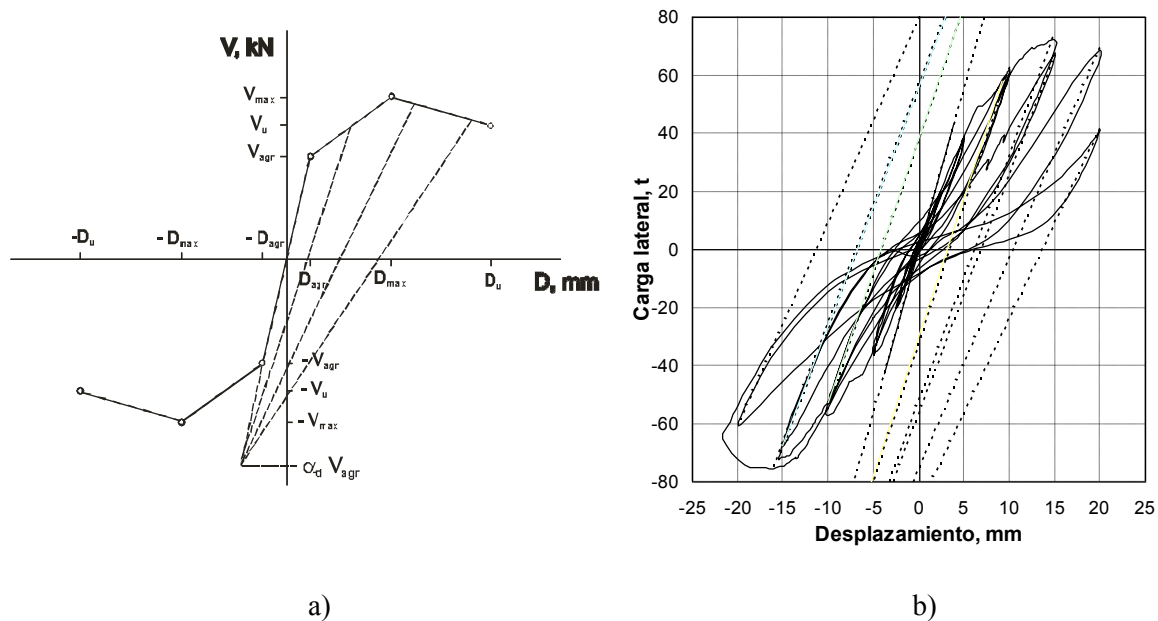
### 7.2 Modelo histerético desarrollado

El modelo histerético desarrollado incluye degradación de rigidez, degradación de resistencia y adelgazamiento de los ciclos histeréticos cerca del origen. El modelo se desarrolla dentro de una envolvente de esfuerzos máximos. El modelo se calibró con la respuesta experimental de un muro de concreto construido con concreto de peso normal y reforzado con la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF (M1, Alcocer y Pineda 2004). La forma de los ciclos histeréticos del modelo propuesto se presenta en la figura 7.1. La forma de las ramas de carga y descarga es bilineal en los dos cuadrantes de respuesta.



**Figura 7.1 Histéresis para una falla en cortante**

Para determinar la rigidez de la rama de descarga se utilizó una metodología similar a la empleada en el modelo de los tres parámetros desarrollado por Kunnath et al. (1990). La rigidez de descarga de cada ciclo se obtuvo con la pendiente calculada entre el punto de deformación máxima alcanzada en cada ciclo histérico del ensaye y el punto fijo  $\alpha_d V_{agr}$  (fig. 7.2a). El punto fijo  $\alpha_d V_{agr}$  se localiza en un punto colineal con la rigidez inicial como se presenta en la figura 7.2a. Para los datos considerados, el valor de la constante  $\alpha_d$  que mejor aproximó la respuesta fue de 5. La comparación entre la rigidez experimental y la calculada con el modelo se presenta en la figura 7.2b.

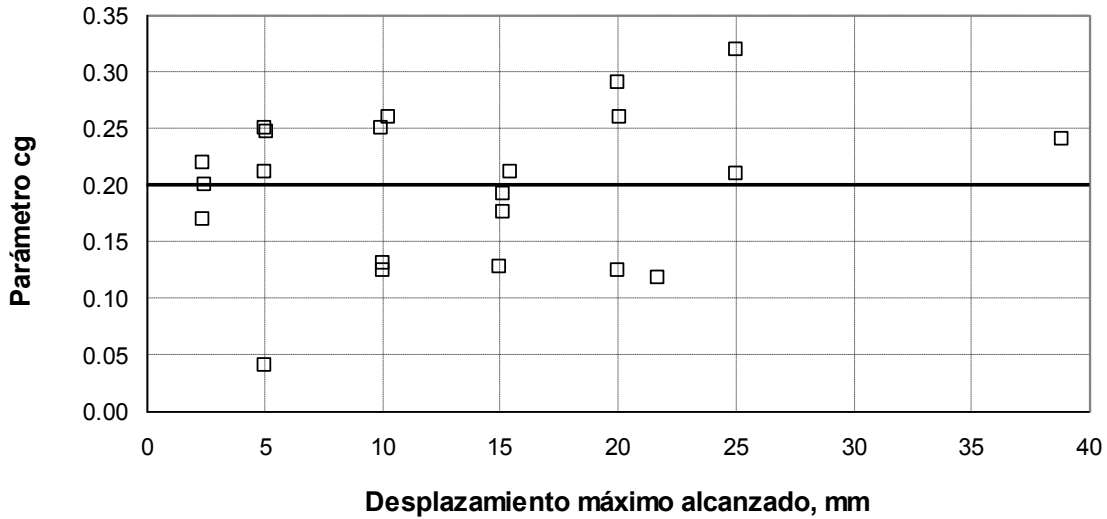


**Figura 7.2 Determinación de la rigidez de descarga de los ciclos histéricos**

El desplazamiento correspondiente al punto teórico de cierre de grietas en una u otra dirección de carga se presenta cuando en la descarga, la resistencia lateral es igual a cero. En la figura 7.3 se presenta la relación entre el desplazamiento teórico de cierre de grietas y el desplazamiento máximo alcanzado en cada ciclo histérico. Los valores presentados incluyen el promedio de los ciclos positivo y negativo. De

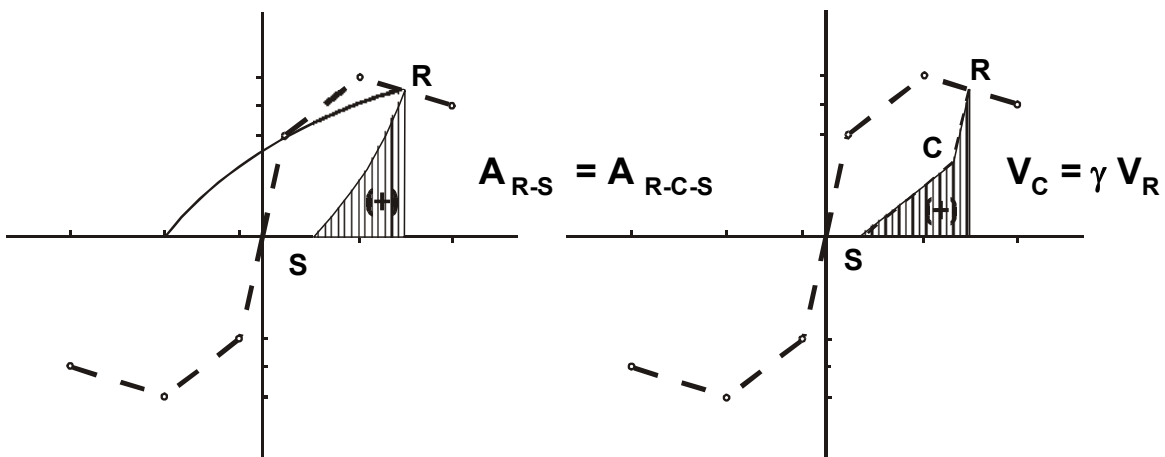


la figura 7.3 se observa que la dispersión entre las relaciones encontradas es baja. El promedio de los valores calculados es de 0.20.



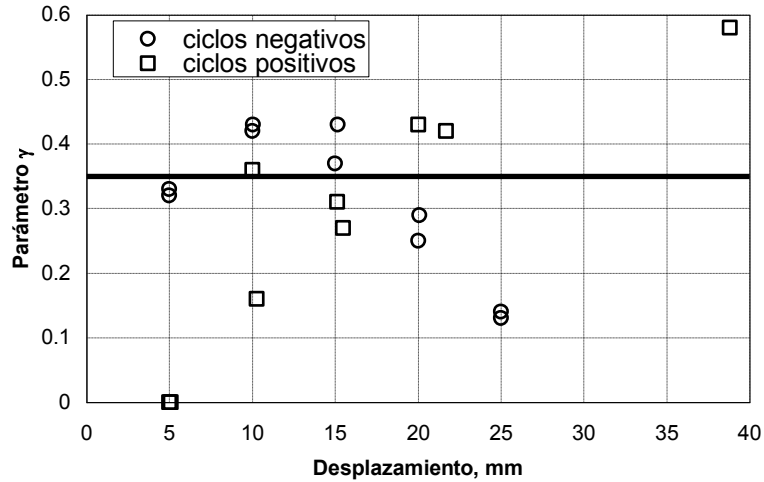
**Figura 7.3 Relación entre el desplazamiento correspondiente al punto teórico de cierre de grietas y el desplazamiento máximo alcanzado en el ciclo de carga, parámetro cg**

Una vez que se conocen la rigidez de la rama de descarga y el valor del desplazamiento correspondiente al punto teórico de cierre de grietas, es posible aproximar la rama de descarga mediante un modelo bilineal como el presentado en la figura 7.4. Igualando el área bajo la curva experimental comprendida entre los puntos R y S ( $A_{R-S}$ ) con el área del modelo bilineal comprendida entre los puntos R, C y S, ( $A_{R-C-S}$ ), es posible encontrar el valor del parámetro de forma de la rama de descarga ( $\gamma$ ) (Tomazevic y Lutman, 1996).



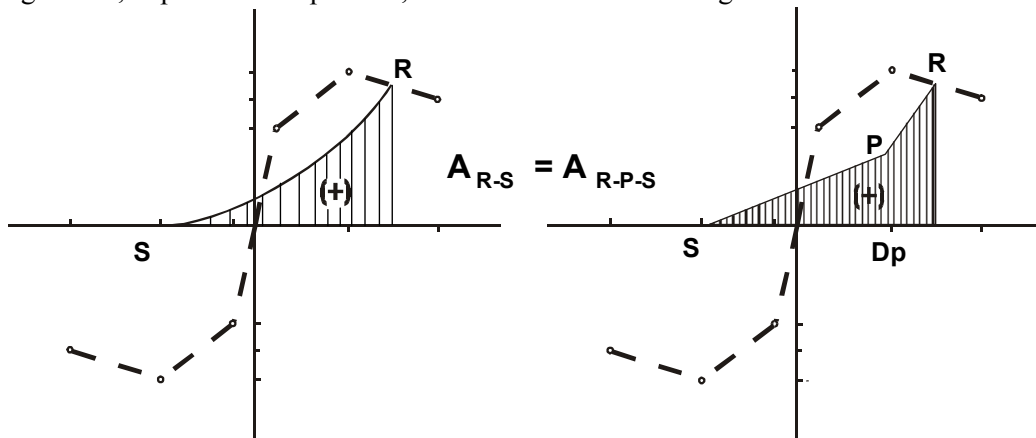
**Figura 7.4 Igualación de energías para la determinación del parámetro  $\gamma$**

Los valores de  $\gamma$  encontrados se presentan en la figura 7.5. De la figura se observa que, para los ciclos positivos, en la medida que se incrementa el desplazamiento máximo, sistemáticamente se incrementa el valor del parámetro  $\gamma$ . En forma análoga, para los ciclos negativos, en la medida que se incrementa el desplazamiento máximo, se reduce el valor del parámetro. El promedio de los valores es de 0.35.



**Figura 7.5 Valores obtenidos para el parámetro  $\gamma$**

Para aproximar la rama de carga se siguió un procedimiento similar al descrito anteriormente (figura 7.6). En esta etapa de la modelación se considera el adelgazamiento de los ciclos histéricos cerca del origen. En la figura 7.6, la posición del punto P, determina el nivel de adelgazamiento de los ciclos histéricos.



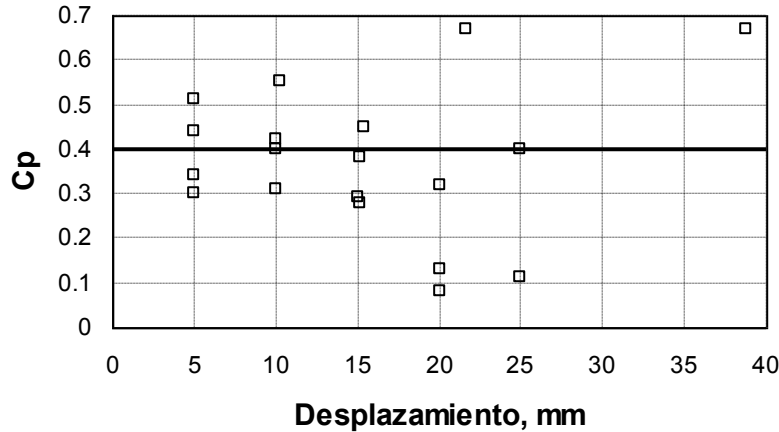
**Figura 7.6 Igualación de energías para aproximar la rama de carga**

Para establecer el desplazamiento correspondiente al punto P, se consideró la presencia de un cambio significativo de la rigidez en la rama de carga. Dicho desplazamiento se obtuvo gráficamente de las curvas de histéresis experimentales. La ecuación que mejor aproximó este desplazamiento está dado por la siguiente ecuación

$$D_p = D_o + \frac{D_{max} - D_o}{2} \quad (7.1)$$

donde,  $D_p$  es el desplazamiento correspondiente a la resistencia  $V_p$ ,  $D_{max}$  y  $D_o$  son los desplazamientos correspondientes a la máxima y cero carga lateral alcanzadas en el ciclo de descarga inmediato anterior. Los tres desplazamientos considerados corresponden al mismo cuadrante de respuesta. Tanto el desplazamiento como la carga  $V_p$  se relacionaron con el desplazamiento y la carga obtenidos en el ciclo inmediato anterior.

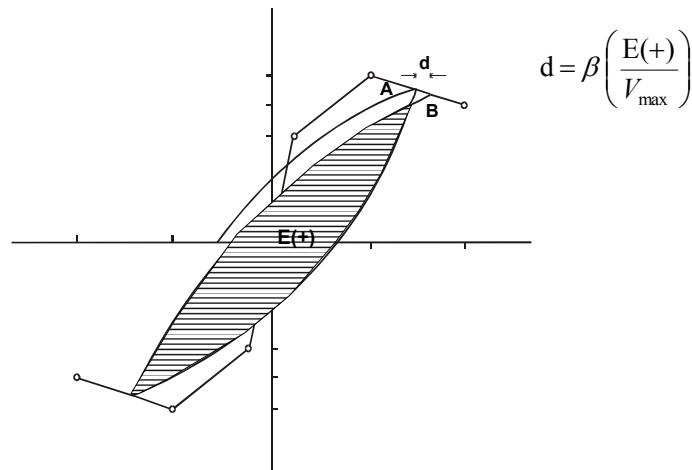
Una vez conocido el desplazamiento, mediante la igualación de energías presentada en la figura 7.6 se obtuvo el valor del coeficiente  $C_p$ . La resistencia correspondiente al punto P ( $V_p$ ) fue la resistencia máxima obtenida en el ciclo inmediato anterior multiplicada por el coeficiente  $C_p$ . Los valores del coeficiente  $C_p$  obtenidos mediante la metodología descrita se presentan en la figura 7.7.



**Figura 7.7 Valores del coeficiente  $C_p$  obtenidos**

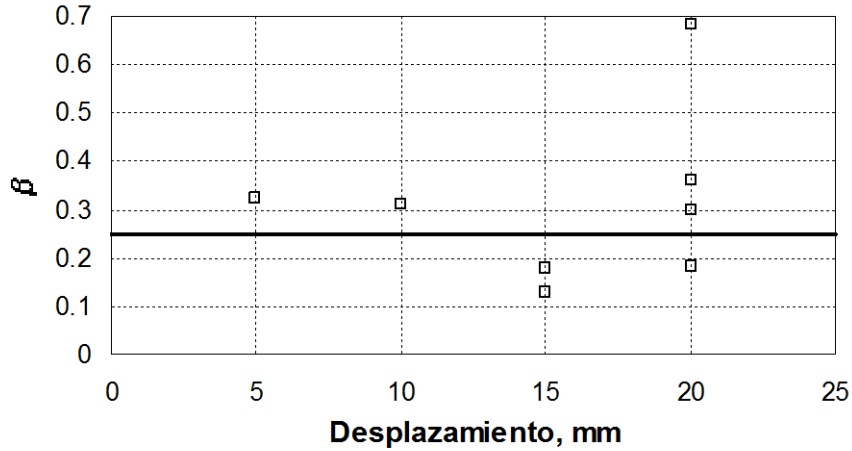
De la figura 7.7 se observa que conforme se incrementa el desplazamiento máximo alcanzado, se incrementa la dispersión de los valores, no obstante, la mayoría de los valores se encuentran cercanos al valor de 0.4.

Finalmente se calibró el parámetro de degradación de resistencia  $\beta$ . Este parámetro se utiliza para modelar la disminución de la resistencia para un mismo desplazamiento debido a la alternación de la carga lateral en sistemas degradantes. En las respuestas cíclicas de los muros como el presentado en la figura 7.2b se puede observar que la carga alcanzada en los primeros ciclos de carga es sistemáticamente superior a la registrada en los segundos ciclos de carga para un mismo desplazamiento, a este fenómeno se le denomina comúnmente degradación de la resistencia. Una vez que se alcanza el punto de resistencia de los muros la degradación es mayor. En el presente modelo, la degradación de resistencia es función de la energía que disipa el muro en los ciclos histeréticos. El planteamiento para la simulación de esta pérdida de resistencia se presenta en la figura 7.8 (Tomazevic y Lutman, 1996).



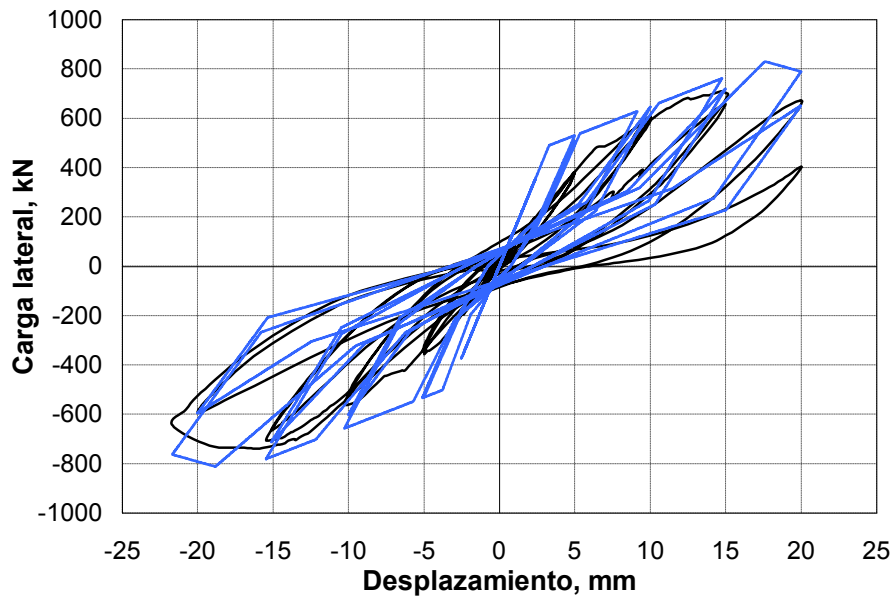
**Figura 7.8 Determinación del parámetro  $\beta$**

Los valores del parámetro  $\beta$  calculados de los datos experimentales se presentan en la figura 7.9. De la figura se observa que excepto por un valor, la dispersión es baja. El valor mas alto corresponde al último ciclo de carga de la dirección positiva. No se observa tendencia alguna de incremento del parámetro  $\beta$  con el incremento de desplazamiento. El promedio de los valores calculados fue de  $\beta = 0.25$ .



**Figura 7.9 Valores del parámetro  $\beta$**

La comparación del modelo histerético desarrollado con la respuesta experimental del muro se presenta en la figura 7.10. De la figura se observa un buen ajuste del modelo histerético propuesto con respecto al experimental obtenido.



**Figura 7.10. Comparación del modelo histerético calibrado con el ensaye experimental**

El modelo desarrollado para predecir la respuesta histerética de muros de concreto con falla en tensión diagonal se calibró con los resultados de los ensayos cíclicos realizados en la presente investigación. Los resultados de los parámetros obtenidos se presentan en la tabla 7.1. Los valores mostrados en la tabla 7.1 corresponden a los promedios de los puntos obtenidos para todos los ciclos histeréticos. En el Apéndice Z se presentan los puntos obtenidos de los parámetros para todos los muros.

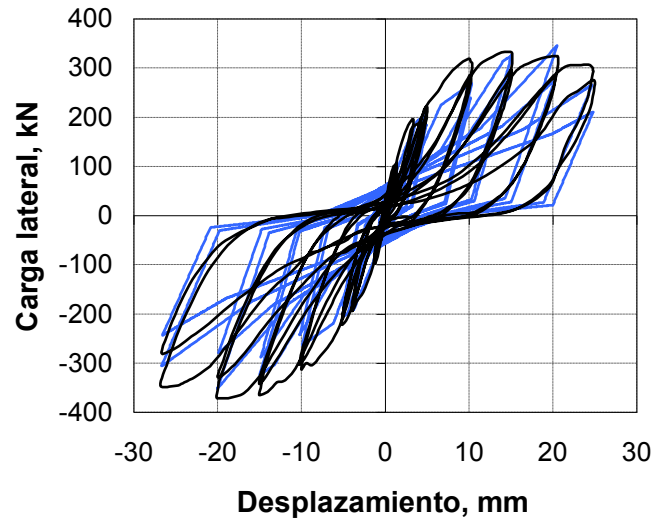
**Tabla 7.1 Parámetros del modelo calibrado**

Muro	Parámetro					
	$\alpha_d$	$c_g$	$\gamma$	$c_p$	$\beta$	$f'_c$ , MPa
M1(Alcocer y Pineda, 2004)	5	0.20	0.35	0.40	0.25	54.0
MCN50C	20	0.30	0.17	0.50	0.30	17.8
MCN100C	7	0.31	0.17	0.42	0.31	17.8
MCC50C	7	0.19	0.48	0.36	0.30	11.0
MCC100C	5	0.21	0.41	0.38	0.41	11.0
MCA50C	50	0.31	0.20	0.38	0.16	22.4
MCA100C	50	0.27	0.26	0.33	0.23	22.4
MCN50C2	20	0.23	0.20	0.48	0.23	20.4
MCC50C2	20	0.32	0.24	0.47	0.14	29.2
MCA50C2	10	0.23	0.59	0.50	0.12	27.6

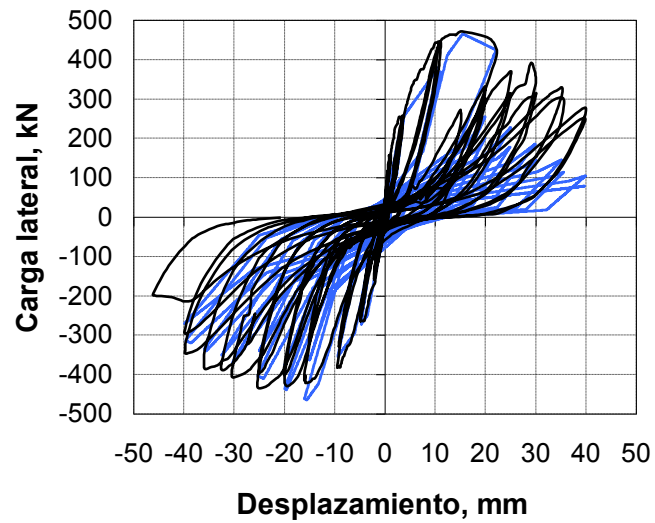
### 7.3 Comparación de las respuestas histeréticas de los muros ensayados

La comparación entre el modelo histerético desarrollado y las curvas de histéresis medidas experimentalmente en los nueve muros ensayados cíclicamente en este estudio se presenta en la figura 7.11. Las curvas carga lateral–desplazamiento medidas experimentalmente se presentan con línea negra mientras que las calculadas con el modelo propuesto son presentadas con una línea color azul claro. El modelo histerético desarrollado incluye el punto de agrietamiento por flexión descrito en el capítulo sexto. Los valores de las envolventes mostrados corresponden a los medidos experimentalmente para el sentido positivo de carga lateral.

De la figura se aprecia que las curvas de histéresis carga lateral–desplazamiento del modelo propuesto, ajustan razonablemente bien con las curvas medidas experimentalmente. Cuando existe una similitud entre la amplitud de los ciclos histeréticos en ambas direcciones de carga (muros: MCN50C, MCC50C, MCC100C, MCA50C, MCA100C y MCC50C2), el parámetro de degradación de resistencia  $\beta$  propuesto resulta apropiado en todos los casos. Cuando existen diferencias significativas en la amplitud de los ciclos histeréticos en ambas direcciones de carga (muros MCN100C, MCN50C2 y MCA50C2), con el parámetro  $\beta$  propuesto existe una rápida degradación de la resistencia en el cuadrante donde se presentó la amplitud mayor.

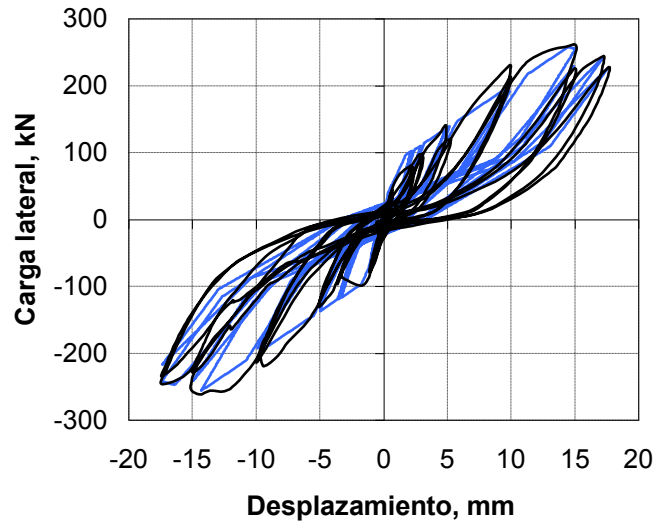


a) MCN50C

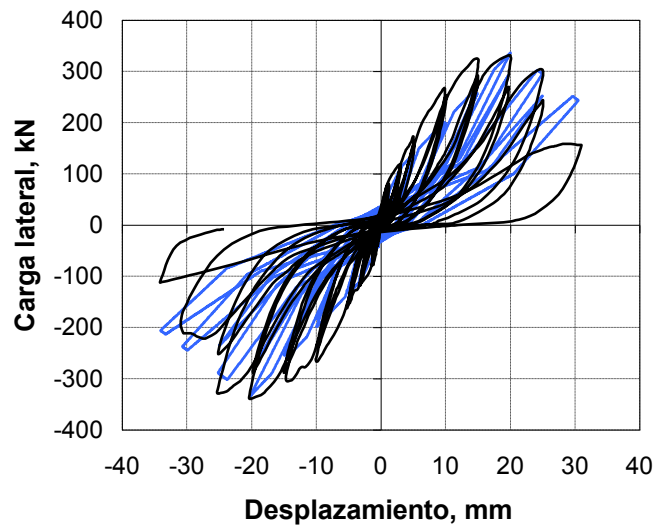


b) MCN100C

**Figura 7.11 Comparación entre el modelo histerético desarrollado y las curvas de histéresis medidas experimentalmente en este estudio**

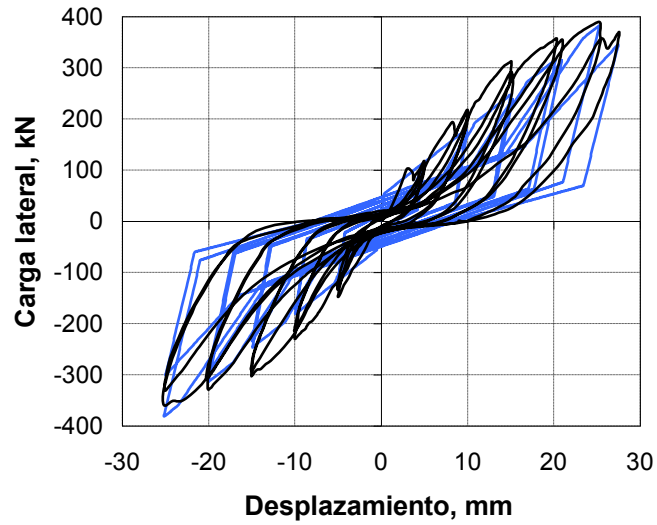


c) MCC50C

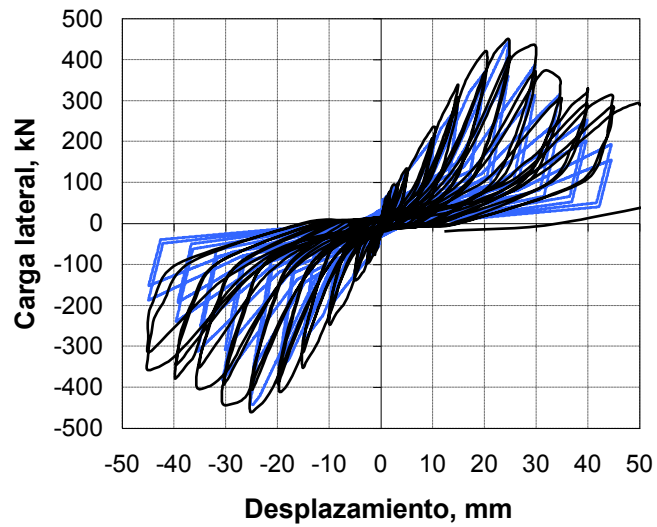


d) MCC100C

**Figura 7.11 Comparación entre el modelo histerético desarrollado y las curvas de histéresis medidas experimentalmente en este estudio (continuación)**



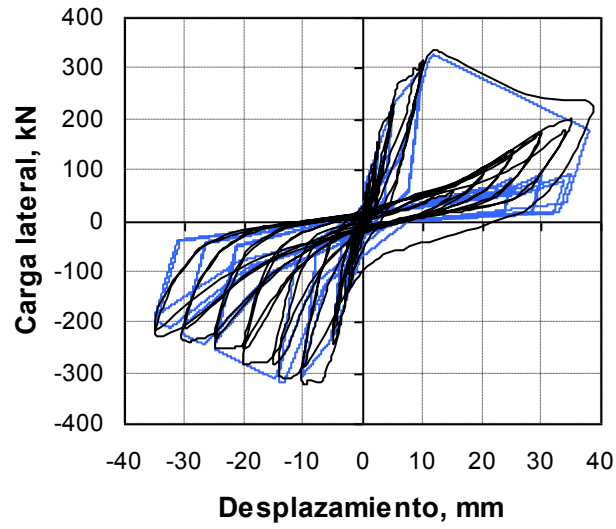
e) MCA50C



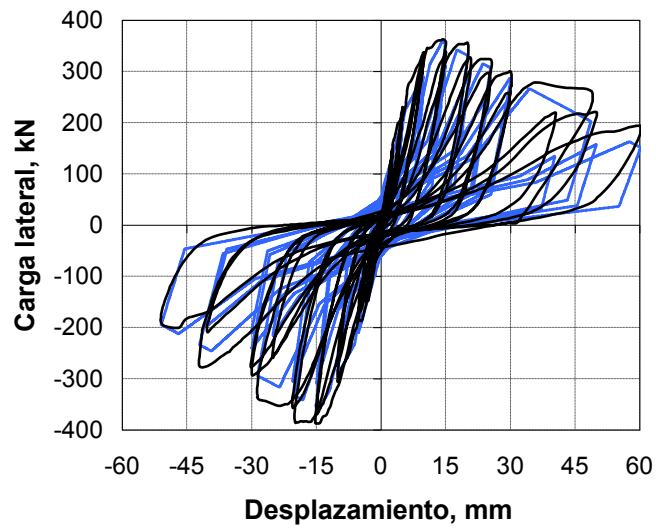
f) MCA100C

**Figura 7.11 Comparación entre el modelo histerético desarrollado y las curvas de histéresis medidas experimentalmente en este estudio (continuación)**



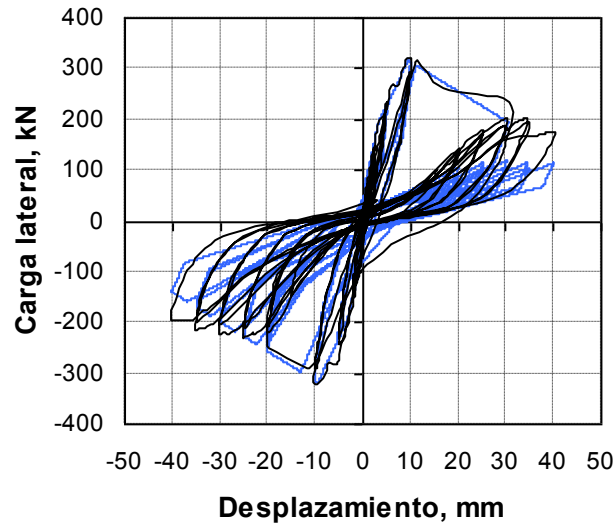


g) MCN50C2



h) MCC50C2

**Figura 7.11 Comparación entre el modelo histerético desarrollado y las curvas de histéresis medidas experimentalmente en este estudio (continuación)**



i) MCA50C2

**Figura 7.11 Comparación entre el modelo histerético desarrollado y las curvas de histéresis medidas experimentalmente en este estudio (continuación)**

#### 7.4 Discusión de resultados

En este capítulo se calibró un modelo analítico para tratar de predecir el comportamiento histerético de muros de concreto que presentan falla en cortante asociado a la tensión diagonal. Los parámetros del modelo se calibraron para cada muro en particular. Las principales conclusiones son:

- El modelo histerético calibrado incluye degradación de rigidez, degradación de resistencia y adelgazamiento de los ciclos histeréticos cerca del origen. Las reglas histeréticas del modelo son función de los cinco parámetros presentados en la tabla 7.1.
- La degradación de la resistencia y el nivel de adelgazamiento de los ciclos histeréticos cerca del origen dependen de la energía disipada por el muro.
- Los valores de los parámetros de la tabla 7.1 corresponden al promedio de los valores calculados considerando todos los ciclos histeréticos de cada ensaye.
- De la tabla 7.1 se observa que, de los cinco parámetros referidos, en términos generales, los valores mas extremos con respecto a todos los calculados corresponden a los dos muros construidos con concreto celular empleando concreto de baja resistencia ( $f'_c = 11$  MPa).
- Como se comentó en este mismo capítulo, cuando existe una similitud entre la amplitud de los ciclos histeréticos en ambas direcciones de carga (muros: MCN50C, MCC50C, MCC100C, MCA50C, MCA100C y MCC50C2), el parámetro de degradación de resistencia  $\beta$  propuesto resulta apropiado en todos los casos. Cuando no existe similitud en la amplitud de los ciclos histeréticos, dicho parámetro podría ser excesivo al fomentar una degradación brusca de la resistencia.
- En todos los casos se manejaron envolventes de comportamiento simétricas para los cuadrantes positivo y negativo de carga lateral. En futuros estudios es posible manejar envolventes no simétricas para la evaluación del comportamiento.
- En los modelos calibrados los valores de los parámetros se consideraron constantes. En futuros estudios será importante evaluar el comportamiento considerando parámetros variables en función del daño presentado en los muros.

## Capítulo 8. Conclusiones y recomendaciones

El objetivo principal del trabajo fue estudiar los aspectos referentes al análisis, diseño y construcción de la vivienda de concreto en México para desarrollar recomendaciones aplicables a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-RDF). Un resumen del trabajo realizado se presenta en la sección 8.1. En este capítulo se presentan 22 conclusiones y 13 recomendaciones aplicables obtenidas de la investigación. Al final se recomiendan once estudios futuros que complementarían el presente trabajo.

### 8.1 Introducción

En el capítulo uno se presentó la problemática existente resaltando la importancia de esta investigación y estableciendo como objetivo principal, el desarrollo de recomendaciones aplicables a las NTC-RDF. El capítulo dos trató sobre el caso de estudio: la vivienda de concreto en México. Se incluyeron los aspectos referentes al análisis, diseño y construcción que actualmente se aplican en la vivienda de concreto. Se tomaron como referencia diez desarrollos de vivienda considerados como representativos a nivel nacional. En el capítulo tres, se realizó una revisión de la literatura existente resaltando la capacidad de resistencia y deformación de los muros de concreto. En el estudio se compararon valores experimentales con valores calculados mediante modelos existentes incluyendo reglamentos de diseño. Para cumplir con este objetivo, se compiló una base de datos de pruebas experimentales. El capítulo cuatro incluyó la investigación experimental desarrollada en este trabajo. Las variables del proyecto fueron obtenidas con base en las necesidades detectadas en los capítulos dos y tres. En el capítulo cinco se presentó el análisis de los resultados del proyecto experimental. En el capítulo seis, con base en las tendencias de los resultados experimentales de los muros que integran la base de datos compilada en el capítulo tres e incluyendo los resultados de los muros ensayados en este estudio, se calibró un modelo de comportamiento para predecir el comportamiento de muros de concreto con falla por cortante en tensión diagonal. El modelo de plasticidad concentrada incluye ecuaciones para predecir la resistencia y capacidad de deformación de los muros con cuatro estados límite de comportamiento: agrietamiento por flexión, agrietamiento inclinado, resistencia y resistencia última. Con los resultados obtenidos en los ensayos de este estudio, en el capítulo siete se calibró un modelo de comportamiento histerético. El modelo incluye degradación de rigidez, degradación de resistencia y adelgazamiento de los ciclos histeréticos cerca del origen.

### 8.2 Conclusiones del estudio de gabinete

1. En viviendas de dos pisos, para muros discontinuos en elevación, el cociente  $M/VL$  de los muros es 2.7 veces mayor, en promedio, que la relación de aspecto  $H/L$ . Se espera que las fuerzas actuantes sean mayores y que la resistencia por cortante sea menor que las consideradas en el diseño de los muros por lo que es evidente su alta vulnerabilidad sísmica.
2. Considerando el método de elemento finito como método de referencia de análisis, para viviendas de uno y dos niveles, con la ecuación 2.7 que es función de la altura de las viviendas ( $H$ , m) y la densidad de muros expresada en porcentaje en cada dirección de análisis ( $D$ , %) se obtiene un promedio entre los periodos elásticos medidos y los calculados de 1.10 con un coeficiente de variación de 27%.

$$T = 0.033 \frac{H}{D} \quad (2.7)$$

3. El modelo calibrado en este estudio para calcular la resistencia de muros de concreto con falla por cortante en tensión diagonal esta representado por la ecuación 6.1. A partir del modelo calibrado se concluye que:

$$V_{\max} = V_c + V_s = (\alpha\eta_v + 0.04\sigma) \sqrt{f'_c} + \eta_h \rho_h f_y \quad (\text{MPa}) \quad (6.1)$$

- 3.1 El modelo calibrado considera la resistencia a cortante por tensión diagonal de un muro de concreto como la contribución del concreto ( $V_c$ ), más la contribución del acero de refuerzo a la resistencia ( $V_s$ ).
- 3.2 La contribución del concreto a la resistencia puede obtenerse de tres formas: con base en el cociente  $M/VL$ , con base en la distorsión a la resistencia ( $\%R_{\max}$ ) o utilizando el puntal de compresión del concreto mediante la teoría del ablandamiento del concreto a compresión. Los resultados obtenidos empleando cualquiera de las tres opciones son similares.
- 3.3 La carga axial que actúa sobre los muros, incrementa la resistencia a tensión diagonal del concreto y, por lo tanto, la contribución del concreto a la resistencia.
- 3.4 La cuantía de refuerzo vertical reduce la efectividad del concreto en la transmisión del cortante en la superficie agrietada por lo que reduce la resistencia a tensión diagonal del concreto.
- 3.5 De acuerdo con las tendencias encontradas, se detectó que la eficiencia del refuerzo horizontal en transmitir cortante se reduce sistemáticamente al incrementarse la cuantía de refuerzo. El factor de eficiencia del refuerzo horizontal se aproxima a uno para cuantías cercanas a la cuantía mínima de refuerzo ( $\rho_h f_y \approx 1 \text{ MPa}$ ,  $10 \text{ kg/cm}^2$ ). El factor de eficiencia del refuerzo horizontal es de 0.20 para cuantías de refuerzo mayores que 5 veces la cuantía mínima de refuerzo ( $\rho_h f_y \approx 5 \text{ MPa}$ ,  $50 \text{ kg/cm}^2$ ).
- 3.6 De acuerdo con las tendencias encontradas, se detectó una buena relación entre la resistencia a cortante de un muro y el doble de la contribución a cortante del concreto, esto es,  $V_{\max} = 2 V_c$ .
- 3.7 El modelo propuesto en este estudio es mejor o al menos igual de preciso que cualquiera de los ocho modelos revisados en la literatura. Con el modelo propuesto se obtiene un promedio entre las resistencias medidas y las calculadas de 1.00 con un coeficiente de variación de 0.13.
4. La cuantía mínima de refuerzo que actualmente se establece en el RDF para muros de concreto sujetos a fuerza horizontal en su plano (0.0025), no considera la relación de aspecto ni la resistencia a compresión del concreto. Dicha cuantía es excesiva para concretos de baja resistencia a compresión (alrededor de 15 MPa) y muros de concreto con cocientes  $M/VL$  mayores que uno.
5. El diseño por durabilidad puede resultar clave en la resistencia del concreto, cuantías de refuerzo y recubrimientos mínimos de las viviendas de concreto.

### 8.3 Conclusiones del estudio experimental

En esta sección, el esfuerzo cortante normalizado o la resistencia normalizada se refieren al esfuerzo cortante promedio calculado con la carga lateral entre el área de la sección horizontal, dividido entre la raíz cuadrada de la resistencia medida a compresión del concreto.

#### Efecto del tipo de concreto

1. Para los muros construidos con concreto celular, la resistencia calculada con el RDF fue un 30% menor en promedio que la resistencia medida en los ensayos.
2. La distorsión y el esfuerzo cortante normalizado medidos al agrietamiento fueron mayores en los muros construidos con concreto de peso normal en un 35 y 55%, en promedio, respectivamente, con relación a los valores medidos en los muros de concreto celular y autocompactable.
3. El esfuerzo cortante normalizado medido a la resistencia fue, en promedio, un 13% menor en los muros de concreto celular con respecto al medido en los muros de concreto de peso normal.

4. La distorsión última de los muros construidos con concreto celular fue un 15% menor en promedio con respecto a la medida en los muros de concreto de peso normal y autocompactable.
5. La ductilidad calculada empleando el criterio recomendado por Sezen y Moehle, fue un 35% mayor en los muros de concreto de peso normal con relación a los valores medidos en los muros de concreto celular y autocompactable.
6. La rigidez medida al agrietamiento inclinado, a la resistencia y al punto último fue en todos los casos menor que la rigidez elástica con valores promedio del 50%, 40% y 15% respectivamente, de la rigidez elástica medida al inicio de los ensayos.
7. Los muros de concreto de peso normal presentaron una energía disipada 35% mayor en promedio en comparación con los muros de concreto celular. Los muros de concreto celular presentaron una energía disipada 15% menor en promedio con respecto a la calculada en los muros de concreto autocompactable.

#### Efecto de las cuantías de refuerzo en el alma

8. En todos los muros reforzados con la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, (excepto por el muro MCN100M) se presentaron fallas por compresión diagonal. De acuerdo con los cuatro reglamentos revisados, excepto por los muros de concreto celular conforme al RDF, se esperaban fallas por tensión diagonal.
9. La distorsión al agrietamiento inclinado, a la resistencia y al estado último fue mayor en los muros reforzados en el alma con respecto a los muros sin reforzar con valores promedio de 70, 60 y 260%, respectivamente.
10. Entre los muros reforzados con cuantías equivalentes al 50 y 100% de la mínima no se detectaron diferencias para la distorsión al agrietamiento inclinado, a la resistencia y al estado último.
11. La ductilidad calculada con los métodos de Park y Sezen fue un 50 y 100% menor en los muros sin acero de refuerzo en el alma con respecto a la calculada en los muros con refuerzo para los muros de concreto celular así como los de peso normal y autocompactable, respectivamente.
12. La ductilidad de los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la mínima presentaron ductilidades comparables a las calculadas para los muros reforzados con una cuantía equivalente a la mínima.
13. Para el punto asociado a la resistencia, con excepción de los muros MCN50C2, MCA50C2 y MCC50C2, en todos los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia sobre la diagonal principal en todas las barras horizontales.
14. Para el punto asociado a la resistencia, de los seis muros reforzados con la cuantía mínima establecida en el RDF, sólo en el muro MCC100C se presentó la fluencia de todas las barras horizontales. En los restantes muros la eficiencia del refuerzo horizontal fue cercana al 90%.
15. No se presentaron diferencias significativas entre la energía disipada por los muros reforzados con la cuantía mínima establecida en el RDF y los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima establecida en el RDF.

#### Efecto del tipo de prueba

16. La resistencia lateral de los ensayos monótonos fue mayor que la de los ensayos equivalentes cíclicos.
17. La ductilidad calculada con los métodos de Park y Sezen fue comparable en los ensayos monótonos con respecto a la calculada en los ensayos cíclicos.

## 8.4 Recomendaciones

### 8.4.1 Análisis y diseño de viviendas de concreto

1. Para muros discontinuos en elevación, se recomienda multiplicar la relación de aspecto H/L por tres antes de realizar el diseño.
2. Se recomienda utilizar la ecuación 6.1 de este trabajo en sustitución de las ecuaciones 6.12 y 6.13 establecidas las NTC-C, (2004) para el cálculo de la resistencia por cortante de muros de concreto con falla a tensión diagonal. Con la ecuación 6.1, la contribución del concreto a la resistencia depende de la distorsión a la resistencia, del cociente M/VL o de la anchura de la grieta. Utilizando la relación de aspecto H/L en la ecuación 6.1 se obtienen resistencias del lado de la seguridad.

$$V_{\max} = V_c + V_s = (\alpha\eta_v + 0.04\sigma) \sqrt{f'_c} + \eta_h \rho_h f_y \quad (\text{MPa}) \quad (6.1)$$

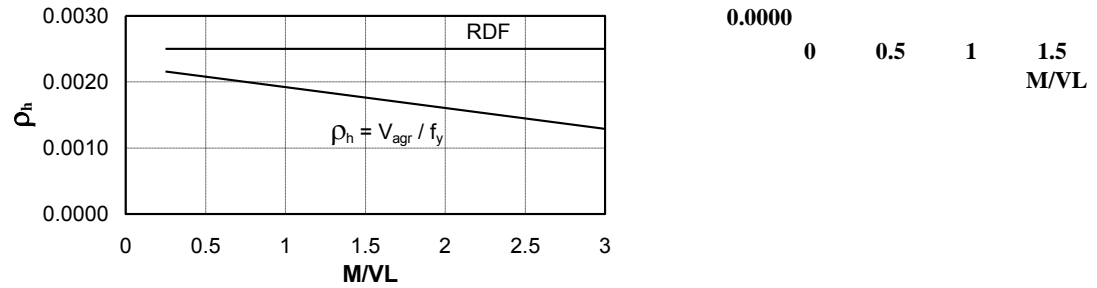
3. Para los muros construidos con concreto celular, se recomienda adoptar la recomendación establecida en la sección 11.2.1.2 del ACI 318-08 en sustitución de la establecida en la sección 12.1 de las NTC-C, 2004 del RDF. En el reglamento ACI 318-08 se establece multiplicar los valores de  $\sqrt{f'_c}$  por 0.75.
4. Para los muros construidos con concreto autocompactable se recomienda utilizar las ecuaciones establecidas para el concreto de peso normal.
5. Mientras no se cuente con mayor información, se recomienda utilizar la ecuación 6.7 de este estudio en sustitución de la ecuación 6.15 establecida en las NTC-C, 2004. Utilizando la ecuación 6.7, el límite de resistencia por cortante para evitar una falla por compresión diagonal depende del cociente M/VL. Para muros robustos el valor es cercano a  $0.84 \sqrt{f'_c} t L$  (MPa), mientras que para muros esbeltos el valor es cercano a  $0.38 \sqrt{f'_c} t L$  (MPa). Con el límite impuesto por la ecuación 6.7 se busca evitar un excesivo daño en el muro (reflejado con el aplastamiento del concreto) fomentando cuantías bajas de refuerzo en los armados, mayor redundancia de muros y obligando a la falla por cortante a tensión diagonal.

$$V_{\max} = 0.63 \sqrt{f'_c} * t l, \text{ MPa}, (2 \sqrt{f'_c} * t l, \text{ kg/cm}^2), \quad (6.15 \text{ de las NTC-C, 2004})$$

$$V_{\max} = 2 V_c \quad (6.7)$$

6. Se recomienda utilizar la igualación de la ecuación 6.17 con la contribución del refuerzo a la resistencia ( $\rho_h f_y$ ) como base para determinar la cuantía mínima de refuerzo necesaria en los muros en sustitución del valor constante de 0.0025 establecido en las NTC-C, 2004. De esta forma, la cuantía mínima de refuerzo dependerá del cociente M/VL y de la resistencia a compresión del concreto. Para resistencia a compresión del concreto de 15 MPa ( $150 \text{ kg/cm}^2$ ) y un esfuerzo de fluencia del acero de 420 MPa ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ ), se obtienen las cuantías mínimas de la figura 8.1.

$$V_{\text{agr}} = (0.32 - 0.045M/VL) \sqrt{f'_c} \quad (6.17)$$



**Figura 8.1 Cuantías de refuerzo horizontal en función del cociente M/VL**

- Actualmente, se emplean las NTC-M, 2004 y las NTC-C, 2004, en el diseño de viviendas de concreto. En las NTC-C, 2004 se establecen requisitos aplicables a muros estructurales resistentes a momento por lo que el detallado mínimo establecido es excesivo para muros de concreto localizados en viviendas. Además, como se comentó en el capítulo dos, la mayoría de los problemas detectados en la construcción de vivienda en México se deben a una mala práctica constructiva. En función de lo anterior, se recomienda elaborar una guía de análisis, diseño y construcción de vivienda de concreto.

#### Construcción de viviendas de concreto

- Para el curado de los muros, se recomienda aplicar una membrana a base de agua para tener un mejor control del agrietamiento cuando se realizan colados monolíticos de la losa y muros.
- La técnica constructiva de colar muros y losa por separado ha dado buenos resultados para el control de los agrietamientos en las viviendas.
- Mientras no se cuente con mayor información, se recomienda adoptar la norma francesa “NF P 18-504. Concreto – Puesto en obra de concreto estructural”, la cual establece una resistencia a compresión del concreto mínima de 3 MPa (30 kg/cm<sup>2</sup>) como parámetro para permitir el descimbrado de los muros.
- De acuerdo con las resistencias experimentales obtenidas, se recomienda anclar las mallas a la losa de cimentación con barras del No. 3 a cada 20 cm con una longitud de anclaje dentro del muro de 30 cm y cumpliendo con el anclaje dentro de la cimentación respectivo.
- En ambientes con altos contenidos de cloruros, se deben tomar medidas especiales que mejoren las probabilidades de obtener una durabilidad que garantice una vida útil acorde al diseño.
- Se recomienda dar inicio a cursos o programas de capacitación para los especialistas del diseño y la construcción de viviendas de concreto.

#### 8.5 Estudios futuros

- La torsión de las viviendas está asociada a modos de vibración posteriores a los traslacionales. Se recomienda realizar un estudio más refinado que el realizado en este estudio para confirmar su participación en la respuesta de la vivienda.
- La ecuación 2.7 se verificó con solo dos resultados experimentales. Se sugiere aumentar el número de muestras para comprobar su exactitud y en su caso realizar las adecuaciones necesarias. Lo importante de la ecuación es resaltar las variables que influyen en la respuesta y la sencillez de la ecuación.
- Será importante de considerar en futuros estudios el modo de falla por deslizamiento. En ensayos de muros robustos con relación de aspecto H/L = 0.4 se han presentado fallas asociadas al deslizamiento del muro (Flores et al., 2006).

4. Debido a las características del marco de carga, durante los ensayos se presentó una rotación de los muros en su parte superior. Dicha rotación fue considerada en los resultados para la calibración del modelo propuesto. Se recomienda tomar las medidas necesarias en futuros ensayos para determinar el cociente  $M/VL$  registrado durante las pruebas, sobre todo si el ensaye es del tipo en “voladizo”.
5. En este estudio no se realizaron ensayos de muros reforzados con malla electrosoldada en el alma. Se recomienda revisar el modelo propuesto con los resultados de ensayos de muros con refuerzo mediante malla electrosoldada realizados en otras etapas del proyecto. Debido a las características de capacidad de ductilidad limitada y falla frágil de la malla, se espera que la resistencia y ductilidad de los muros con refuerzo mediante mallas electrosoldadas sea menor que la medida en los muros con refuerzo mediante barras de acero corrugadas.
6. Se recomienda realizar un estudio más exhaustivo que el realizado en este trabajo para revisar el límite de resistencia establecido con la ecuación 6.15 de las NTC-C, 2004 para evitar una falla por compresión diagonal.
7. Será conveniente retroalimentar la base de datos de muros de concreto con otros ensayos e incluyendo los ensayados en otras etapas del proyecto para seguir calibrando el modelo de comportamiento propuesto.
8. En el presente trabajo no se realizaron análisis no lineales tridimensionales de viviendas de muros de concreto. Será importante buscar una plataforma de análisis no lineal para incluir el modelo histerético calibrado en este trabajo y, revisar, mediante el análisis no lineal paso a paso, el comportamiento de los muros. Para realizar los análisis tridimensionales, el modelo histerético deberá de calibrarse considerando distintos cocientes  $M/VL$  y se deberá de verificar para fallas distintas a la de cortante por tensión diagonal. En los modelos histeréticos calibrados los valores de los parámetros se consideraron constantes. En futuros estudios será importante evaluar el comportamiento considerando parámetros variables en función del daño presentado en los muros.
9. El estudio realizado incluyó la caracterización de la falla asociada al cortante por tensión diagonal. Para establecer factores de reducción por ductilidad aplicables a las viviendas se deberán de conocer las capacidades de resistencia y deformación asociados a mecanismos de falla por flexión, cortante por compresión diagonal y cortante por deslizamiento.
10. En las viviendas analizadas, la demanda de resistencia en los muros es baja aún para cuantías de refuerzo bajas. Se recomienda evaluar el comportamiento de muros reforzados con fibras para su futuro empleo en viviendas. Con el uso de fibras se evitará una falla frágil y un control del agrietamiento de los muros.
11. El tiempo de descimbrado resulta clave en los procesos constructivos de vivienda de concreto. Se sugiere explorar una línea de investigación para tratar de establecer el tiempo de descimbrado en función del módulo elástico. La determinación del módulo correspondería a las viviendas coladas en sitio mediante pruebas no destructivas de vibración por micro impactos.



## Apéndice A. Análisis y diseño de viviendas de concreto

### A.1 Introducción

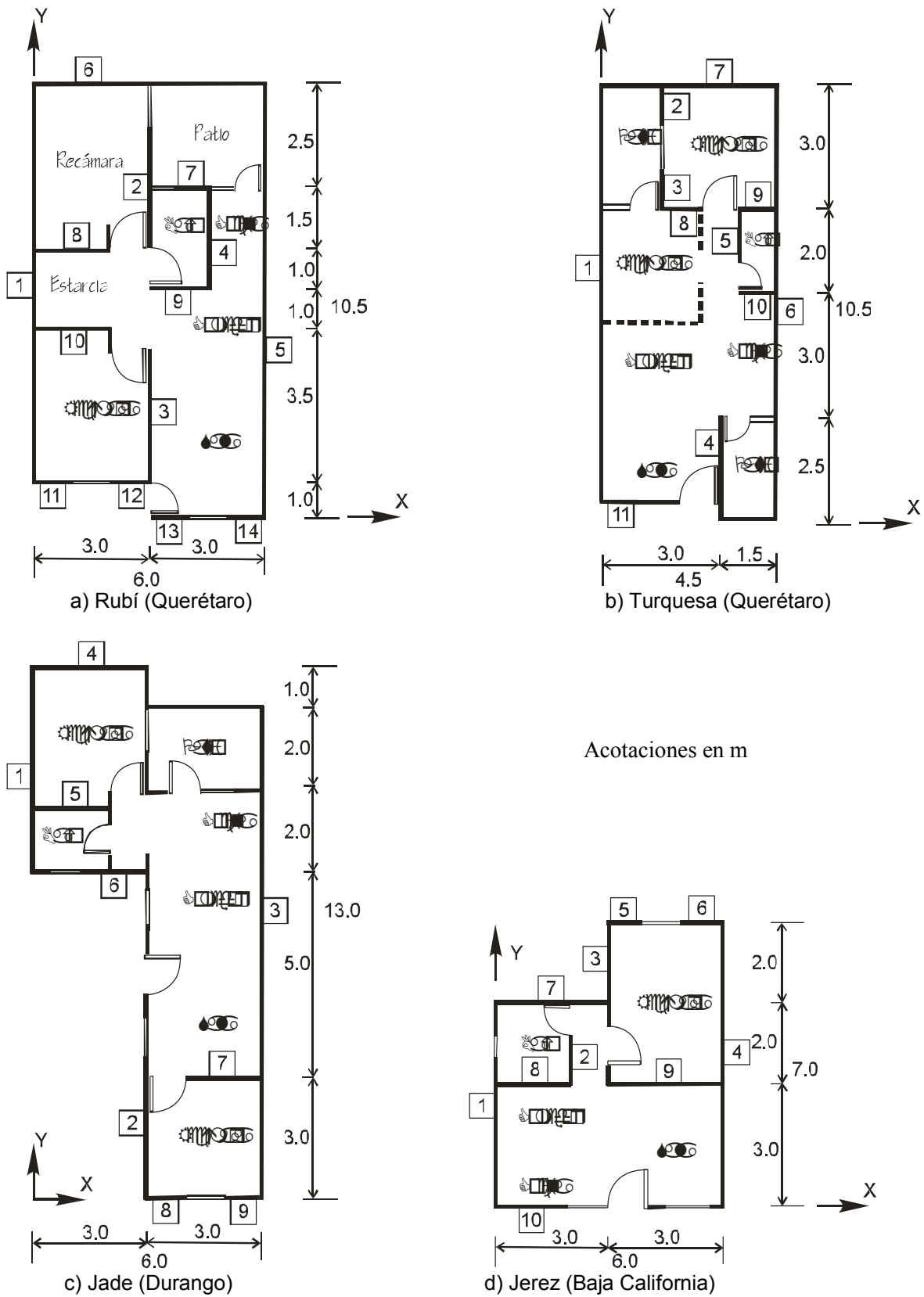
En este apéndice se presenta la revisión de las demandas de resistencia de las viviendas de concreto estudiadas. Para calcular la fuerza cortante actuante en los muros de las viviendas, se utilizó el análisis sísmico estático. Se presentan las plantas de distribución de los prototipos, las propiedades de los materiales empleados y la metodología establecida para realizar los análisis. Se incluyen los resultados de cada prototipo. También se presentan los modelos de elemento finito realizados para determinar los desplazamientos y los periodos naturales de vibración de las viviendas de concreto.

### A.2 Plantas de distribución de las viviendas de concreto

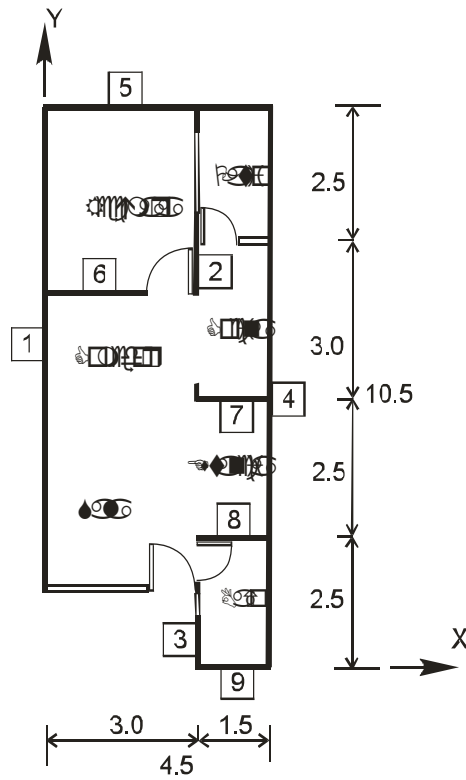
Como se señaló en el capítulo 2, se seleccionaron diez desarrollos de vivienda de concreto construidos en Querétaro, Durango, Baja California, Jalisco, Estado de México y Tamaulipas. En la tabla A.1 se señalan las características del prototipo de vivienda, el estado donde se construyeron y el número de pisos y en la figura A.1 se presentan las plantas de distribución. En todas las viviendas, el eje X está orientado en el eje de la fachada principal. En las plantas de distribución se incluye la nomenclatura establecida para los muros de las viviendas. El número adherido al muro indica el número de elemento en cuestión al que se hará referencia en los resultados del análisis y diseño.

**Tabla A.1 Desarrollos de vivienda seleccionados para el análisis sísmico estático**

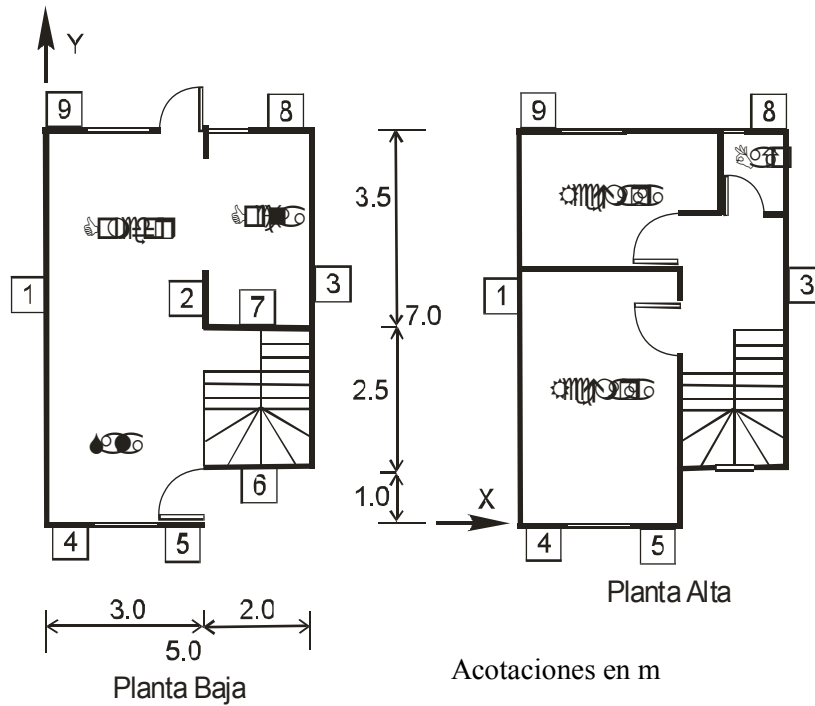
Desarrollo	Estado	No. de pisos
Rubí	Querétaro	1
Turquesa	Querétaro	1
Jade	Durango	1
Jerez	Baja California	1
Kitt	Estado de México	1
Roble	Jalisco	2
MC-100	Durango	2
San Francisco	Baja California	2
Espaldaña	Baja California	2
San Jorge	Tamaulipas	2



**Figura A.1 Plantas de distribución de los desarrollos seleccionados para el análisis**

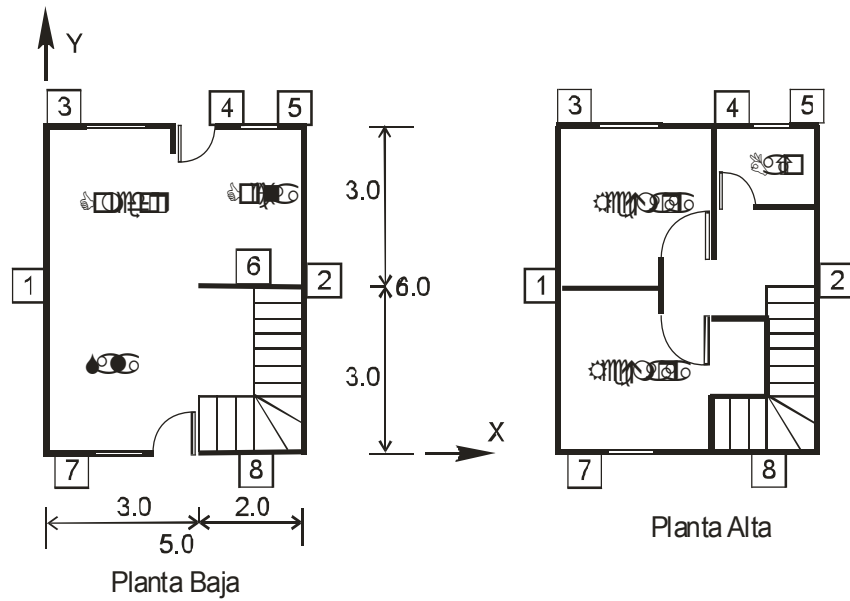


e) Kitt (Estado de México)

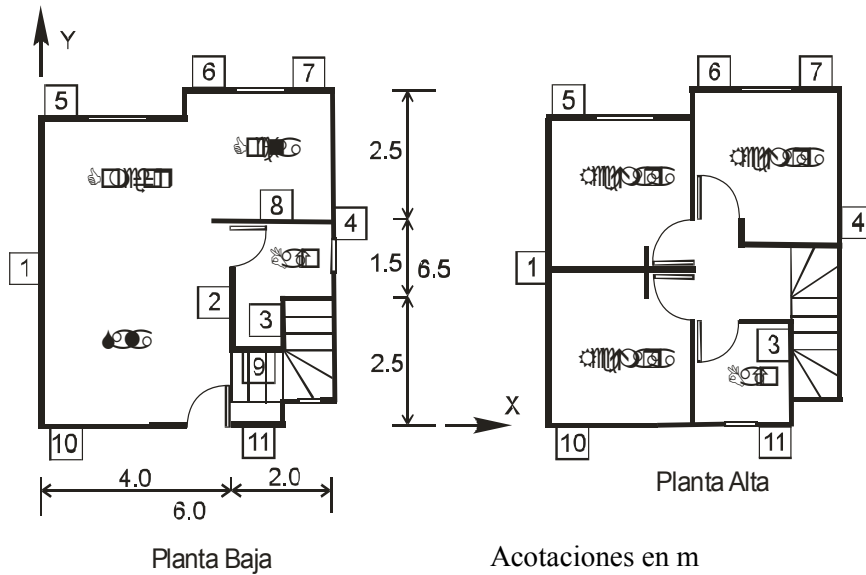


f) Roble (Jalisco)

Figura A.1 Plantas de distribución de los desarrollos seleccionados para el análisis (continuación)

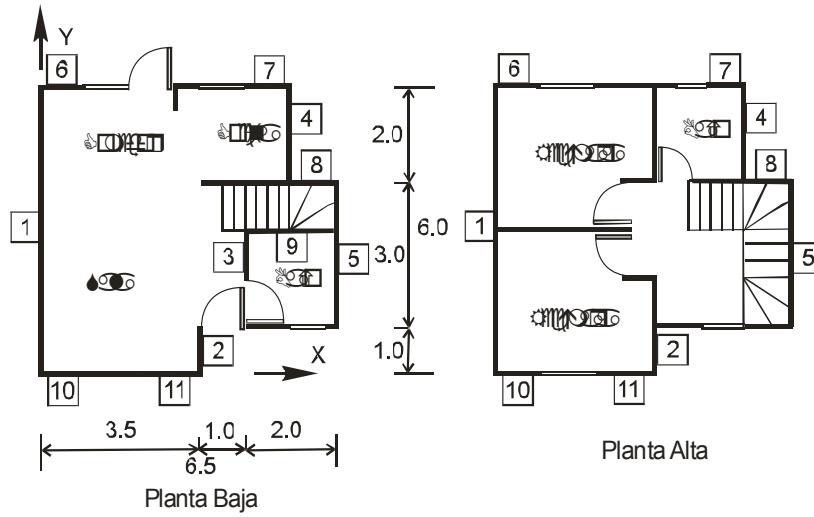


g) MC-100 (Durango)

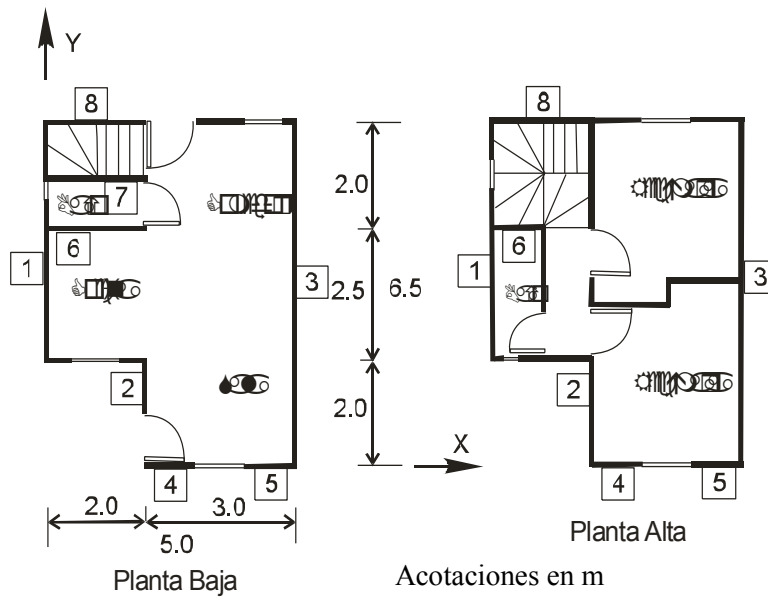


h) San Francisco (Baja California)

Figura A.1 Plantas de distribución de los desarrollos seleccionados para el análisis (continuación)



i) Espaldaña (Baja California)



j) San Jorge (Tamaulipas)

Figura A.1 Plantas de distribución de los desarrollos seleccionados para el análisis (continuación)

### A.3 Revisión de las demandas de resistencia en viviendas de concreto

Para revisar las demandas de resistencia en los muros, se calcularon las fuerzas cortantes actuantes y se compararon con las fuerzas resistentes. La fuerza cortante resistente ( $V_R$ ) se calculó utilizando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCC-2004). Debido a que la investigación está enfocada al comportamiento a cortante por tensión diagonal de muros de concreto, se consideró a la fuerza cortante asociada a tensión diagonal como condición de falla para todos los muros. Las ecuaciones utilizadas para calcular la fuerza cortante resistente fueron las siguientes

$$V_R = V_C + V_S \quad (\text{A.1})$$

$$H/L \leq 1.5; \quad V_C = 0.27 F_R \sqrt{f^* c} t L \quad \text{MPa} \quad (\text{A.2})$$

$$(V_C = 0.85 F_R \sqrt{f^* c} t L) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$H/L \geq 2.0;$$

$$\rho_v \leq 0.015; \quad V_C = 0.3 F_R t 0.8L(0.2 + 20\rho_v) \sqrt{f^* c} \quad \text{MPa} \quad (\text{A.3})$$

$$V_C = F_R t 0.8L(0.2 + 20\rho_v) \sqrt{f^* c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\rho_v \geq 0.015; \quad V_C = 0.16 F_R t 0.8L \sqrt{f^* c} \quad \text{MPa} \quad (\text{A.4})$$

$$V_C = 0.5 F_R t 0.8L \sqrt{f^* c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$V_S = \rho_h f_y F_R t L \quad (\text{A.5})$$

en donde H es la altura del muro, L es la longitud del muro,  $V_C$  es la fuerza cortante resistida por el concreto,  $V_S$  es la fuerza cortante resistida por el refuerzo horizontal,  $F_R$  es un factor de reducción de resistencia, t es el espesor del muro,  $f_c^*$  es la resistencia nominal del concreto a compresión ( $f_c^* = 0.85 f_c'$ ),  $\rho_v$  es la cuantía de refuerzo vertical,  $\rho_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo. Para relaciones de aspecto H/L comprendidas entre 1.5 y 2 se interpola linealmente entre las ecuaciones A.2 y A.3 ó A.4.

Al tratarse de una falla esperada por cortante, se utilizó un factor de reducción de resistencia ( $F_R$ ) igual a 0.80. La resistencia nominal a compresión del concreto utilizada fue de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>). La cuantía de refuerzo horizontal ( $\rho_h$ ) de todos los muros se consideró igual a la cuantía de refuerzo mínima establecida en las normas para muros de concreto sujetos a fuerzas laterales en su plano e igual a 0.0025 (NTC-C, 2004). El esfuerzo de fluencia utilizado del refuerzo vertical y horizontal fue de 420 MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>).

Adicionalmente se realizaron análisis considerando una cuantía de refuerzo horizontal en los muros igual a la cuantía de refuerzo mínimo por temperatura establecida en las normas para muros de concreto sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas establecido por la ecuación 2.1. La cuantía mínima de refuerzo por temperatura se utiliza comúnmente en el diseño de muros de concreto sujetos a fuerzas laterales en su plano. Al tratarse de muros de 10 cm de espesor y de refuerzo de malla electrosoldada con esfuerzo de fluencia del acero de igual a  $f_y = 500$  MPa (5000 kg/cm<sup>2</sup>), la ecuación 2.1 da como resultado una cuantía mínima por temperatura de 0.0012.

La fuerza cortante actuante ( $V_U$ ) se obtuvo a partir de un análisis sísmico estático. Para realizar los análisis, en todos los casos se consideró una altura de los muros de 250 cm. Se utilizó una carga muerta de

0.004 MPa (400 kg/m<sup>2</sup>), una carga viva de 0.001 MPa (100 kg/m<sup>2</sup>) en azotea y de 0.002 MPa (200 kg/m<sup>2</sup>) en entrepiso (Pérez, 2007; García-Conde, 2007). En los análisis se consideró el peso propio de los muros localizados en planta alta y la mitad del peso propio de los muros localizados en planta baja. El cálculo de la fuerza cortante actuante ( $V_U$ ) se realizó con la expresión

$$V_U = F_{\text{carga}} \frac{c}{Q'} w_t \quad (\text{A.6})$$

en donde  $c$  es un coeficiente sísmico establecido en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE que depende del tipo de suelo, tipo de estructura y tipo de zona (CFE, 1993).  $F_{\text{carga}}$  es un factor de carga,  $w_t$  es el peso total de la vivienda y  $Q'$  es un factor de reducción por comportamiento sísmico inelástico. Para el análisis ante cargas laterales, se utilizó un factor de carga igual a 1.1. Al tratarse de viviendas, en todos los casos se consideró como una estructura del tipo B. Con el propósito de obtener las máximas demandas de resistencia en los muros, para el tipo de suelo, se utilizó el terreno compresible (tipo III) en todos los casos. Se empleó un factor de reducción de la ordenada espectral por comportamiento sísmico inelástico ( $Q'$ ) dependiente del periodo de vibración de las viviendas. La distribución de la fuerza cortante actuante por entrepiso y del momento de volteo actuante se realizó con base en la rigidez relativa de cada muro. Como se comentó, para el cálculo de la rigidez relativa, los muros fueron modelados como elementos trabajando en voladizo mediante la siguiente expresión

$$k = \frac{I}{\frac{H^3}{3E_c I} + \frac{H}{G_c A}} \quad (\text{A.7})$$

en donde:  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto,  $I$  es el momento de inercia de la sección horizontal,  $G_c$  es el módulo de cortante del concreto y  $A$  es el área de la sección transversal horizontal del muro.

La fuerza cortante actuante en cada muro se calculó con la suma de la fuerza cortante directa más la fuerza cortante por los efectos de torsión presentes en cada vivienda. Para los muros en la dirección X, la fuerza cortante directa se calculó con base en la rigidez relativa de cada muro con la siguiente expresión

$$V_i = \frac{V_x k_{ix}}{\sum k_{ix}} \quad (\text{A.8})$$

El cortante por torsión se calculó con la siguiente expresión

$$V_{ix} = \frac{k_{ix} y_{it}}{\sum k_{ix} y_{it}^2 + k_{iy} x_{it}^2} V_x e_y \quad (\text{A.9})$$

en donde  $V_i$  es la fuerza cortante directa,  $V_{ix}$  es la fuerza cortante por torsión,  $V_x$  es el cortante de entrepiso en la dirección  $x$ ,  $k_{ix}$  es la rigidez del muro  $i$  en la dirección  $x$ ,  $y_{it}$  y  $x_{it}$  es la distancia del eje del muro  $i$  con respecto al centro de masa en las direcciones  $y$  y  $x$  respectivamente,  $e_y$  es la excentricidad de diseño entre el centro de masa y el centro de rigidez de la vivienda en la dirección  $y$ . Para la determinación de los cortantes en los muros de la dirección  $y$  se utilizaron las ecuaciones A.8 y A.9 cambiando los subíndices  $x$  por subíndices  $y$ .

La excentricidad de diseño se calculó con las siguientes ecuaciones:

$$e_{y1} = 1.5 e_c + 0.1b \quad (\text{A.10})$$

$$e_{y2} = e_c - 0.1b \quad (\text{A.11})$$

donde  $e_c$  es la excentricidad entre el centro de masa y el centro de torsión y  $b$  es la mayor dimensión de la vivienda en el sentido en que actúa la fuerza cortante última.

Las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes actuantes en cada muro incluyeron el 100% del elemento mecánico (fuerza cortante o momento flexionante) actuando en la dirección de análisis más el 30% del elemento mecánico actuando en la dirección perpendicular al análisis. Para tal propósito se utilizó el mayor de los valores obtenidos de las siguientes ecuaciones

$$V_{xy1} = V_m + 0.3 |V_o| \quad A.12$$

$$V_{xy2} = 0.3V_m + |V_o| \quad A.13$$

En donde  $V_{xy}$  es el cortante actuante en cada muro,  $V_m$  es el cortante calculado en la dirección de análisis incluyendo los efectos de torsión y  $V_o$  es el cortante por torsión en la dirección perpendicular al análisis.

En las tablas A.2.1 a A.2.10 se presentan los resultados del análisis y diseño de cada vivienda. Se incluye por cada prototipo y por cada muro; la longitud del muro  $L$ , la relación de aspecto altura-longitud ( $H/L$ ), el cociente  $M/VL$ , donde  $M$  es el momento flexionante y  $V$  es la fuerza cortante actuantes en la base del muro. También se incluye el esfuerzo axial promedio en los muros, la rigidez relativa de cada muro considerándolos como elementos en voladizo ( $k$ ), la fuerza cortante resistente ( $V_R$ ) y la fuerza cortante actuante en cada muro ( $V_U$ ).

La fuerza cortante resistente se calculó de dos formas: considerando a los muros reforzados con la cuantía mínima que se establece en el reglamento para muros sujetos a fuerzas laterales en su plano (0.0025,  $V_{R-0.0025}$ ) y considerando a los muros reforzados con la cuantía mínima por temperatura (0.0012,  $V_{R-0.0012}$ ) establecida en el reglamento (NTC-C, 2004). Los cocientes entre la fuerza cortante resistente y la fuerza cortante actuante en cada muro ( $V_R/V_U$ ) se presentan con relación a ambas fuerzas cortante resistentes.

**Tabla A.2.1 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Rubí**

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	$V_U$ (kN)	$V_{R-0.0025}$ (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	$V_{R-0.0012}$ (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	950	0.26	0.08	24825	0.07	99	1574	5.6	1239	4.4
2	300	0.83	0.99	4125	0.13	11	497	44.7	391	35.2
3	300	0.83	0.99	4125	0.20	11	497	44.7	391	35.2
4	250	1.00	0.46	2791	0.23	9	414	21.2	326	16.7
5	800	0.31	0.08	20084	0.09	84	1325	5.2	1043	4.1
6	300	0.83	0.70	4125	0.07	74	497	5.4	391	4.2
7	100	2.50	2.86	264	0.19	4	102	23.6	67	15.4
8	200	1.25	1.38	1659	0.14	25	331	11.8	261	9.3
9	150	1.67	1.51	800	0.21	13	216	13.0	163	9.8
10	200	1.25	0.96	1659	0.19	29	331	8.2	261	6.4
11	100	2.5	1.25	264	0.39	6	102	10.3	67	6.7
12	100	2.5	1.25	264	0.44	6	102	10.3	67	6.7
13	100	2.5	1.14	264	0.49	6	102	9.4	67	6.1
14	100	2.5	1.14	264	0.54	6	102	9.4	67	6.1



Tabla A.2.2 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Turquesa

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	V <sub>U</sub> (kN)	V <sub>R-0.0025</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	V <sub>R-0.0012</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	750	0.33	0.06	18485	1.03	340	1243	3.7	978	2.9
2	100	2.50	1.07	264	0.86	2	102	53.1	67	34.7
3	100	2.50	1.07	264	0.86	2	102	53.1	67	34.7
4	250	1.00	0.60	2791	0.78	15	414	28.4	326	22.3
5	120	2.08	0.73	438	1.39	4	122	31.3	80	20.5
6	800	0.31	0.06	20084	0.93	327	1325	4.1	1043	3.2
7	300	0.83	0.93	4125	0.70	94	497	5.3	391	4.2
8	100	2.50	1.88	264	2.98	9	102	11.4	67	7.5
9	100	2.50	1.88	264	0.90	9	102	11.4	67	7.5
10	100	2.50	1.31	264	1.29	13	102	8.0	67	5.2
11	100	2.50	0.74	264	0.90	23	102	4.5	67	3.0

Tabla A.2.3 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Jade

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	V <sub>U</sub> (kN)	V <sub>R-0.0025</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	V <sub>R-0.0012</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	500	0.50	0.08	10367	0.61	199	828	4.17	640	3.22
2	350	0.71	0.34	5594	0.67	36	580	15.93	448	12.31
3	1200	0.21	0.09	32571	0.83	238	1988	8.34	1536	6.44
4	300	0.83	0.58	4125	0.74	93	497	5.34	384	4.12
5	200	1.25	1.37	1659	1.21	24	331	13.98	256	10.80
6	200	1.25	1.15	1659	0.55	28	331	11.72	256	9.05
7	200	1.25	0.51	1659	1.30	63	331	5.24	256	4.05
8	100	2.50	0.77	264	0.95	13	102	7.61	64	4.80
9	100	2.50	0.77	264	0.95	13	102	7.61	64	4.80

Tabla A.2.4 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Jerez

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	V <sub>U</sub> (kN)	V <sub>R-0.0025</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	V <sub>R-0.0012</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	500	0.50	0.42	10367	0.68	115	828	7.21	652	5.67
2	125	2.00	2.09	490	0.98	4	127	29.20	83	19.07
3	300	0.83	0.99	4125	1.07	32	497	15.48	391	12.18
4	700	0.36	0.41	16875	0.58	136	1160	8.56	913	6.73
5	100	2.50	2.96	264	1.00	5	102	18.72	67	12.24
6	100	2.50	2.96	264	1.00	5	102	18.72	67	12.24
7	300	0.83	1.04	4125	0.47	81	497	6.15	391	4.84
8	200	1.25	1.58	1659	1.21	32	331	10.33	261	8.13
9	300	0.83	1.05	4125	1.39	80	497	6.23	391	4.90
10	200	1.25	1.32	1659	1.15	38	331	8.63	261	6.79

**Tabla A.2.5 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Kitt**

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	V <sub>U</sub> (kN)	V <sub>R-0.0025</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	V <sub>R-0.0012</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	900	0.28	0.09	23254	0.90	225	1491	6.63	1173	5.21
2	150	1.67	1.09	800	1.39	4	216	59.08	163	44.57
3	100	2.50	1.64	264	1.08	1	102	84.71	67	55.38
4	800	0.31	0.08	20084	0.58	222	1325	5.96	1043	4.69
5	300	0.83	0.65	4125	0.73	86	497	5.78	391	4.55
6	200	1.25	1.41	1659	1.58	24	331	13.85	261	10.90
7	150	1.67	1.17	800	2.15	18	216	11.67	163	8.80
8	150	1.67	0.80	800	1.55	27	216	7.94	163	5.99
9	150	1.67	0.60	800	0.47	36	216	6.02	163	4.54

**Tabla A.2.6 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Roble**

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	V <sub>U</sub> (kN)	V <sub>R-0.0025</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	V <sub>R-0.0012</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	700	0.71	0.56	5594	2.16	295	1160	3.93	913	3.09
2	100	5.00	3.93	35	6.63	2	102	54.35	67	35.53
3	600	0.83	0.50	4125	1.53	285	994	3.49	782	2.74
4	100	5.00	1.86	35	2.30	18	102	5.65	67	3.69
5	100	5.00	1.86	35	2.30	18	102	5.65	67	3.69
6	200	2.50	0.94	264	1.15	133	204	1.53	133	1.00
7	200	1.25	3.71	1659	0.70	212	331	1.57	261	1.23
8	150	3.33	1.22	116	1.57	60	153	2.55	100	1.67
9	100	5.00	1.83	35	1.40	18	102	5.57	67	3.64

**Tabla A.2.7 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda MC-100**

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	V <sub>U</sub> (kN)	V <sub>R-0.0025</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	V <sub>R-0.0012</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	600	0.83	0.58	4125	2.22	144	994	6.88	782	5.42
2	600	0.83	0.58	4125	1.51	144	994	6.88	782	5.42
3	75	6.67	1.99	15	2.59	5	76	15.02	50	9.82
4	75	6.67	1.99	15	2.59	5	76	15.02	50	9.82
5	75	6.67	1.99	15	2.59	5	76	15.02	50	9.82
6	200	1.25	3.69	1659	2.47	113	331	2.94	261	2.31
7	100	5.00	1.55	35	2.17	11	102	8.90	67	5.82
8	200	2.50	0.78	264	1.40	85	204	2.39	133	1.56

Tabla A.2.8 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda San Francisco

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	V <sub>U</sub> (kN)	V <sub>R-0.0025</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	V <sub>R-0.0012</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	600	0.83	0.52	4125	2.40	421	994	2.36	782	1.86
2	150	1.67	4.59	800	5.12	37	287	7.72	217	5.82
3	100	5.00	3.67	35	1.78	3	102	33.05	67	21.61
4	600	0.83	0.57	4125	1.45	390	994	2.55	782	2.01
5	100	5.00	0.58	35	2.34	55	102	1.84	67	1.21
6	100	5.00	0.58	35	2.34	55	102	1.84	67	1.21
7	100	5.00	0.58	35	2.34	55	102	1.84	67	1.21
8	250	1.00	3.00	2791	2.65	335	414	1.24	326	0.97
9	100	2.50	6.50	264	0.95	37	102	2.79	67	1.83
10	100	5.00	0.56	35	2.34	57	102	1.79	67	1.17
11	100	5.00	0.56	35	2.40	57	102	1.79	67	1.17

Tabla A.2.9 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda Espaldaña

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	V <sub>U</sub> (kN)	V <sub>R-0.0025</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	V <sub>R-0.0012</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	600	0.83	0.85	4125	2.40	380	994	2.62	782	2.06
2	100	5.00	2.36	35	2.90	7	102	14.47	67	9.46
3	100	2.50	3.22	264	2.95	39	102	2.64	67	1.73
4	200	2.50	0.81	264	1.40	77	204	2.66	133	1.74
5	300	1.67	0.47	800	1.75	267	431	1.61	325	1.22
6	100	5.00	3.48	35	2.90	35	102	2.91	67	1.90
7	100	5.00	3.48	35	2.33	35	102	2.91	67	1.90
8	200	2.50	1.82	264	3.03	249	306	1.23	200	0.80
9	100	2.50	7.53	264	0.95	121	204	1.69	133	1.11
10	100	5.00	3.51	35	2.34	35	102	2.94	67	1.92
11	150	3.33	2.34	116	1.86	114	153	1.34	100	0.88

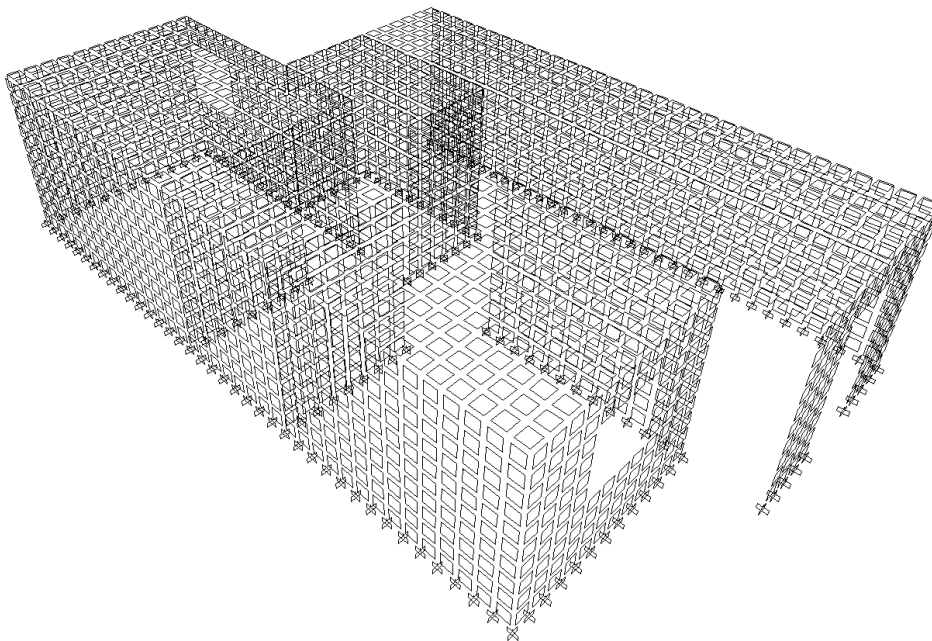
Tabla A.2.10 Resultados del análisis y diseño del desarrollo de vivienda San Jorge

Muro	Longitud (cm)	H/L	M/VL	k (kN/cm)	Carga axial (MPa)	V <sub>U</sub> (kN)	V <sub>R-0.0025</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0025}}{V_U}$	V <sub>R-0.0012</sub> (kN)	$\frac{V_{R-0.0012}}{V_U}$
1	450	1.11	0.40	2195	1.44	90	746	8.24	587	6.48
2	100	5.00	2.47	35	4.50	1	102	95.81	67	62.64
3	650	0.77	0.82	4846	2.06	67	1077	16.01	847	12.60
4	100	5.00	3.08	35	2.03	10	102	10.70	67	7.00
5	100	5.00	3.08	35	2.03	10	102	10.70	67	7.00
6	100	5.00	3.46	35	4.74	8	102	12.05	67	7.88
7	100	2.50	7.50	264	3.01	29	102	3.50	67	2.29
8	200	2.50	1.77	264	1.40	62	204	3.31	133	2.17

#### A.4 Análisis de elemento finito de las viviendas de concreto

Las viviendas fueron modeladas mediante el método de elementos finitos (MEF) para determinar los periodos de vibración y las demandas de desplazamiento elásticas. Los análisis se realizaron con el programa SAP2000 versión 9.0.3. (CSI, 2004). Los modelos de elemento finito incluyeron los muros y la losa. Por simplicidad, en ningún modelo se incluyó la escalera para los análisis de las viviendas de dos niveles. En todos los casos se utilizó el elemento cascarón (shell), para representar los elementos. Se consideró una resistencia a compresión del concreto de 15 MPa ( $150 \text{ kg/cm}^2$ ), el módulo de elasticidad del concreto establecido en el reglamento para un concreto clase 2, (NTC-C, 2004) y un espesor de muros y losa igual a 10 cm. Por simplicidad, en ningún modelo se incluyó la escalera para los análisis de las viviendas de dos niveles. En todos los casos se consideraron condiciones de empotramiento perfecto en la cimentación.

El modelado de las viviendas incluyó la siguiente metodología. Al inicio se modeló la primera vivienda con elementos cascarón grandes. Se utilizaron el mínimo número de elementos en el análisis. Con este primer modelo se obtuvieron los periodos y desplazamientos de la vivienda. Posteriormente se realizaron otros análisis disminuyendo paulatinamente la sección de los elementos cascarón y siempre tratando de utilizar elementos cuadrados. Los periodos y desplazamientos de los modelos posteriores se fueron comparando con la respuesta del modelo inmediato anterior. Los resultados se consideraron lo suficientemente exactos cuando no se presentaron variaciones mayores que el 5% en la respuesta (periodo y desplazamiento) entre dos modelos consecutivos. Empleando esta metodología, se obtuvieron elementos cascarón con sección de 25x25 cm para la primera vivienda. En los restantes nueve análisis se consideraron en todos los casos elementos con la misma sección de 25x25 cm. El número de elementos finitos varió entre 1812 y 2492 para las viviendas de un piso y entre 2984 y 3670 para las viviendas de dos pisos. El modelo de elemento finito realizado para el prototipo Rubí se presenta en la figura A.2.



**Figura A.2 Modelo de elemento finito para el prototipo de vivienda Rubí**

### A.5 Periodos naturales de vibración

En la tabla A.3 se presentan los periodos naturales de vibración obtenidos con los análisis de elemento finito ( $T_{MEF}$ ). Se incluyen los cocientes entre los periodos obtenidos con estos análisis y los periodos calculados con las ecuaciones 2.2 y 2.3. Como se comentó en la sección 2.4.2, la rigidez de la vivienda ( $K$ ) utilizada en la ecuación 2.2 se calculó con base en tres consideraciones: suponiendo la rigidez de los muros de concreto como elementos en voladizo, (ecuación A.7), suponiendo la rigidez de los muros como elementos en voladizo con restricción al giro, (ecuación A.7 considerando un valor de 12 en sustitución de la constante 3), y tomando la rigidez de los muros de concreto como elementos en voladizo pero considerando sólo las deformaciones por cortante (ecuación A.7 eliminando el término  $H^3/3E_cI$ ). La ecuación 2.3 fue calibrada con resultados de periodos medidos en edificio de muros de concreto durante sismos (Goel y Chopra, 1998).

**Tabla A.3 Periodos calculados para las viviendas analizadas**

Desarrollo	Dirección de análisis	Periodo $T$ , s $T_{MEF}$	$\frac{T_{MEF}}{T_{voladizo}}$	$\frac{T_{MEF}}{T_{voladizo-restricción}}$	$\frac{T_{MEF}}{T_{voladizo-cortante}}$	$\frac{T_{MEF}}{T_{Goel}}$
Rubí	X	0.036	0.52	0.78	1.13	2.77
Turquesa	X	0.043	0.61	0.86	1.19	3.58
Jade	X	0.036	0.65	0.92	1.20	3.60
Jerez	X	0.03	0.67	0.91	1.11	3.33
Kitt	X	0.036	0.63	0.90	1.16	3.27
Roble	X	0.057	0.41	1.21	1.06	2.59
MC-100	X	0.062	0.44	1.14	1.13	2.82
San Francisco	X	0.054	0.45	1.17	1.02	2.35
Espaldaña	X	0.055	0.23	1.08	0.92	2.75
San Jorge	X	0.054	0.23	1.23	0.89	2.25
Rubí	Y	0.029	1.07	0.61	1.26	3.22
Turquesa	Y	0.025	1.04	0.67	1.19	3.57
Jade	Y	0.027	1.08	0.64	1.23	3.38
Jerez	Y	0.027	0.96	0.41	1.17	3.38
Kitt	Y	0.027	1.13	0.40	1.29	3.38
Roble	Y	0.039	0.57	0.72	0.83	2.44
MC-100	Y	0.041	0.59	0.76	0.85	2.41
San Francisco	Y	0.042	0.58	0.76	0.91	2.47
Espaldaña	Y	0.046	0.51	0.72	1.00	2.71
San Jorge	Y	0.042	0.58	0.75	0.89	2.47
		Promedio	0.65	0.83	1.08	2.94
		COV	0.42	0.29	0.14	0.16

En la tabla A.4 se presentan los modos de vibración asociados a los periodos en las traslaciones X y Y y al modo de torsión. De la tabla A.4 se observa que para viviendas de un piso el modo de traslación X (dirección de las fachadas), corresponde al tercero y cuartos modos de vibrar de la vivienda. Los modos de vibración iniciales de la vivienda corresponden a movimientos verticales de las losas. Para la traslación en el sentido Y (perpendicular a la dirección de las fachadas), los modos de vibrar se encuentran entre el séptimo y el décimo segundo modo. El modo de torsión aparece hasta el décimo segundo modo de vibrar o mayores. Para viviendas de dos, pisos los tres movimientos (traslación X, traslación Y y torsión) aparecen en modos anteriores a los modos obtenidos en viviendas de un piso.

En futuros trabajos será importante revisar los esfuerzos en la losa y en las interfases losa-muros para garantizar las condiciones de diafragma rígido y evitar posibles fallas en la losa o en las conexiones antes de alcanzar los modos de falla traslacionales o de torsión.

**Tabla A.4 Modos de vibrar asociados a los periodos en las traslaciones X y Y y al modo de torsión**

Desarrollo	No. de pisos	Modo en traslación X	Modo en traslación Y	Modo de torsión
Rubí	1	4	11	-
Turquesa	1	3	12	-
Jade	1	4	9	12
Jerez	1	4	7	12
Kitt	1	4	10	12
Roble	2	1	5	10
MC-100	2	1	3	9
San Francisco	2	1	2	8
Espaldaña	2	1	2	9
San Jorge	2	1	2	7

### A.6 Demandas de desplazamiento

En las tablas A.5 y A.6 se presentan las demandas de desplazamiento elástico obtenidos con los análisis de elemento finito ( $\delta_{MEF}$ ). Se incluyen los cocientes entre los desplazamientos obtenidos con los análisis de elemento finito y los desplazamientos calculados con las ecuaciones 2.7 a 2.9. Al igual que para el caso del cálculo del periodo, la rigidez de la vivienda (K) utilizada en las ecuaciones 2.7 a 2.9 se realizó con base en dos consideraciones: suponiendo la rigidez de los muros de concreto como elementos en voladizo y tomando la rigidez de los muros de concreto como elementos en voladizo pero considerando sólo las deformaciones de cortante.

**Tabla A.5 Demandas de desplazamiento calculados para las viviendas (Rigidez de los muros como elementos en voladizo)**

Desarrollo	Dirección de análisis	Desplazamiento $\delta_{MEF}$ , mm	$\delta_{MEF}$	$\delta_{MEF}$	$\delta_{MEF}$
			$\delta_{estáticoec. 2.8}$	$\delta_{espectroec. 2.9}$	$\delta_{FEMA 356ec. 2.10}$
Rubí	X	0.2	0.61	1.29	0.59
Turquesa	X	0.4	1.03	1.74	0.65
Jade	X	0.3	0.83	1.72	0.77
Jerez	X	0.2	0.53	0.43	0.19
Kitt	X	0.2	0.80	1.69	0.75
Roble	X	0.8	0.32	0.23	0.08
MC-100	X	0.5	0.30	0.42	0.16
San Francisco	X	1.0	0.33	0.23	0.09
Espaldaña	X	0.9	0.09	0.06	0.02
San Jorge	X	0.2	0.08	0.11	0.04
Rubí	Y	0.07	1.28	3.20	1.19
Turquesa	Y	0.06	1.25	3.00	1.15
Jade	Y	0.06	1.79	4.94	2.26
Jerez	Y	0.2	1.38	1.11	0.49
Kitt	Y	0.07	1.70	4.19	1.86
Roble	Y	0.4	0.72	0.51	0.19
MC-100	Y	0.2	0.62	1.08	0.40
San Francisco	Y	0.6	0.70	0.49	0.18
Espaldaña	Y	0.4	0.48	0.33	0.12
San Jorge	Y	0.1	0.51	0.89	0.33
		Promedio	0.77	1.38	0.58
		COV	0.64	1.02	1.07

**Tabla A.6 Demandas de desplazamiento calculados para las viviendas  
(Rigidez de los muros como elementos en voladizo considerando sólo las deformaciones de cortante)**

Desarrollo	Dirección de análisis	Desplazamiento $\delta_{MEF}$ , mm	$\delta_{MEF}$	$\delta_{MEF}$	$\delta_{MEF}$	$\delta_{MEF}$
			$\delta_{estáticoec. 2.8}$	$\delta_{espectroec. 2.9}$	$\delta_{FEMA 356ec. 2.10}$	$\delta_{2* estático}$
Rubí	X	0.2	2.51	5.18	2.38	1.26
Turquesa	X	0.4	4.00	6.90	2.53	2.00
Jade	X	0.3	2.78	5.88	2.56	1.39
Jerez	X	0.2	1.54	1.25	0.56	0.77
Kitt	X	0.2	2.70	5.71	2.56	1.35
Roble	X	0.8	2.25	1.61	0.59	1.12
MC-100	X	0.5	2.02	2.82	1.05	1.01
San Fco.	X	1.0	1.82	1.26	0.47	0.91
Espaldaña	X	0.9	1.44	0.98	0.36	0.72
San Jorge	X	0.2	1.31	1.84	0.68	0.66
Rubí	Y	0.07	1.78	4.57	1.60	0.89
Turquesa	Y	0.06	1.88	4.55	1.67	0.94
Jade	Y	0.06	2.26	6.14	2.69	1.13
Jerez	Y	0.2	2.04	1.66	0.74	1.02
Kitt	Y	0.07	2.17	5.34	2.44	1.08
Roble	Y	0.4	1.50	1.07	0.40	0.75
MC-100	Y	0.2	1.30	2.27	0.84	0.65
San Fco.	Y	0.6	1.76	1.26	0.47	0.88
Espaldaña	Y	0.4	1.79	1.21	0.45	0.89
San Jorge	Y	0.1	1.25	2.17	0.81	0.63
		Promedio	2.01	3.18	1.29	1.00
		COV	0.32	0.65	0.70	0.32

**Apéndice B. Construcción de la vivienda de concreto en México**

En este apéndice se presentan detalles constructivos característicos de viviendas de concreto en México. Debido a que las viviendas de concreto son generalmente de uno o dos niveles, su altura es relativamente baja, del orden de 250 cm por nivel. Como se presentó en las figuras 2.5 y 2.6, en viviendas de baja altura los niveles de carga axial promedio en los muros son del orden de 0.14 a 0.23 MPa (1.4 y 2.29 kg/cm<sup>2</sup>) para viviendas de un nivel y dos niveles, respectivamente. Para estos valores de carga axial regularmente es suficiente utilizar como cimentación losas de concreto con contratrabes. Las losas son desplantadas sobre una base de suelo mejorado y compactado. En la figura B.1 se presenta la preparación de la base de suelo mejorado de un grupo de viviendas de concreto construidas en el desarrollo Rubí en la ciudad de Querétaro. En la figura B.2 se presenta la preparación de la losa de cimentación de una vivienda de concreto.



**Figura B.1** Preparación de la base de cimentación de un grupo de viviendas típicas de concreto



**Figura B.2** Preparación de la losa de cimentación de una vivienda de concreto



Como se comentó en la sección 2.4, los muros son de 10 cm y el refuerzo vertical y horizontal de los muros regularmente está compuesto de mallas de acero electrosoldado. La malla se ancla a la losa de cimentación con barras del no. 3 a separaciones entre 20 y 40 cm con una longitud de anclaje dentro del muro de 30 cm. En la figura B.3 se presenta el anclaje de la malla electrosoldada a la losa de cimentación.



**Figura B.3 Anclaje de la malla electrosoldada a la losa de cimentación**

Para realizar el colado de los muros se utilizan regularmente cimbras metálicas. El colado de los muros puede hacerse de forma monolítica muros-losa o realizando cada colado por separado (muros y losa). En la figura B.4 se presenta el arreglo de la cimbra metálica cuando son colados sólo los muros. El tamaño máximo del agregado regularmente es de 20 mm (3/4 pulg) y el revenimiento especificado del concreto para colar los muros es de 18 cm. En la figura B.5 se presenta el arreglo de la cimbra cuando se realiza el colado en forma monolítica muros-losa.



**Figura B.4 Arreglo de la cimbra para el colado de muros de concreto en viviendas**



**Figura B.5 Arreglo de la cimbra para el colado monolítico de muros y losa de concreto en viviendas**

Un aspecto relevante dentro de la construcción de viviendas de concreto es el descimbrado de los muros ya que éste controla los tiempos de construcción y la magnitud de la resistencia a compresión del concreto. Al realizar un descimbrado rápido, se incrementa la posibilidad de que se agrieten los muros o que se presenten descascaramientos del concreto en la superficie terminada de los muros. Un descimbrado lento retrasa los tiempos de construcción. En las NTC-C, 2004 no se establece ningún criterio aplicable al descimbrado de los muros. Para evitar problemas en el descimbrado regularmente se emplean concretos con resistencia a compresión mayor que 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>). El colado de los muros se realiza a primeras horas de la mañana para descimbrar por la tarde (a las 10 ó 12 horas después del colado). Algunos constructores han optado por utilizar la norma francesa “NF P 18-504. Concreto – Puesto en obra de concreto estructural”, la cual establece una resistencia a compresión del concreto mínima de 3 MPa (30 kg/cm<sup>2</sup>) como parámetro para permitir el descimbrado de los muros. La resistencia de 3 MPa asociada al tiempo de descimbrado de los muros (10 a 12 h) podría llevar a obtener concretos con resistencia a compresión promedio de 30 MPa (300 kg/cm<sup>2</sup>) o mas.

En viviendas de dos niveles, para dar continuidad a los muros entre el piso inferior y el superior se colocan barras del no. 3 con separaciones entre 30 y 50 cm y una longitud de anclaje dentro del muro de 50 cm. En la figura B.6 se presentan los anclajes para dar continuidad a los muros de concreto en viviendas de dos niveles.



**Figura B.6 Anclajes para dar continuidad a los muros de concreto en viviendas de dos niveles.**

En la figura B.7 se presentan conjuntos de viviendas de concreto de uno y dos niveles después del colado de los muros y la losa. Al no existir un criterio único para el tratamiento de los muros de concreto después del descimbrado, algunos constructores no le dan ningún tratamiento a los muros y simplemente los dejan curar a temperatura ambiente, otros le aplican a los muros una membrana a base de agua para evitar problemas con la adherencia de los aplanados. Regularmente aplican membranas a base de aceite para curar las losas. En la figura B.8 se presenta un conjunto de viviendas terminadas.



a) Viviendas de un nivel



b) Viviendas de dos niveles

**Figura B.7 Viviendas de concreto después del descimbrado de los muros**



**Figura B.8 Viviendas de concreto terminadas**

**Apéndice C. Problemas comunes que se presentan en la construcción de vivienda con muros de concreto**

En este apéndice se presentan los problemas característicos que se presentan durante la construcción de vivienda de concreto en México y los principales problemas que se manifiestan durante el uso operacional de la vivienda de concreto. La mayoría de los problemas detectados se deben principalmente a una mala práctica constructiva.

1.- La falta de vibrado del concreto al inicio del colado, generando segregación del concreto en las esquinas inferiores de los muros (figura C.1)



**Figura C.1 Falta de vibrado en las esquinas inferiores de los muros**

2.- Cuando el colado de muros y losa se hace por separado y no se tiene un cuidado especial en el detallado de las juntas, es muy probable la aparición de juntas frías en la interfase losa-muro (figura C.2)



**Figura C.2 Detallado deficiente en la interfase losa-muro**



**Figura C.2 Detallado deficiente en la interfase losa-muro (continuación)**

3.- Cuando la cimbra metálica no está diseñada para cubrir la totalidad de la vivienda y quedan espacios (sobre todo en patios) en los que se requiere cimbrar artesanalmente con entarimados de madera, se presenta el problema de abombamiento de la cimbra en la parte inferior lo que lleva en muchas ocasiones a la demolición del muro de concreto en la zona afectada. En la figura C.3 se presentan dos muros de concreto demolidos en su parte inferior.



**Figura C.3 Muros de concreto demolidos en su parte inferior**

4.- En ocasiones no se sujeta correctamente la malla electrosoldada y queda desalineada del centro del muro lo que ocasiona que existan zonas en las que el refuerzo interior de los muros queden sin el recubrimiento necesario para garantizar una durabilidad adecuada del refuerzo. En la figura C.4 se presentan las consecuencias de una mala sujeción de la malla electrosoldada.

PROBLEMAS COMUNES QUE SE PRESENTAN EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA CON MUROS DE CONCRETO



**Figura C.4 Consecuencias de una sujeción deficiente de la malla electrosoldada**

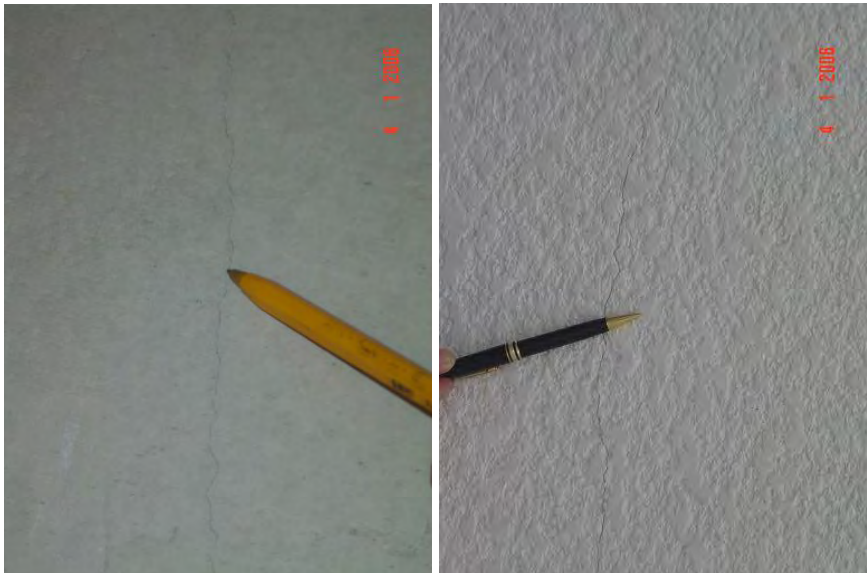
5.- Finalmente, el mayor de los problemas al construir viviendas de concreto es el agrietamiento de los muros y losas (Pérez, 2007; García-Conde, 2007). Como se comentó, algunos desarrolladores han optado por no realizar ningún tipo de curado a los muros de concreto, suponiendo que se presentarán grietas y que éstas serán reparadas. El criterio de campo que se ha tomado es reparar localmente las grietas con ancho mayor que 1 mm inyectando grout. Las grietas con ancho menor que 1 mm sólo se cubren superficialmente con una cinta elastométrica. En las viviendas es mucho más frecuente la presencia de fisuras verticales menores que 0.5 mm que se presentan en promedio a las dos semanas del colado de los muros. De manera excepcional, hay ocasiones en que se presentan fisuras en los muros después de haber terminado la vivienda. El agrietamiento en las losas de concreto reviste mayor importancia para desarrolladores de vivienda de concreto debido a que el problema genera filtraciones futuras en la losa incrementando la posibilidad de reclamos por parte de los habitantes y el aumento de riesgo de corrosión en el refuerzo. En la figura C.5 se presentan grietas en muros y losas observadas en la construcción de viviendas.



a) Agrietamiento en losas



b) Agrietamiento en losas (continuación)



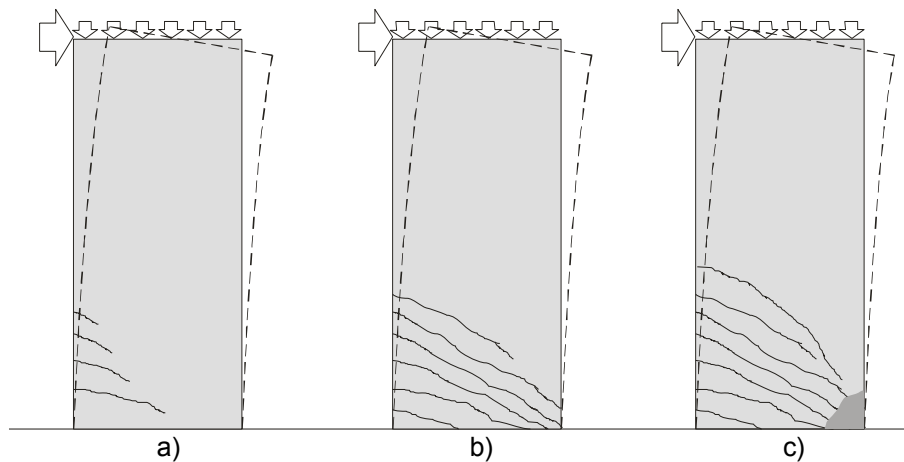
b) Agrietamiento en muros

**Figura C.5 Agrietamiento en losas y muros**

## Apéndice D. Modos de falla de muros de concreto

En este apéndice se describe el mecanismo de falla asociado a cada uno de los cuatro modos de falla. Se incluyen las fallas por flexocompresión, cortante por tensión diagonal, cortante por compresión diagonal y cortante por deslizamiento.

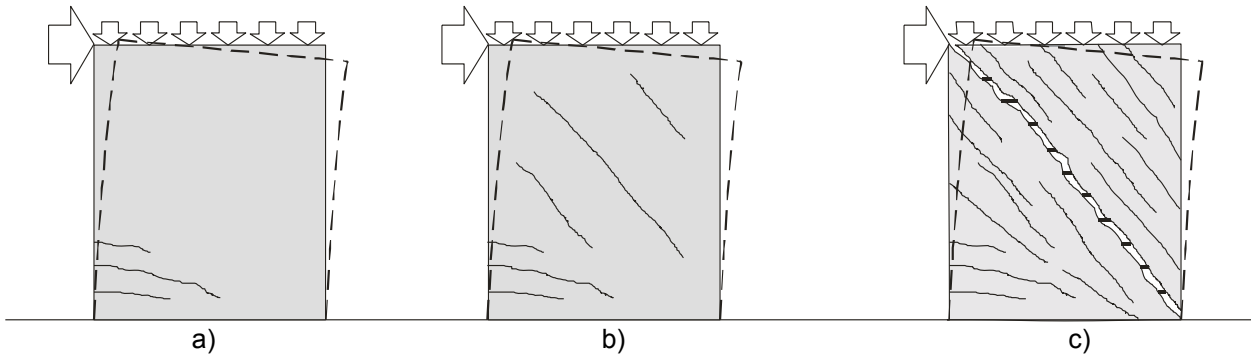
- El mecanismo de falla en flexocompresión (F) se presenta en la figura D.1 con un muro de concreto sujeto a carga lateral monótona. Al inicio de la falla se presentan agrietamientos horizontales en la zona de tensión por flexión (figura D.1a). Los agrietamientos se extienden hasta la zona de compresión (figura D.1b), en donde generalmente, en este punto se presenta la fluencia del refuerzo vertical localizado en los bordes del muro, incrementándose las deformaciones en el refuerzo vertical y los esfuerzos en la zona de compresión. Finalmente, ya sea por el aplastamiento del puntal en la zona de compresión o por la fractura del refuerzo vertical, el muro pierde la capacidad de resistencia lateral y se presenta el colapso (figura D.1c).



**Figura D.1 Mecanismo de falla en flexocompresión (F)**

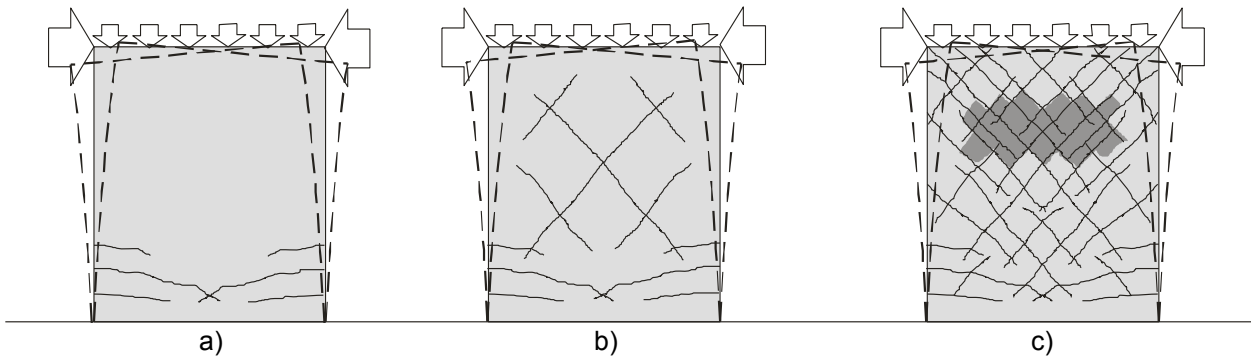
- El mecanismo de falla en cortante por tensión diagonal (TD) se presenta en la figura D.2 con un muro de concreto sujeto a carga lateral monótona. Al igual que en la falla a flexocompresión, al inicio de la falla se presentan agrietamientos horizontales en la zona de tensión por flexión (figura D.2a). Posteriormente, debido a que la capacidad resistente a cortante es menor que la capacidad de carga, se presentan agrietamientos con una inclinación aproximada de  $45^\circ$  (figura D.2b), debido a que los esfuerzos principales de tensión en el muro son mayores que el esfuerzo de tensión del concreto. Al presentarse los agrietamientos inclinados se incrementan los esfuerzos en el refuerzo vertical y horizontal del muro extendiéndose las grietas inclinadas. Finalmente, el agrietamiento diagonal se extiende de lado a lado del muro, se incrementa la anchura de la grieta y, de manera simultánea, los esfuerzos en el refuerzo horizontal. Paulatinamente desaparece la contribución del concreto a la resistencia lateral y se incrementa la contribución del acero horizontal a la resistencia lateral. Se forma un mecanismo con dos secciones triangulares y se presenta el colapso del muro (figura D.2c).





**Figura D.2 Mecanismo de falla en cortante a tensión diagonal (TD)**

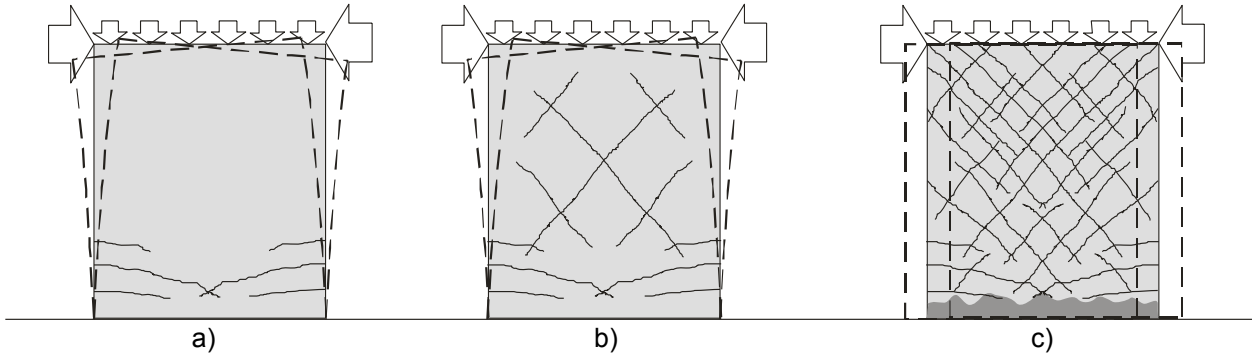
- El mecanismo de falla en cortante a compresión diagonal (CD) se presenta en la figura D.3. Para hacer más claro el ejemplo, a diferencia de las figuras D.1 y D.2, en la figura D.3 se presenta un muro sujeto a carga lateral cíclica reversible. Este mecanismo de falla es similar al de cortante por tensión diagonal en sus primera dos etapas (figuras D.3a y D.3b). Al inicio de la falla se presentan agrietamientos horizontales en la zona de tensión por flexión y posteriormente agrietamientos con una inclinación aproximada de 45°. A diferencia de la falla en tensión diagonal, en la falla por compresión diagonal el agrietamiento diagonal no aparece de extremo a extremo del muro. Se incrementan los agrietamientos inclinados a 45° sobre el muro y se forma un mecanismo resistente que implica puntales de compresión que tienden a fallar por aplastamiento después de un número elevado de ciclos. La falla se caracteriza por el aplastamiento en la zona central del muro de concreto (figura D.3c). La altura de la zona de falla aplastada del concreto depende del nivel de carga axial. A medida que se incrementa el nivel de carga axial sobre el muro, la altura de la zona de falla por compresión diagonal disminuye. Regularmente la degradación de la resistencia es mayor en este tipo de falla con respecto a la falla por cortante en tensión diagonal. Al ser mayor la degradación de la resistencia, regularmente el muro desarrolla una menor capacidad de deformación con respecto a la capacidad de deformación para la falla en cortante por tensión diagonal.



**Figura D.3 Mecanismo de falla en cortante a compresión diagonal (CD)**

- El mecanismo de falla en cortante por deslizamiento (D) se presenta en la figura D.4. Al igual que en el caso de la falla por cortante en compresión diagonal, en la figura D.4 se presenta un muro sujeto a carga lateral cíclica reversible. En este mecanismo de falla las primeras dos etapas de comportamiento son similares a las de una falla en cortante por tensión o compresión diagonal (figuras D.4a y D.4b), es decir, al inicio de la falla se presentan agrietamientos horizontales en la zona de tensión por flexión y posteriormente agrietamientos con una inclinación aproximada de 45°. Nuevamente, para este tipo de falla el agrietamiento diagonal no aparece de extremo a extremo del muro. Aparecen agrietamientos

inclinados a  $45^\circ$  sobre el muro y se forma el mecanismo resistente que implica puntales de compresión sin llegar a fallar por aplastamiento. Ante la alternación de la carga lateral se degrada la capacidad a corte horizontal en la base del muro (figura D.4c). Debido a la degradación del concreto se forma un plano de falla horizontal en la base. Al igual que en la falla por cortante en compresión diagonal, se presenta una pérdida acelerada de resistencia. La capacidad de deformación regularmente es menor que la obtenida en una falla por tensión diagonal. Como se presenta en la figura D.4c, el mecanismo final de colapso está caracterizado por el movimiento de traslación en su plano del muro de concreto.



**Figura D.4 Mecanismo de falla en cortante por deslizamiento**

**Apéndice E. Base de datos de ensayos a muros de concreto**

En este apéndice se presenta la base de datos de muros de concreto señalada en la sección 3.3. La base de datos corresponde a muros de concreto rectangulares sin elementos de borde de mayor espesor y con falla en cortante por tensión diagonal. Se incluye la distribución de las propiedades de los 74 muros que integran la base de datos para las siguientes variables: Tipo de ensaye, cociente M/VL; donde M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante actuante en la base del elemento, L es la longitud del muro en la base, relación de aspecto H/L donde H es la altura del muro, espesor del muro, cuantías de refuerzo horizontal y vertical ( $\rho_h$ , y  $\rho_v$ ), resistencia a compresión medida del concreto, esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal y vertical, esfuerzo axial, porcentaje de distorsión y esfuerzo cortante normalizado.

En las tablas E.1 y E.2 se presentan los datos de los muros que integran la base de datos.

**Tabla E.1 Base de datos de muros de concreto  
(propiedades de los muros)**

Referencia	Muro	Ensaye	H cm	L cm	t cm	$\rho_h$ %	$\rho_v$ %	$P_{flex}$ %	M/VL	Axial MPa
S. Wood	R3	Cíclico	458	191	10.2	0.36	0.25	2.53	2.39	1.692
S. Wood	CI-1	Cíclico	549	191	10.2	0.31	0.25	1.8	2.87	0.229
S. Wood	SW-3	Monótono	640	191	7.6	0.27	2.89	2.89	2.4	2.915
S. Wood	SW-5	Monótono	366	191	7.6	0.27	1.02	2.68	1.46	2.945
S. Wood	SW5	Monótono	305	241	10.2	0.63	0.63	2.07	1.597	2.428
S. Wood	SW6	Cíclico	305	241	10.2	0.63	0.63	2.07	1.597	2.428
Lopez	SW-16	Cíclico	85.5	45	4.5	1.39	0	2.1	1.1	0
Lopez	SW-17	Cíclico	85.5	45	4.5	0.79	0	2.1	1.1	0
Lopez	SW-18	Cíclico	85.5	45	4.5	0.79	0	2.1	1.1	0
Elnashai	SW5	Cíclico	120	60	6	0.31	0.47	3.01	2.13	0
Elnashai	SW6	Cíclico	120	60	6	0.31	0.31	2.82	2.13	0
Cheng	SW13	Monótono	50	100	10	0	0.76	0.76	0.5	0
Cheng	SW14	Monótono	50	100	10	1.14	0.76	0.76	0.5	0
Hernández	2	Cíclico	47.5	25	2.5	0.35	0.35	5.374	1.95	2.158
Hernández	5	Cíclico	47.5	25	2.5	0.35	0.35	5.374	1.95	2.158
Hernández	7	Cíclico	47.5	25	2.5	0.35	0.35	5.374	1.95	2.158
Hernández	8	Cíclico	47.5	25	2.5	0.35	0.35	5.374	1.95	2.158
Hernández	13	Cíclico	48.8	25	2.5	0.35	0.35	4.401	2	2.158
Hernández	21	Cíclico	69.2	146	9.58	0.35	0.35	4.35	2	2.158
Cárdenas	SW-7	Monótono	191	191	7.6	0.27	0.77	2.3	1	0
Cárdenas	SW-8	Monótono	191	191	7.6	0.27	3	3	1	0
Cárdenas	SW-10	Monótono	191	191	7.6	0	0	1.65	1	0
Cardenas	Sw-9	Monótono	75.4	145	9.51	1	2.89	2.89	1.08	0
Cardenas	Sw-13	Monótono	72.3	146	9.545	1	2.89	2.89	1.08	0
Hidalgo	1	Cíclico	200	100	12	0.131	0.251	1.95	1	0
Hidalgo	2	Cíclico	200	100	12	0.246	0.251	1.95	1	0
Hidalgo	4	Cíclico	200	100	12	0.381	0.251	2.36	1	0
Hidalgo	6	Cíclico	180	130	12	0.131	0.259	1.57	0.69	0
Hidalgo	7	Cíclico	180	130	12	0.246	0.125	1.43	0.69	0
Hidalgo	8	Cíclico	180	130	12	0.246	0.259	1.57	0.69	0
Hidalgo	9	Cíclico	180	130	10	0.255	0.255	1.655	0.69	0
Hidalgo	10	Cíclico	180	130	8	0.25	0.25	1.71	0.69	0
Hidalgo	11	Cíclico	140	140	10	0.127	0.255	1.4	0.5	0
Hidalgo	12	Cíclico	140	140	10	0.255	0.127	1.27	0.5	0
Hidalgo	13	Cíclico	140	140	10	0.255	0.255	1.4	0.5	0
Hidalgo	14	Cíclico	120	170	8	0.125	0.25	1.13	0.35	0

APÉNDICE E

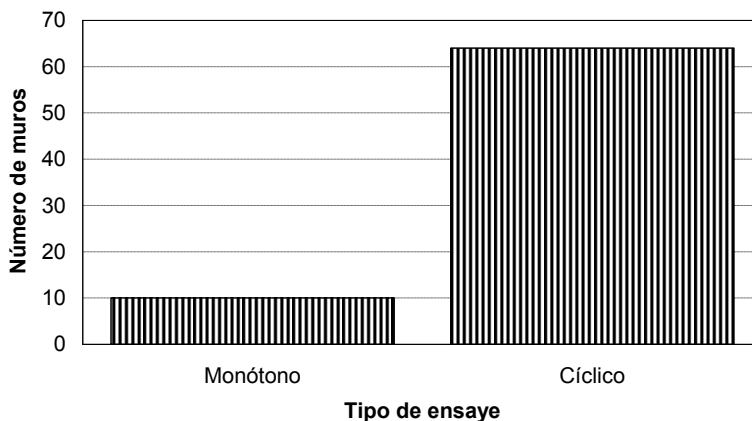
Referencia	Muro	Ensaye	H cm	L cm	t cm	$\rho_h$ %	$\rho_v$ %	$\rho_{flex}$ %	M/VL	Axial MPa
Hidalgo	15	Cíclico	120	170	8	0.25	0.125	1	0.35	0
Hidalgo	16	Cíclico	120	170	8	0.25	0.25	1.13	0.35	0
Hidalgo	21	Cíclico	180	130	10	0	0	0.92	0.69	0
Hidalgo	22	Cíclico	180	130	10	0	0	0.92	0.69	0
Hidalgo	23	Cíclico	180	130	10	0.25	0	1.7	0.69	0
Hidalgo	24	Cíclico	180	130	10	0	0.25	1.17	0.69	0
Hidalgo	25	Cíclico	140	140	10	0	0	0.86	0.5	0
Hidalgo	26	Cíclico	140	140	10	0	0	0.86	0.5	0
Hidalgo	27	Cíclico	140	140	10	0.25	0	1.3	0.5	0
Hidalgo	28	Cíclico	140	140	10	0	0.25	1.11	0.5	0
Hidalgo	29	Cíclico	105	150	8	0	0	1	0.35	0
Hidalgo	30	Cíclico	105	150	8	0	0	1	0.35	0
Hidalgo	31	Cíclico	105	150	8	0.25	0	1.33	0.35	0
Hidalgo	32	Cíclico	105	150	8	0	0.25	1.25	0.35	0
Flores	1	Cíclico	250	250	10	0.25	0.25	1.618	1	0.49
Hirosawa	72	Cíclico	-	170	16	0.26	0.5	1.636	1	2.019
Yoshizaki	169	Cíclico	-	80	6	1.17	1.17	2.946	1.07	0
Yoshizaki	171	Cíclico	-	120	6	0.82	0.78	1.564	0.72	0
Yoshizaki	172	Cíclico	-	120	6	0.41	0.44	1.546	0.72	0
Yoshizaki	173	Cíclico	-	120	6	0.82	0.78	1.964	0.72	0
Yoshizaki	174	Cíclico	-	120	6	1.17	1.17	2.354	0.72	0
Yoshizaki	176	Cíclico	96.9	142	9.267	0.82	0.8	1.388	0.54	0
Yoshizaki	177	Cíclico	93.8	142	9.302	0.41	0.36	1.248	0.54	0
Yoshizaki	178	Cíclico	90.7	143	9.337	0.82	0.8	1.688	0.54	0
Yoshizaki	179	Cíclico	87.7	143	9.371	1.17	1.17	2.116	0.54	0
Paulay	W1	Cíclico	84.6	144	9.406	1.61	0.81	0.91692	0.57	0.081
Wiradinata	W1	Cíclico	81.5	144	9.441	0.25	0.8	0.8	0.57	0.075
Wiradinata	W2	Cíclico	78.4	145	9.476	0.25	0.8	0.8	0.33	0.044
Greifenhagen	KV11	Cíclico	66.2	147	9.615	0.12	0.12	1.07	0.25	0.513
Greifenhagen	KV4	Cíclico	63.1	147	9.649	0.2	0.2	1.13	0.25	0.488
Greifenhagen	KV5	Cíclico	60	148	9.684	0.28	0.28	1.57	0.25	0.513
Greifenhagen	KV13	Cíclico	56.9	148	9.719	0.12	0.12	1.07	0.25	0.499
Greifenhagen	KV9	Cíclico	53.9	149	9.754	0.2	0.2	1.13	0.25	0.498
Greifenhagen	KV14	Cíclico	50.8	149	9.789	0.28	0.28	1.57	0.25	0.499
Greifenhagen	KV15	Cíclico	47.7	150	9.823	0.39	0.39	2.01	0.25	0.488
Greifenhagen	KV16	Cíclico	44.7	150	9.858	0.68	0.68	3.14	0.25	0.508
Greifenhagen	S9	Cíclico	41.6	151	9.893	0	1.05	1.05	1.12	2.19
Greifenhagen	M3	Cíclico	38.5	151	9.928	0.3	0.3	0.3	0.69	0.884

**Tabla E.2 Base de datos de muros de concreto  
(características de la respuesta)**

Referencia	Muro	$f'_c$ MPa	$f_{yh}$ MPa	$f_{yv}$ MPa	$V_{agr}$ kN	$V_{max}$ kN	$R_{agr}$ %	$R_{max}$ %	$R_u$ %
S. Wood	R3	24.4	540	540	-	568	-	1.93886	-
S. Wood	CI-1	23.3	476	476	-	338.5	-	2.7796	-
S. Wood	SW-3	46.8	414	455	-	317.6	-	-	-
S. Wood	SW-5	40.7	414	414	-	524.8	-	-	-
S. Wood	SW5	33.5	507	507	466	916.3	0.2167	1.86885	2
S. Wood	SW6	34.6	507	507	466	870.5	0.2167	1.64918	1.71049
Lopez	SW-16	37.8	608	608	57.5	80.3	0.1719	0.99	1.461
Lopez	SW-17	38.3	414	608	60.5	83.6	0.1871	0.97	1.596
Lopez	SW-18	37.9	414	608	53.5	99.9	0.1251	0.667	1.374
Elnashai	SW5	40.3	400	400	-	117.3	-	0.81667	-
Elnashai	SW6	42.1	400	400	-	107.8	-	1.475	-
Cheng	SW13	33	477	477	92	245	0.05	0.55	-
Cheng	SW14	32	477	477	92	320	0.04	1.4	-
Hernández	2	30	304	304	6.55	16.05	0.36	2.261	-
Hernández	5	29.9	304	304	6.07	17.89	0.25	1.914	3.499
Hernández	7	29	304	304	-	16.23	-	2.688	-
Hernández	8	28.6	304	304	7.11	16.54	0.36	1.495	3
Hernández	13	28.7	304	304	7.66	16.97	0.27	1.805	-
Hernández	21	24.5	356	356	9.06	17.77	0.32	-	-
Cárdenas	SW-7	43	414	448	-	519	-	0.426	-
Cárdenas	SW-8	42.5	466	448	-	569	-	0.525	-
Cárdenas	SW-10	40.3	-	448	-	306	-	0.321	-
Cardenas	sw-9	43.03	414	448	-	679.66	-	0.6136	-
Cardenas	sw.13	43.44	455	448	-	632.48	-	0.5759	-
Hidalgo	1	20.2	408	408	136	198	0.104	0.656	0.925
Hidalgo	2	20.7	418	418	155	269	0.118	0.754	1.305
Hidalgo	4	20.5	418	418	235	324	0.24	0.755	1.21
Hidalgo	6	18.8	326	326	200	254	0.0822	0.442	0.622
Hidalgo	7	18.9	490	490	213	364	0.1072	0.626	1.111
Hidalgo	8	16.6	490	490	222	374	0.11	0.553	1.133
Hidalgo	9	18.4	381	381	200	258	0.1611	0.542	1.178
Hidalgo	10	17.2	382	382	116	187	0.1	0.464	0.944
Hidalgo	11	17.3	377	377	153	235	0.05	0.346	0.743
Hidalgo	12	18.1	381	381	138	304	0.08	0.496	0.7
Hidalgo	13	19.3	385	385	144	288	0.05	0.354	0.743
Hidalgo	14	18	381	381	230	255	0.08	0.254	0.375
Hidalgo	15	20.1	381	381	175	368	0.0667	0.423	0.533
Hidalgo	16	20	381	381	183	362	0.09	0.373	0.508
Hidalgo	21	25.2	-	448	162	258	0.11	0.28	0.333
Hidalgo	22	17.9	-	448	148	222	0.11	0.27	0.389
Hidalgo	23	25.2	448	448	232	333	0.17	0.36	0.778
Hidalgo	24	24.9	448	448	173	232	0.12	0.21	0.233
Hidalgo	25	24.9	-	448	177	352	0.12	0.6	0.682
Hidalgo	26	18.4	-	448	126	262	0.1	0.46	0.479
Hidalgo	27	24.8	448	448	244	491	0.1429	0.64	0.907
Hidalgo	28	24.2	448	448	151	258	0.09	0.31	0.357
Hidalgo	29	24.1	-	448	227	399	0.1	0.51	0.667
Hidalgo	30	18.6	-	448	159	275	0.06	0.63	0.762
Hidalgo	31	24.1	448	448	133	391	0.06	0.35	0.762
Hidalgo	32	24.2	448	448	130	344	0.06	0.38	0.524

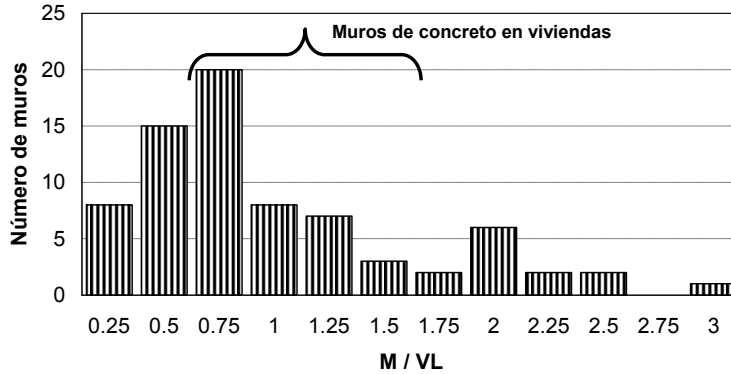
Referencia	Muro	$f'_c$ MPa	$f_{yh}$ MPa	$f_{yv}$ MPa	$V_{agr}$ kN	$V_{max}$ kN	$R_{agr}$ %	$R_{max}$ %	$R_u$ %
Flores	1	54	412	412	392	738.7	0.2	0.647	1
Hirosawa	72	17.24	406	419	-	809.6	-	-	-
Yoshizaki	169	23.5	434	434	-	174.47	-	-	-
Yoshizaki	171	24.55	434	434	-	235.45	-	-	-
Yoshizaki	172	24.55	434	434	-	219.88	-	-	-
Yoshizaki	173	24.55	434	434	-	259.93	-	-	-
Yoshizaki	174	24.55	434	434	-	274.62	-	-	-
Yoshizaki	176	25.51	434	434	-	321.8	-	-	-
Yoshizaki	177	25.51	434	434	-	319.13	-	-	-
Yoshizaki	178	25.51	434	434	-	382.78	-	-	-
Yoshizaki	179	25.51	434	434	-	421.95	-	-	-
Paulay	W1	27.17	380	300	-	810	-	-	-
Wiradinata	W1	24.83	425	434	-	574.17	-	-	-
Wiradinata	W2	22.07	425	434	-	681	-	-	-
Greifenhagen	KV11	30.2	440	440	-	399.37	-	0.375	-
Greifenhagen	KV4	32.5	440	440	-	516.5	-	0.74	-
Greifenhagen	KV5	30.2	440	440	-	509.06	-	0.41	-
Greifenhagen	KV13	15.6	440	440	-	295.84	-	0.34	-
Greifenhagen	KV9	16.6	440	440	-	371.05	-	0.41	-
Greifenhagen	KV14	16.1	440	440	-	419.66	-	0.54	-
Greifenhagen	KV15	27.1	440	440	-	627.04	-	0.605	-
Greifenhagen	KV16	28.2	440	440	-	701.85	-	0.46	-
Greifenhagen	S9	29.2	440	440	-	426.68	-	1.04	-
Greifenhagen	M3	20.1	745	504	-	176	-	0.57	-

En la figura E.1 se presenta el tipo de ensaye de los muros. De la figura se observa que existe poca información de ensayos monótonos.



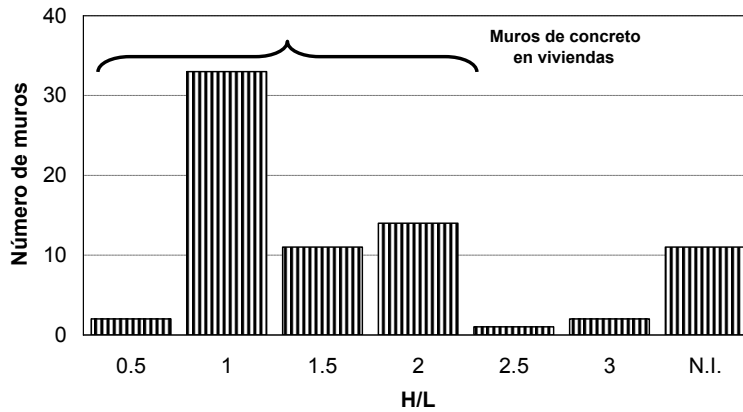
**Figura E.1 Distribución del tipo de ensaye de los muros que integran la base de datos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

En la figura E.2 se presenta la distribución de los cocientes M/VL de los muros. Los datos de los cocientes M/VL se obtuvieron de los reportados en las referencias y en los casos en que los cocientes no fueron reportados, se calcularon considerando el dispositivo de ensaye de cada muro y la dimensión nominal de la longitud reportada en los artículos. De la figura se observa que existe en la literatura buena información de ensayos con cocientes M/VL similares a los que se presentan en las viviendas de México.



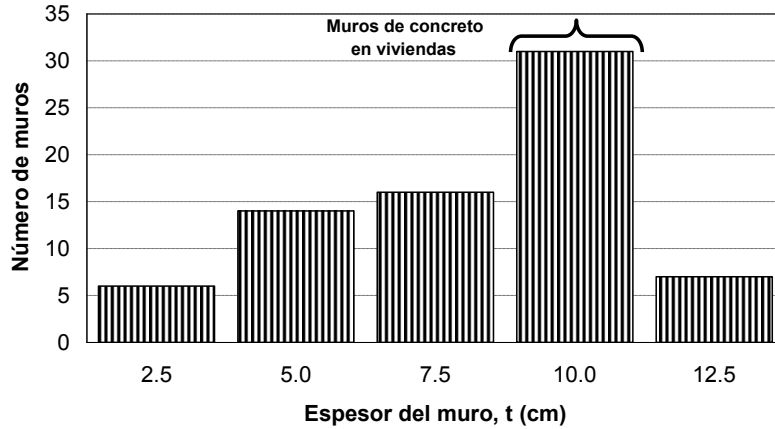
**Figura E.2 Distribución de los cocientes  $M/VL$  de los muros que integran la base de datos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

En la figura E.3 se presenta la distribución de la relación de aspecto  $H/L$  de los muros que integran la base de datos. Se observa que la mayoría de los ensayos se realizaron a muros con relaciones de aspecto similares a las que se presentan en viviendas de uno y dos niveles.



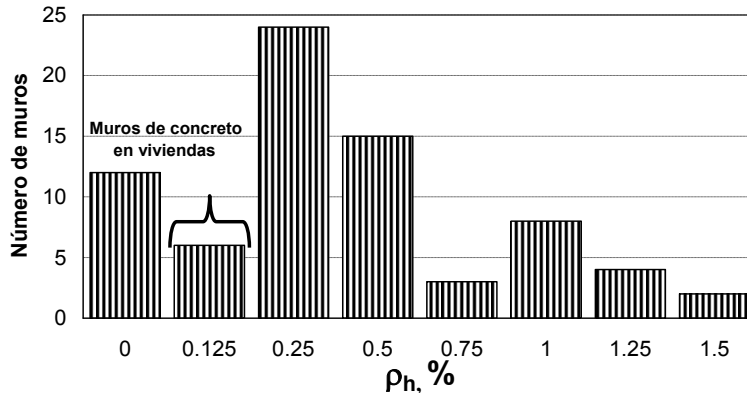
**Figura E.3 Distribución de la relación de aspecto  $H/L$  de los muros que integran la base de datos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

En la figura E.4 se presenta la distribución del espesor de los muros que integran la base de datos. De la figura se observa existen más de 30 ensayos de muros con espesor similar al utilizado en la construcción de viviendas de concreto, 10 cm.



**Figura E.4 Distribución del espesor,  $t$ , de los muros que integran la base de datos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

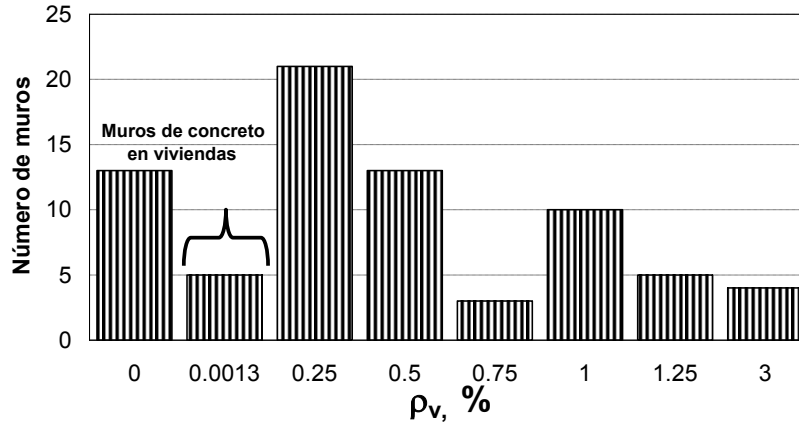
En la figura E.5 se presenta la distribución de la cuantía de refuerzo horizontal de los muros ( $\rho_h$ , %). Para los casos en que el dato no fue reportado, se calculó como el cociente entre el área de refuerzo horizontal y el producto entre el espesor y la altura del muro. De la figura se observa que la moda se establece en cuantías de refuerzo cercanas a la cuantía mínima (0.0025) establecida en el reglamento (NTC-C, 2004). El número de muros ensayados con cuantías de refuerzo horizontal similares a las cuantías de los muros de las viviendas (0.0012) es bajo.



**Figura E.5 Distribución de las cuantías de refuerzo horizontal de los muros que integran la base de datos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

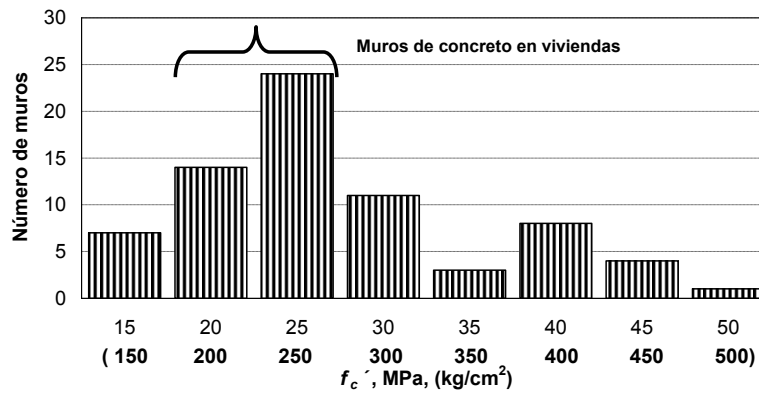
En la figura E.6 se presenta la distribución de la cuantía de refuerzo vertical ( $\rho_v$ , %). Al igual que para la cuantía de refuerzo horizontal, la cuantía se obtuvo de la reportada en las referencias. Para los casos en que el dato no fue reportado, éste se calculó como el cociente entre el área de refuerzo vertical y el producto entre el espesor y la longitud del muro. De la figura se observa nuevamente que la moda se establece en cuantías de refuerzo cercanas a la mínima (0.0025) establecida en el reglamento (NTC-C, 2004). Al igual que para la cuantía de refuerzo horizontal, el número de muros ensayados con cuantías de refuerzo vertical similares a las cuantías de los muros de las viviendas (0.0012) es bajo.





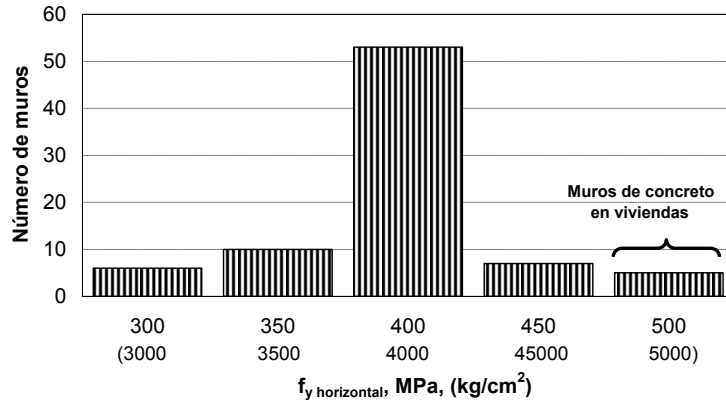
**Figura E.6 Distribución de las cuantías de refuerzo vertical de los muros que integran la base de datos**  
**(Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

En la figura E.7 se presenta la distribución de la resistencia a la compresión del concreto medida a la edad de los ensayos ( $f_c'$ ). De la figura se observa que en la mayoría de los muros ensayados se utilizó una resistencia a la compresión del concreto similar a la empleada en las viviendas de concreto.

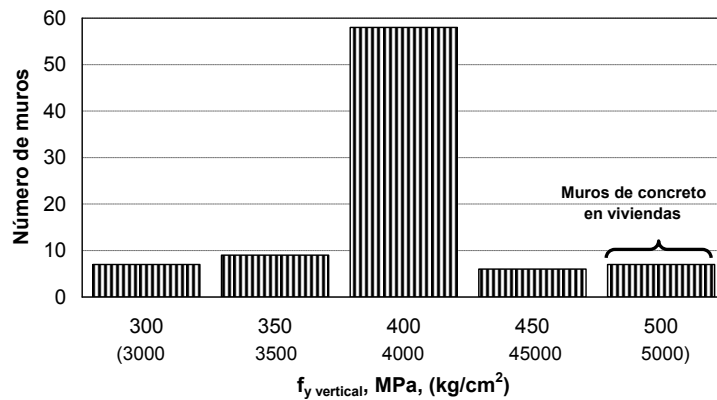


**Figura E.7 Distribución de la resistencia a compresión del concreto medida a la edad de los ensayos**  
**(Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

En las figuras E.8 y E.9 se presenta la distribución del esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) del refuerzo horizontal y vertical de los elementos, respectivamente. De la figura se observa que existen pocos resultados de estudios experimentales con esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal similar al utilizado en la construcción de vivienda en México. La mayoría de los ensayos de muros se han realizado con elementos construidos con un esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal entre 400 y 450 MPa.

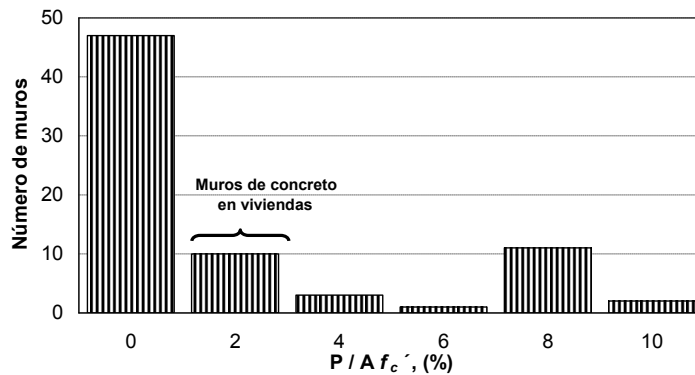


**Figura E.8 Distribución del esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal en los ensayos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**



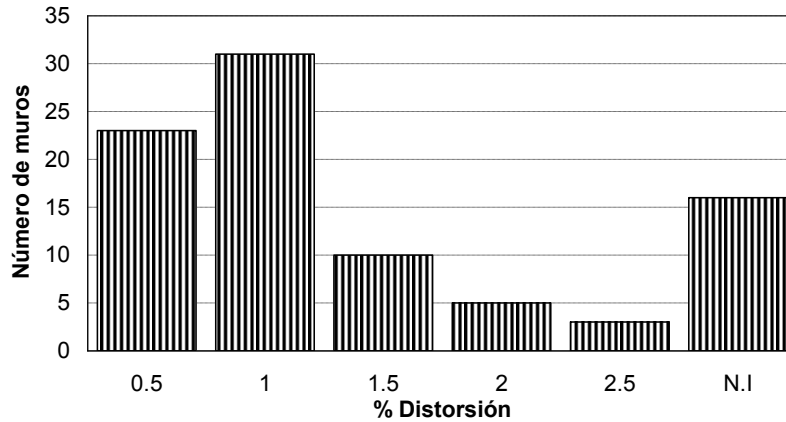
**Figura E.9 Distribución del esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical en los ensayos (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

En la figura E.10 se presenta la distribución del porcentaje de esfuerzo axial en los muros con respecto a la resistencia a la compresión del concreto medida ( $P/A f_c'$ ). De la figura se observa que en la base de datos existen pocos muros que han sido ensayados con cargas axiales similares a las cargas axiales que se presentan en viviendas de uno y dos niveles.



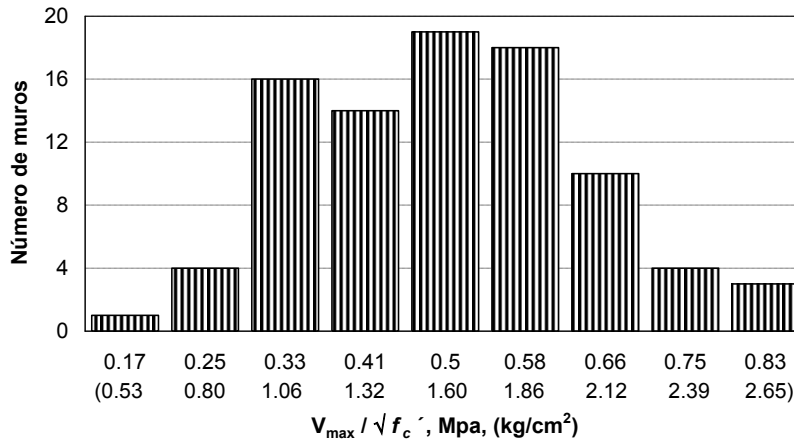
**Figura E.10 Distribución del porcentaje de esfuerzo axial en los muros con respecto a la resistencia a compresión del concreto medida (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

En la figura E.11 se presenta la distribución del porcentaje de distorsión a la resistencia medida en los ensayos. Se seleccionó la variable de distorsión como medida de la capacidad de deformación por ser una medida del desplazamiento medido y normalizado con la altura de los muros. De la figura se observa que al tratarse de muros robustos (cocientes  $M/VL < 2$ ), las distorsiones a la resistencia son bajas en la mayoría de los muros (menores que 1% de distorsión).



**Figura E.11 Distribución del porcentaje de distorsión a la resistencia (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

Finalmente, en la figura E.12 se presenta la resistencia medida en los ensayos ( $V_{max}$ ) normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto medida. De la figura se observa que la mayoría de los valores se encuentran entre 0.30 y 0.60 (MPa).



**Figura E.12 Distribución de la resistencia medida en los ensayos ( $V_{max}$ ) normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto medida (Muros rectangulares con falla a fuerza cortante en tensión diagonal)**

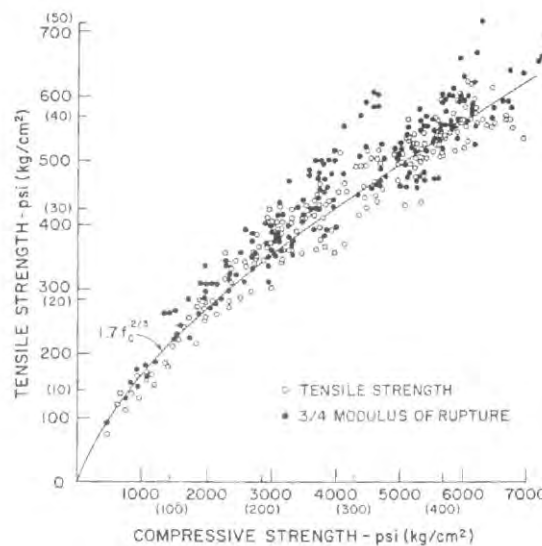
De la base de datos mostrada en las tablas E1 y E2 así como las distribuciones presentadas en las figuras E1 a E12 se observa que de manera aislada se cubren todas las características de las viviendas de México, sin embargo, de manera particular, analizando las variable de cada ensaye, se detecta la ausencia de experimentos que cumplan con dichas características.

## Apéndice F. Resistencia a cortante por tensión diagonal

En este apéndice se presentan las consideraciones analíticas y experimentales que se han tomado para establecer las ecuaciones para calcular la resistencia a cortante por tensión diagonal de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-C, 2004).

Debido a la dificultad de realizar ensayos para determinar la resistencia a la tensión directa del concreto ( $f_t$ ), es frecuente medirla de manera indirecta en términos del esfuerzo calculado mediante la prueba brasileña o través de pruebas de flexión en vigas. A la resistencia a la tensión por flexión obtenida de esta forma se le denomina módulo de ruptura ( $f_r$ ). Se ha encontrado que la resistencia a tensión del concreto mantiene una relación directa con su resistencia a compresión ( $f_c'$ ) mediante la ecuación 3.1 (Raphael, 1985). La comparación entre la resistencia a la tensión medida experimentalmente y la resistencia calculada con la ecuación F.1 se presenta en la figura F.1.

$$f_t = 1.7 f_c'^{2/3} \quad (F.1)$$

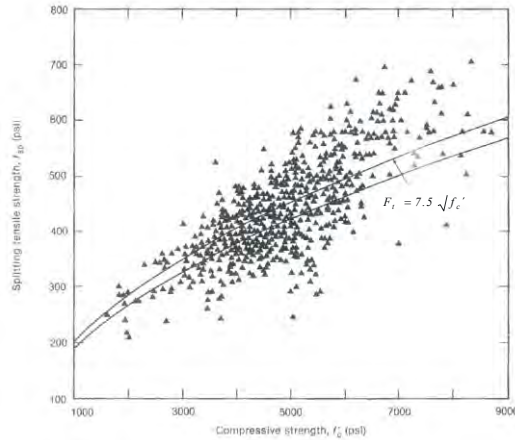


**Figura F.1 Comparación entre la resistencia a la tensión medida experimentalmente y la resistencia calculada con la ecuación F.1 (Raphael, 1985)**

A pesar de que la ecuación F.1 predice razonablemente bien la resistencia a tensión del concreto, en las últimas décadas del siglo XX, el exponente  $2/3$  era poco común e impráctico para ser implementado en cálculos rápidos por lo que se optó por utilizar de manera convencional el exponente  $1/2$  en sustitución del exponente  $2/3$ . Empleando el exponente  $1/2$ , la ecuación F.2 fue calibrada para calcular la resistencia a tensión del concreto. La comparación entre la resistencia a la tensión medida experimentalmente y la resistencia calculada con la ecuación F.2 se presenta en la figura F.2. La raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto se continúa utilizando en la actualidad como una medida de la resistencia a la tensión del concreto. El término es empleado con frecuencia en las ecuaciones relacionadas con la resistencia a cortante de elementos de concreto reforzado.

$$f_t = 7.5 \sqrt{f_c'} \quad \text{psi} \quad (F.2)$$

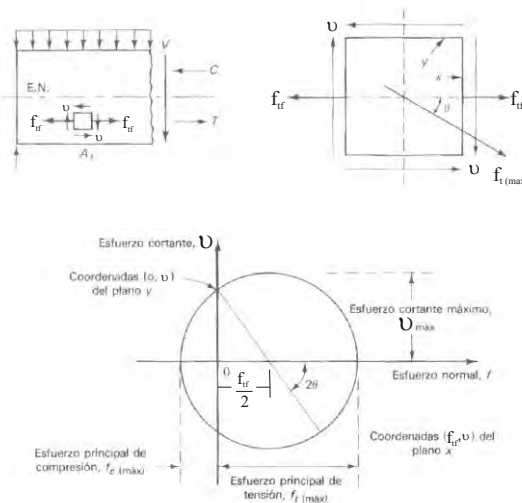
$$f_t = 0.62 \sqrt{f_c'} \quad , \quad f_t = 1.99 \sqrt{f_c'} \quad (\text{MPa}) \quad , \quad (\text{kg/cm}^2)$$



**Figura F.2 Comparación entre la resistencia la tensión medida experimentalmente y la resistencia calculada con la ecuación F.2 (Mirza et. al, 1979)**

F.1 Resistencia a fuerza cortante del concreto,  $V_c$

En general, la presencia de la primera grieta inclinada por tensión determina la resistencia a cortante de elementos de concreto sin refuerzo. En los reglamentos ACI y RDF, la contribución del concreto a la resistencia a cortante en un muro de concreto ha sido derivada mediante el análisis seccional de esfuerzos en vigas. El modelo ha sido calibrado con los resultados de vigas sin refuerzo en el alma, por lo que mantiene una naturaleza empírica (ACI-ASCE Comité 326, 1962). Utilizando el círculo de Mohr de la figura F.3 para una viga de concreto sin refuerzo, el esfuerzo principal de tensión para el intervalo elástico en cualquier punto está dado por la ecuación F.3



**Figura F.3 Estado de esfuerzos representados por el círculo de Mohr para un elemento localizado en la zona de tensión de una viga**

$$f_{t(max)} = \frac{f_{tf}}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_{tf}}{2}\right)^2 + v^2} \tag{F.3}$$

En la ecuación F.3,  $f_{t(max)}$  es el esfuerzo principal de tensión que ocasiona la primera grieta inclinada,  $f_{tf}$  es el esfuerzo de tensión debido a la flexión y  $v$  es el esfuerzo debido a la fuerza cortante. El esfuerzo de tensión debido a la flexión es función del momento resistente, por lo que se puede representar con la expresión F.4

$$f_{tf} = f \left( \frac{E_c M_n}{E_s A_{sf} d} \right) \quad (F.4)$$

en donde  $E_c$  y  $E_s$  son los módulos de elasticidad del concreto y del acero respectivamente,  $M_n$  es el momento resistente de la sección de concreto,  $A_{sf}$  es el área de acero localizada en la zona de tensión y  $d$  es el peralte efectivo de la sección. Puesto que el porcentaje de refuerzo longitudinal en la cara de tensión ( $\rho_w$ ) y la relación modular  $E_c/E_s$  son constantes para un elemento de concreto, la ecuación F.4 puede reescribirse con la ecuación F.5

$$f_{tf} = C_1 \frac{M_n}{\rho_w b d^2} \quad (F.5)$$

en donde  $b$  es ancho del elemento de concreto y  $C_1$  es una constante que depende de la relación de módulos y del momento resistente de la sección. La constante puede calibrarse con resultados experimentales. El esfuerzo debido a la fuerza cortante puede determinarse mediante la ecuación F.6

$$v = C_2 \frac{V_n}{b d} \quad (F.6)$$

en donde  $V_n$  es el cortante resistente nominal de la sección de concreto y  $C_2$  es, al igual que  $C_1$ , una constante que puede calibrarse con resultados experimentales.

Como se presentó en la ecuación F.2, el esfuerzo principal de tensión que provoca el agrietamiento del concreto  $f_{t(max)}$  es función de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto por lo que la ecuación F.3 puede reescribirse como se presenta en la ecuación F.7

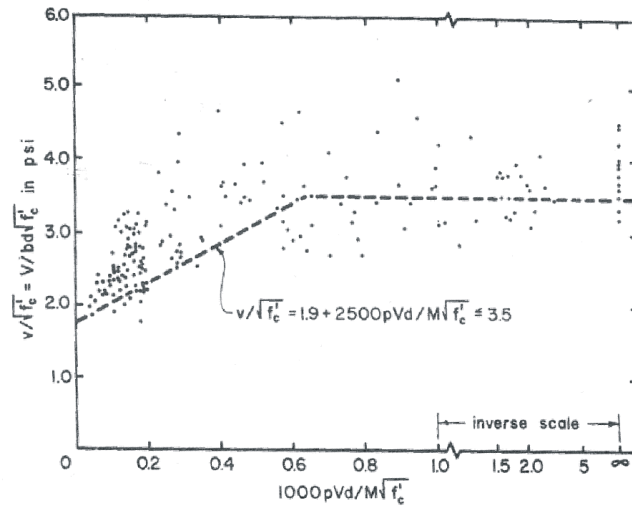
$$\sqrt{f_c'} = K_1 \left( \frac{f_{tf}}{2} + \sqrt{\left( \frac{f_{tf}}{2} \right)^2 + v^2} \right) \quad (F.7)$$

en donde  $K_1$  es una constante a calibrar con resultados experimentales. Sustituyendo las ecuaciones F.5 y F.6 en la ecuación F.7, reordenando términos y evaluando las constantes  $C_1$ ,  $C_2$  y  $K_1$  de los resultados experimentales se obtuvo la ecuación F.8 mediante un análisis de regresión (ACI-ASCE Comité 326, 1962).

$$\frac{V_n}{b d \sqrt{f_c'}} = 1.9 + 2500 \rho_w \frac{V_n d}{M_n \sqrt{f_c'}} \leq 3.5 \quad \text{lb/plg}^2 \quad (F.8)$$

$$\frac{V_n}{b d \sqrt{f_c'}} = 0.158 + 207 \rho_w \frac{V_n d}{M_n \sqrt{f_c'}} \leq 0.29 \quad \text{MPa}$$

En la figura F.4 se presenta una gráfica de la ecuación F.8 y su comparación con los resultados experimentales. De la figura se observa que la dispersión entre la resistencia medida experimentalmente y la calculada con la ecuación F.8 es alta.



**Figura F.4 Resistencia a cortante de vigas de concreto reforzado (de ACI-ASCE Comité 326, 1962)**

Si se denomina  $V_c$  a la resistencia nominal a cortante que resiste el concreto, la resistencia a cortante nominal  $V_n$  localizada en el lado izquierdo de la ecuación debe ser expresada como  $V_c$ . Ordenando términos en la ecuación F.8 se obtiene la ecuación F.9

$$V_c = \left( 1.9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_n d}{M_n} \right) b d \leq 3.5 b d \sqrt{f'_c} \quad \text{lb/plg}^2 \quad (\text{F.9})$$

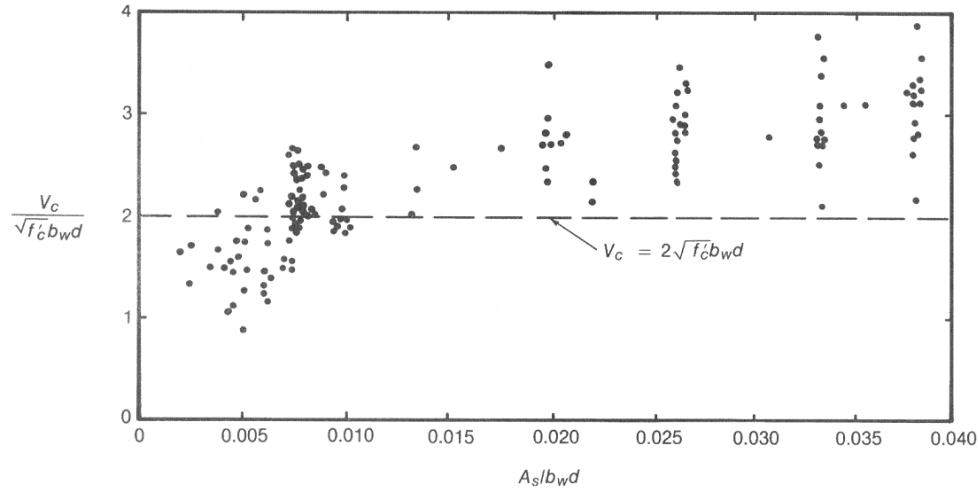
$$V_c = \left( 0.158\sqrt{f'_c} + 207\rho_w \frac{V_n d}{M_n} \right) b d \leq 0.29 b d \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa})$$

De la ecuación F.9 se observa que incrementando tanto la cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho_w$ ), la resistencia del concreto ( $f'_c$ ) o el cociente ( $V_n \cdot d / M_n$ ), aumenta la resistencia a cortante del concreto. Para los rangos de variables empleados comúnmente en el diseño de vigas de concreto reforzado, el segundo término dentro del paréntesis es alrededor de  $0.1\sqrt{f'_c}$  lo que convierte a la ecuación F.9 en la ecuación F.10

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b d \quad \text{lb/plg}^2 \quad (\text{F.10})$$

$$V_c = 0.166\sqrt{f'_c} b d \quad (\text{MPa})$$

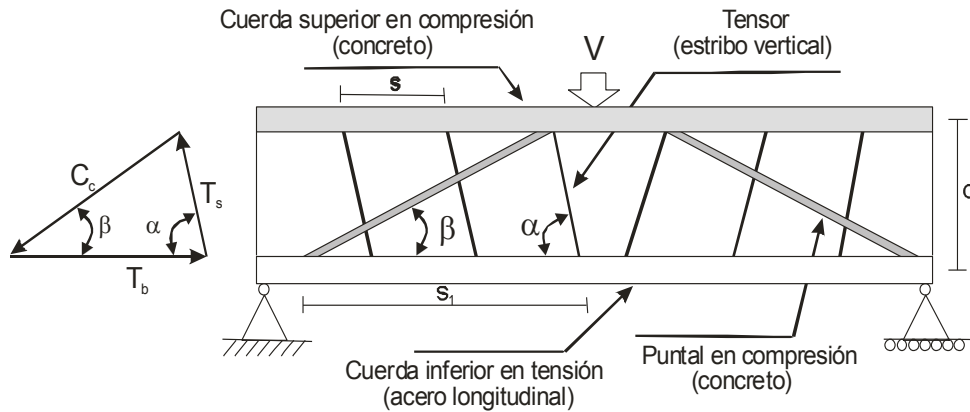
Estudios posteriores a la calibración de la ecuación F.10 han sugerido que la resistencia calculada con esta ecuación puede sobreestimarse cuando la cuantía de refuerzo longitudinal es baja. En la figura F.5 se representa la ecuación F.10 con resultados de estudios experimentales de vigas de concreto reforzado actualizados 15 años después de su calibración. De la figura se observa la sobreestimación de la resistencia a cortante para cuantías bajas de refuerzo longitudinal.



**Figura F.5 Resistencia a cortante de vigas de concreto reforzado (de ACI-ASCE Comité 426, 1977)**

## F.2 Resistencia a fuerza cortante del refuerzo, $V_s$

Como se comentó en la sección anterior, el refuerzo orientado en dirección perpendicular al esfuerzo cortante actuante se considera que contribuye a la resistencia a fuerza cortante del concreto. Para determinar la resistencia a fuerza cortante del refuerzo orientado en dirección paralela al esfuerzo cortante actuante, en los reglamentos ACI y RDF se utiliza la analogía de la armadura, presentada en la figura F.6 (ACI-ASCE Comité 326, 1962).



**Figura F.6 Analogía de la armadura para vigas reforzadas**

En la figura F.6,  $C_c$  es la fuerza de compresión actuando en el puntal de concreto,  $T_b$  es la fuerza de tensión actuando en el refuerzo longitudinal,  $T_s$  es la fuerza de tensión que actúa en el estribo,  $\alpha$  es el ángulo del estribo vertical y  $\beta$  es el ángulo del puntal de compresión. La resistencia de los estribos que cruzan el plano de la grieta diagonal está dada por la ecuación F.11.

$$V_s = T_s \operatorname{sen} \alpha \quad (\text{F.11})$$

La distancia  $s_1$  en la cuerda inferior será igual a la ecuación F.12.



$$s_1 = d (\cot \alpha + \cot \beta) \quad (F.12)$$

Si  $s_1 = ns$  en la cuerda inferior, la fuerza por unidad de longitud en cada estribo se calcula con la ecuación F.13

$$\frac{T_s}{s_1} = \frac{T_s}{ns} = \frac{V_s}{\text{sen } \alpha} \frac{1}{d (\cot \alpha + \cot \beta)} \quad (F.13)$$

en donde  $n$  es el número de separaciones ( $s$ ) de estribos que atraviesan la grieta diagonal. Debido a que existen  $n$  estribos inclinados dentro de la longitud  $s_1$  y si  $A_v$  es el área de un estribo inclinado, al considerar que se presenta la fluencia en el estribo con la presencia del agrietamiento inclinado la fuerza de tensión será igual a la ecuación F.14.

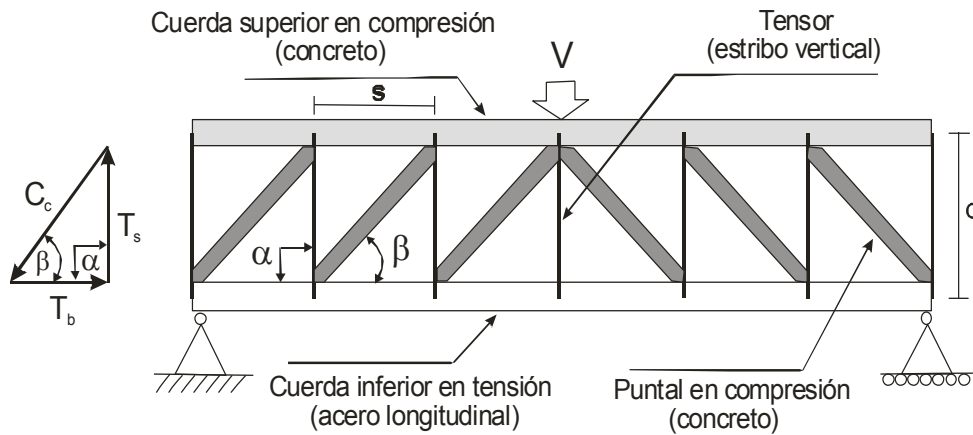
$$T_s = n A_v f_y \quad (F.14)$$

Sustituyendo la ecuación F.14 en la ecuación F.13 y reordenando términos se obtiene la ecuación general de la resistencia de los estribos considerando la analogía de la armadura, ecuación F.15.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} [\text{sen } \alpha (\cot \alpha + \cot \beta)] \quad (F.15)$$

Para el caso particular de la figura F.7, es decir, una falla en tensión diagonal en donde el agrietamiento forma un ángulo  $\beta$  de  $45^\circ$  con respecto a la horizontal y estribos colocados con un ángulo  $\alpha$  de  $90^\circ$  (verticales) todos a una separación  $s$ ; la ecuación F.15 se reduce a la ecuación F.16

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (F.16)$$



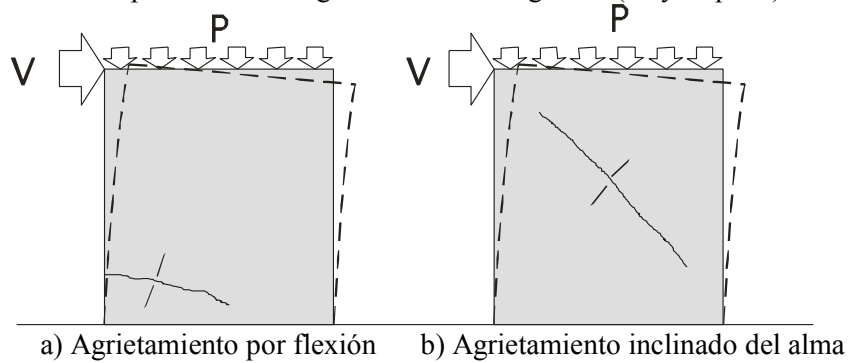
**Figura F.7 Analogía de la armadura para una viga con estribos verticales y agrietamiento con una inclinación de  $45^\circ$  con respecto a la horizontal.**

## Apéndice G. Cuantía mínima de refuerzo horizontal

En este apéndice se presentan las consideraciones analíticas y experimentales que se han tomado para establecer la cuantía mínima de refuerzo horizontal (0.0025) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-C, 2004) y del Instituto Americano del Concreto ACI 318-08, (Klingner, 1988).

### G.1 Contribución del concreto a la resistencia por cortante en tensión diagonal

El agrietamiento inicial de un muro de concreto puede producirse al centro del alma del muro debido a la presencia de esfuerzos principales de tensión o en la zona inferior del muro debido a la presencia tensiones por flexión (fig. G.1). Regularmente el agrietamiento por flexión antecede al agrietamiento inclinado sobre todo si la relación de aspecto altura-longitud del muro es grande (mayor que 3).



**Figura G.1 Agrietamiento inicial en un muro de concreto**

Para el caso del agrietamiento inclinado en el alma, la sección se encuentra bajo esfuerzos cortantes y axiales generados por las fuerzas externas V y P. El esfuerzo cortante máximo está dado por la ecuación G.1 mientras que el esfuerzo axial está representado por la ecuación G.2.

$$v_{\text{máx}} = \frac{3V}{2Lt} \quad (\text{G.1})$$

$$n = \frac{P}{Lt} \quad (\text{G.2})$$

donde L es la longitud del muro y H la altura. Empleando el círculo de Mohr para determinar el esfuerzo principal de tensión ( $f_{pt}$ ) se obtienen las ecuaciones G.3 y G.4.

$$f_{pt} = \frac{-n}{2} + \sqrt{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + v^2} \quad (\text{G.3})$$

$$f_{pt} = \sqrt{\left(\frac{P}{2Lt}\right)^2 + \left(\frac{3V}{2Lt}\right)^2} - \frac{P}{2Lt} \quad (\text{G.4})$$

Evidencia experimental ha mostrado que el primer agrietamiento diagonal de tensión se presenta para una resistencia promedio igual a  $f_{pt} \approx 0.62 \sqrt{f'_c}$  (MPa), ( $2 \sqrt{f'_c}$ , kg/cm<sup>2</sup>), y que el límite inferior de dicha

resistencia es  $f_{pt} \approx 0.33 \sqrt{f_c'}$  (MPa),  $(0.94 \sqrt{f_c'}, \text{ kg/cm}^2)$ . Sustituyendo este último valor en la ecuación G.4 y realizando operaciones algebraicas se obtiene la siguiente ecuación

$$\frac{3V}{2Lt} = 0.33 \sqrt{f_c'} \sqrt{1 + \frac{P}{0.33 \sqrt{f_c'} Lt}} \quad \text{MPa} \quad (\text{G.5})$$

expresando la fuerza cortante V en términos de esfuerzos y considerando que para muros de concreto el peralte efectivo (d) es aproximadamente igual a  $d \approx 0.8 L$  se tiene la ecuación G.6

$$v_c = \frac{V}{0.8Lt} \quad (\text{G.6})$$

Sustituyendo la ecuación G.6 en la ecuación G.5 se tiene la ecuación G.7

$$v_c = 0.27 \sqrt{f_c'} \sqrt{1 + \frac{P}{0.33 \sqrt{f_c'} Lt}} \quad \text{MPa} \quad (\text{G.7})$$

Para valores típicos de esfuerzos axiales en muros y resistencia a compresión del concreto, la ecuación G.7 puede ser aproximada por la ecuación G.8

$$v_c = 0.27 \sqrt{f_c'} + \frac{P}{4Lt} \quad \text{MPa} \quad (\text{G.8})$$

Representando la ecuación G.8 en términos de fuerzas se obtiene la ecuación G.9 que es la contribución del concreto a la resistencia a cortante

$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} t d + \frac{P d}{4L} \quad \text{MPa} \quad (\text{G.9})$$

La ecuación G.9 forma parte del cuerpo principal del reglamento ACI 318-08 para el diseño por cortante de muros de concreto.

Para el caso del agrietamiento por flexión de un muro de concreto, el primer agrietamiento se presenta a esfuerzos de tensión por flexión ( $f_{tf}$ ) cercanos a  $f_{tf} \approx 0.82 \sqrt{f_c'}$  (MPa),  $(2.65 \sqrt{f_c'}, \text{ kg/cm}^2)$ . Conservadoramente se puede considerar como  $f_{tf} \approx 0.50 \sqrt{f_c'}$  (MPa),  $(1.59 \sqrt{f_c'}, \text{ kg/cm}^2)$ . Los esfuerzos de tensión debidos a la flexión en la sección horizontal del muro de concreto están dados por la ecuación G.10

$$f_{tf} = \frac{M_{cr} c}{I} - \frac{P}{A} \quad (\text{G.10})$$

donde  $M_{cr}$  es el momento asociado al agrietamiento por flexión, c es la profundidad del eje neutro, A es el área de la sección transversal e I es el momento de inercia de la sección horizontal del muro. Considerando que para el caso elástico  $c = L/2$ , sustituyendo este valor en la ecuación G.10 y reordenando términos se tiene la ecuación G.11

$$M_{cr} = \frac{t L^2}{6} \left( 0.5 \sqrt{f_c'} + \frac{P}{tL} \right) \quad \text{MPa} \quad (\text{G.11})$$

Considerando que el momento asociado al agrietamiento es igual a la ecuación G.12

$$M_{cr} = V \left( z - \frac{L}{2} \right) \quad (G.12)$$

y que el brazo de palanca efectivo (z) es aproximadamente igual a  $z \approx M/V$ , sustituyendo lo anterior en la ecuación G.11 se tiene

$$V = \frac{\frac{tL^2}{6} \left( 0.5\sqrt{f_c'} + \frac{P}{tL} \right)}{\frac{M}{V} - \frac{L}{2}} \quad \text{MPa} \quad (G.13)$$

considerando que para muros de concreto  $L \approx 1.25 d$  y sustituyendo en la ecuación G.13 se obtiene la ecuación G.14

$$V = \frac{L \left( 0.1\sqrt{f_c'} + 0.21\frac{P}{tL} \right)}{\frac{M}{V} - \frac{L}{2}} t d \quad \text{MPa} \quad (G.14)$$

En pruebas experimentales se ha encontrado que la resistencia del concreto para la falla flexión-cortante es mayor que la resistencia al agrietamiento inicial por flexión establecido por la ecuación G.14. Debido a lo anterior, es necesaria una adición de fuerza cortante  $\approx 0.05 \sqrt{f_c'}$  (MPa),  $(0.16 \sqrt{f_c'}$ , kg/cm<sup>2</sup>) para transformar la fuerza requerida al primer agrietamiento por flexión en la fuerza necesaria para lograr la propagación completa de la grieta para lograr una falla por flexión-cortante. De esta forma la ecuación G.14 para a ser

$$V_c = \left( 0.05\sqrt{f_c'} + \frac{L \left( 0.1\sqrt{f_c'} + 0.21\frac{P}{tL} \right)}{\frac{M}{V} - \frac{L}{2}} \right) t d \quad \text{MPa} \quad (G.15)$$

Para el diseño de un muro se emplea la menor de las fuerzas cortantes calculadas con las ecuaciones G.9 y G.15. La ecuación G.9 corresponde a la falla por agrietamiento inclinado en el alma mientras que la ecuación G.15 fue derivada por la falla de agrietamiento por flexión. Para grandes valores de M/V (muros esbeltos), la ecuación G.15 gobernaría el diseño con una fuerza cortante promedio de  $0.05 \sqrt{f_c'}$  t d (MPa). Este valor es menor que el límite inferior establecido para vigas para calcular la contribución del concreto a la resistencia ( $0.16 \sqrt{f_c'}$  t d, MPa, ver apéndice F). Debido a lo anterior, el límite inferior, en muros de concreto, para calcular la contribución del concreto a la resistencia se considera igual que el límite establecido para vigas, esto es

$$V_c \geq 0.16\sqrt{f_c'} t d \quad \text{MPa} \quad (G.16)$$

## G.2 Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia por cortante en tensión diagonal

Una vez que se presenta el agrietamiento inclinado en el muro de concreto, se inicia el alargamiento del refuerzo horizontal en la superficie agrietada. Aplicando la teoría de la armadura descrita en el apéndice F, y considerando que en la superficie agrietada se presenta la fluencia de todo el refuerzo horizontal, la contribución a la fuerza cortante del refuerzo esta dada por la ecuación G.17

$$V_s \geq 0.8 \rho_h f_y t L \quad (G.17)$$

en donde  $\rho_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal. Para evitar una falla del tipo frágil, la contribución a la fuerza cortante calculada para el refuerzo horizontal ( $V_s$ ) debe ser al menos igual que la contribución a la fuerza cortante del concreto ( $V_c$ ). De esta forma, una vez agrietado el concreto, el refuerzo horizontal estará capacitado para mantener unidas las superficies agrietadas del muro.

Puesto que la resistencia mínima de un muro de concreto esta dada por la ecuación G.16, es posible obtener la cuantía mínima de refuerzo horizontal igualando la ecuación G.16 con la ecuación G.17, realizando esta igualación se tiene

$$V_c = V_s; \quad 0.16 \sqrt{f_c'} t d = 0.8 \rho_h f_y t L \quad \text{MPa} \quad (G.18)$$

eliminando términos de la ecuación G.18 se obtiene la ecuación G.19

$$\rho_h = \frac{0.16 \sqrt{f_c'}}{f_y} \quad \text{MPa} \quad (G.19)$$

Para valores comunes de la resistencia a compresión del concreto, la cuantía mínima esta dada por la ecuación G.20

$$\rho_h \text{ mínima} = \frac{0.16 \sqrt{f_c'}}{f_y} = 0.0025 \quad (G.20)$$

De la ecuación G.20 se observa que, aplicando la ecuación con todo rigor, considerando un esfuerzo de fluencia para el acero de  $f_y = 420$  MPa, el valor de 0.0025 esta asociado a una resistencia a compresión del concreto de 43 MPa. Es importante resaltar que en la ecuación G.20 no se considera el cociente M/V actuante en los muros de concreto y que para resistencias a compresión del concreto bajas (del orden de 15 MPa), la cuantía de refuerzo mínima obtenida podría ser excesiva.

## Apéndice H. Diseño por cortante de muros de concreto

### H.1 Introducción

En este apéndice se presentan las ecuaciones establecidas en los reglamentos para el diseño por cortante de muros de concreto. Se incluyen las ecuaciones de los reglamentos: del Distrito Federal, (NTC-C, 2004), americano, (ACI, 2005); europeo, (EC8, 1988); y japonés, (AIJ, 1999). Se presentan las ecuaciones para las fallas en tensión diagonal (TD), compresión diagonal (CD) y en el caso del RDF y EC8 las ecuaciones para el diseño por deslizamiento (D).

### H.2 Diseño por cortante de muros de concreto conforme al reglamento del Distrito Federal

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-C, 2004), la fuerza cortante resistente de un muro de concreto para la falla en tensión diagonal ( $V_{R\text{TD}}$ ) se calcula utilizando la ecuación H.1. En la ecuación  $V_c$  es la fuerza cortante que resiste el concreto y  $V_s$  es fuerza cortante que resiste la cuantía de refuerzo horizontal.

$$V_{R\text{TD}} = V_c + V_s \quad (\text{H.1})$$

La fuerza cortante que resiste el concreto es función de la relación de aspecto, del área de la sección horizontal del muro, de la resistencia a compresión del concreto y de la cuantía de refuerzo vertical del muro de concreto. Las ecuaciones H.2 a H.4 establecidas en el RDF se utilizan para calcular la contribución del concreto a la resistencia

$$\begin{aligned} H/L \leq 1.5; \quad & V_c = 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} t L \quad \text{MPa} \quad (\text{H.2}) \\ & (V_c = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} t L) \quad (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H/L \geq 2.0; \\ \rho_v < 0.015; \quad & V_c = 0.3 F_R t d (0.2 + 20 \rho_v) \sqrt{f_c^*} \quad \text{MPa} \quad (\text{H.3}) \\ & V_c = F_R t d (0.2 + 20 \rho_v) \sqrt{f_c^*} \quad (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_v \geq 0.015; \quad & V_c = 0.16 F_R t d \sqrt{f_c^*} \quad \text{MPa} \quad (\text{H.4}) \\ & V_c = 0.5 F_R t d \sqrt{f_c^*} \quad (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

en donde H es la altura del muro, L es la longitud del muro,  $F_R$  es un factor de reducción de resistencia igual a 0.8, t es el espesor del muro,  $f_c^*$  es la resistencia nominal del concreto a compresión ( $f_c^* = 0.85 f_c'$ ),  $\rho_v$  es la cuantía de refuerzo vertical y d es el peralte efectivo de la sección horizontal. Para relaciones de aspecto H/L comprendidas entre 1.5 y 2 se puede interpolar linealmente entre las ecuaciones H.2 y H.3 ó H.4. En la medida que se reduce la relación de aspecto H/L, en términos generales, se reduce la fuerza cortante que resiste el concreto. Para los casos comunes de refuerzo en muros, por simplicidad se considera que el peralte efectivo de la sección horizontal es igual que 0.8 L (Park R. y Paulay T, 1988).

De la ecuación H.4 se observa que incrementando la cuantía de refuerzo vertical aumenta la fuerza cortante que resiste el concreto. Cuando la relación de aspecto es menor que 1.5 se utiliza el área gruesa de la sección horizontal del muro ( $t \cdot L$ ) en el cálculo de la fuerza cortante que resiste el concreto. Cuando la relación de aspecto es mayor que 2, se asume que el comportamiento será similar al de vigas por lo que se utiliza un área efectiva de la sección horizontal del muro ( $t \cdot d$ ) en el cálculo de la resistencia.

La ecuación H.5 se establece en el RDF para calcular la fuerza cortante que resiste la cuantía de refuerzo horizontal

$$V_s = \rho_h f_y F_R t L \quad (H.5)$$

en donde  $\rho_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. El factor de reducción de resistencia, al igual que en el caso de la contribución del concreto a la resistencia es igual que 0.8. De acuerdo con esta ecuación, se considera que todo el refuerzo horizontal alcanza la fluencia. En la ecuación H.5 se utiliza el área gruesa de la sección horizontal del muro.

Como se comentó en la sección 3.2, la capacidad de deformación para la falla en compresión diagonal regularmente es limitada. Para evitar este tipo de falla en el RDF se establece la ecuación H.6 como límite en el cálculo de la resistencia a cortante

$$\begin{aligned} V_{RCD} = V_c + V_s &\leq 0.626 \sqrt{f_c}^* t L && \text{MPa} && (H.6) \\ V_{RCD} = V_c + V_s &\leq 2 \sqrt{f_c}^* t L && (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

con la ecuación H.6 se establece el límite de refuerzo horizontal que deben tener los muros para evitar el aplastamiento del concreto por la falla en compresión diagonal. Comparando la ecuación H.6 con la ecuación H.2 se concluye que para muros con relación de aspecto  $H/L \leq 1.5$  la fuerza cortante que resiste el refuerzo horizontal ( $V_s$ ) no puede ser mayor que 1.31 veces la fuerza cortante que resiste el concreto ( $V_c$ ). Comparando las ecuaciones C.4 y C.7 se observa que para muros con relación de aspecto  $H/L \geq 2$  y con una cuantía de refuerzo vertical  $\rho_v \geq 0.015$ , la fuerza cortante que resiste el refuerzo horizontal ( $V_s$ ) puede ser hasta 2.91 veces mayor que la fuerza cortante que resiste el concreto ( $V_c$ ).

La resistencia a la falla en cortante por deslizamiento de muros de concreto ( $V_{R,D}$ ) no se considera de manera explícita en el reglamento del Distrito Federal. En forma indirecta puede calcularse la resistencia a cortante por fricción en la interfase cimentación-muro con las ecuaciones H.7 a H.9

$$V_{R,D} \leq \begin{cases} F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) & (H.7) \\ F_R [ 1.4 A + 0.8 ( A_{vf} f_y + N_u ) ] & \text{MPa} & (H.8) \\ F_R [ 14 A + 0.8 ( A_{vf} f_y + N_u ) ] & (\text{kg/cm}^2) \\ 0.25 F_R f_c^* A & (H.9) \end{cases}$$

En donde  $A_{vf}$  es el área del refuerzo de cortante por fricción,  $A$  es el área de la sección definida por el plano crítico siendo para muros igual que el producto  $t \cdot L$ ,  $N_u$  es fuerza de compresión normal al plano crítico,  $\mu$  es el coeficiente de fricción para concreto colado contra concreto endurecido.

### H.3 Diseño por cortante de muros de concreto conforme al reglamento del Instituto Americano del Concreto ACI 318-05

Para el cálculo de la resistencia asociada a la falla en tensión diagonal, el reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI) es, en esencia, similar al RDF. La fuerza cortante resistente de un muro de concreto depende de la contribución del concreto y la contribución del refuerzo horizontal (ecuación H.1). A diferencia del RDF, en el reglamento del ACI existen ecuaciones establecidas para el diseño sísmico de muros (capítulo 21 del ACI) y ecuaciones establecidas en el cuerpo principal del reglamento para el diseño de muros de concreto por cargas gravitacionales y cargas laterales no cíclicas.

Para calcular la fuerza cortante que resiste el concreto conforme al diseño sísmico de muros, en el capítulo 21 del reglamento del ACI se establece la ecuación H.10, (ACI, 2005)

$$V_c = \phi \alpha_c \sqrt{f_c'} t L \quad (H.10)$$

el término  $\alpha_c$  es función de la relación de aspecto H/L. Para  $H/L \leq 1.5$ ,  $\alpha_c = 0.249$ , MPa, (0.8, kg/cm<sup>2</sup>); para  $H/L \geq 2.0$ ,  $\alpha_c = 0.166$ , MPa, (0.53, kg/cm<sup>2</sup>); para valores intermedios de H/L se puede interpolar linealmente. El término  $\phi$  es un factor de reducción de resistencia igual a 0.6. De esta forma, la fuerza cortante que resiste el concreto es función de la relación de aspecto, del área de la sección horizontal del muro y de la resistencia a compresión del concreto. De manera similar a las ecuaciones establecidas en el RDF para calcular la contribución del concreto a la resistencia, en la ecuación H.10 no se considera la influencia de la carga axial.

La ecuación H.11 se establece en el reglamento de la ACI para calcular la fuerza cortante que resiste el refuerzo horizontal. La ecuación es similar a la ecuación H.5 establecida en el RDF. La diferencia radica en el valor del factor de reducción de resistencia que es igual a 0.8 en el RDF e igual a 0.6 en el reglamento de la ACI

$$V_s = \phi \rho_h f_y t L \quad (H.11)$$

Al igual que en el RDF, para evitar una falla por cortante en compresión diagonal, en el reglamento del ACI se establece un límite en el cálculo de la resistencia a cortante. El límite está dado por la ecuación H.12

$$\begin{aligned} V_{RCD} = V_c + V_s &\leq 0.83 \sqrt{f_c'} t L && \text{MPa} && (H.12) \\ V_{RCD} = V_c + V_s &\leq 2.65 \sqrt{f_c'} t L && (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

#### H.4 Diseño por cortante de muros de concreto conforme al código europeo

En el código europeo (Eurocódigo) al igual que en el reglamento del Instituto Americano del Concreto existen apartados para el diseño de muros de concreto por cargas gravitacionales y ante cargas laterales monótonas (EC2) y para el diseño sísmico de muros de concreto (EC8). Para el diseño sísmico de muros de concreto, los muros se clasifican de acuerdo con el comportamiento que pueden exhibir. Así, se reconocen tres categorías: comportamiento dúctil (DC “H”), comportamiento dúctil moderado (DC “M”) y de bajo comportamiento dúctil (DC “L”). El diseño de muros de comportamiento dúctil y comportamiento dúctil moderado se establece para muros localizados en regiones de alta sismicidad.

Para la falla a tensión diagonal, la fuerza cortante resistente en la zona crítica del muro de concreto depende de la contribución del concreto y la contribución del refuerzo horizontal (ecuación H.1). Para calcular la fuerza cortante que resiste el concreto conforme al diseño sísmico de muros, en el EC8 se establecen las ecuaciones H.13 y H.14

$$\frac{N_{sd}}{t L \frac{f_c'}{1.5}} < 0.10; \quad V_c = 0 \quad (H.13)$$



$$\frac{N_{sd}}{t L \frac{f_c'}{1.5}} > 0.10; \quad V_c = 0.15 \sqrt{f_c'} t L \quad \text{MPa} \quad (\text{H.14})$$

$$(V_c = 0.47 \sqrt{f_c'} t L) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

en donde el término  $N_{sd}$  es la carga axial promedio actuante en el muro de concreto. Para carga axial baja (ecuación H.13), no se considera la contribución del concreto a la resistencia mientras que para carga axial alta (ecuación H.14) la resistencia es similar a la obtenida con la ecuación H.4 establecida para muros esbeltos en el Reglamento del Distrito Federal.

Para calcular la fuerza cortante que resiste la cuantía de refuerzo horizontal, en el diseño por sismo del código europeo se establece la ecuación H.15

$$V_s = [ \rho_h (a_s - 0.3) + \rho_v (1.3 - a_s) ] f_y t d \quad (\text{H.15})$$

En la ecuación H.15,  $a_s$  es igual al cociente  $M/VL$ . La ecuación C.16 implica que cuando  $a_s < 0.3$ , sólo el refuerzo vertical contribuye a la resistencia, cuando  $a_s > 1.3$  sólo el refuerzo horizontal contribuye a la resistencia y finalmente cuando  $0.3 > a_s > 1.3$ , ambos refuerzos contribuyen a la resistencia.

De manera similar al RDF y al ACI, en el reglamento europeo se establece un límite en el cálculo de la resistencia a cortante. El límite está dado por la ecuación H.16

$$V_{RCD} = V_c + V_s \leq 0.20 \frac{f_c'}{1.5} t L \quad \text{MPa, kg/cm}^2 \quad (\text{H.16})$$

A diferencia de las ecuaciones H.6 y H.12 establecidas en los reglamentos del Distrito Federal y del Instituto Americano del Concreto respectivamente, en la ecuación H.16, el límite de resistencia establecido en el código Europeo para evitar fallas en compresión diagonal depende directamente de la resistencia a compresión del concreto y no de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto.

En el código europeo para diseño por sismo se establece explícitamente mediante la ecuación H.17 la resistencia a la falla por deslizamiento de muros de concreto

$$V_{RD} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (\text{H.17})$$

en donde  $V_{dd}$  es la fuerza cortante que resiste la sección por la acción de dovela del refuerzo vertical,  $V_{id}$  es la fuerza cortante que resiste el refuerzo inclinado del muro en caso de existir y  $V_{fd}$  es la fuerza cortante que resiste la sección horizontal por la fricción del concreto. En el código se establecen los siguientes límites de la fuerza cortante para las tres componentes de la resistencia a la falla por deslizamiento

$$V_{dd} \leq 1.5 \Sigma A_{sj} \sqrt{\frac{f_c'}{1.5}} f_y \quad (\text{H.18})$$

$$V_{dd} \leq 0.25 f_y \Sigma A_{sj} \quad (\text{H.19})$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} f_y \cos \theta \quad \left| \begin{array}{l} V_{id} \leq 0.50 V_{RTD} \text{ (en la base)} \\ V_{id} \leq 0.25 V_{RTD} \text{ (en los entrepisos)} \end{array} \right. \quad (\text{H.20})$$

$$V_{fd} \leq \mu_f \left[ \Sigma A_{sj} f_y + N_{sd} \right] \xi + \frac{M_{sd}}{z} \quad (H.21)$$

$$V_{fd} \leq 0.25 \frac{f_c'}{1.5} \xi L t \quad (H.22)$$

$$V_{fd} \leq \mu_f N_{sd} \quad (H.23)$$

en donde,  $\Sigma A_{sj}$  es la suma de las áreas del refuerzo vertical ubicado en el alma del muro,  $\Sigma A_{si}$  es la suma de las áreas del refuerzo diagonal en ambas direcciones,  $\mu_f$  es el coeficiente de fricción del concreto,  $\xi$  es la profundidad del eje neutro (c) normalizada con la longitud del muro ( $\xi = c / L$ ),  $M_{sd}$  es el momento de diseño actuante en el muro,  $z$  es el brazo de palanca efectivo de las fuerzas internas y  $\theta$  es el ángulo de inclinación del refuerzo diagonal.

### H.5 Diseño por cortante de muros de concreto conforme al código Japonés

En el reglamento japonés (Architectural Institute of Japan, AIJ, 1999), la filosofía de diseño por cortante considera la ocurrencia simultánea de acción de arco en el concreto reforzado ( $V_c$ ) y armadura en el refuerzo horizontal ( $V_s$ ). En la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo horizontal en el muro, sistemáticamente disminuye la contribución del mecanismo de arco en el concreto. Así, en muros diseñados para no desarrollar articulación plástica (falla en cortante), la resistencia a cortante del concreto esta dada por la ecuación H.24

$$V_c = \frac{\tan \theta (1 - \beta) t L v f_c'}{2} \geq 0 \quad \text{MPa, kg/cm}^2 \quad (H.24)$$

en donde:  $v = v_o = 0.7 - \frac{f_c'}{2000} \quad \text{Kg/cm}^2$

$$\tan \theta = \sqrt{(H/L)^2 + 1} - H/L$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \zeta) \rho_h f_y}{v f_c'}$$

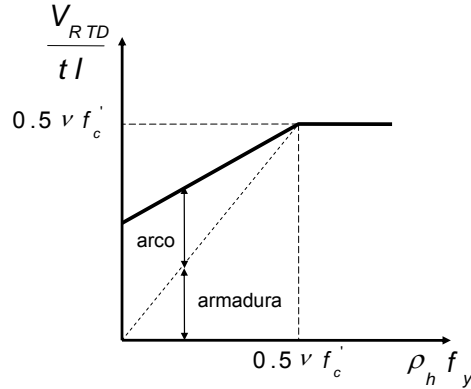
El valor de  $\beta$  ( $0 < \beta < 1$ ) es función de la cuantía de refuerzo horizontal, el ángulo del puntal a compresión, y la resistencia a compresión del concreto. Cuando la cuantía de refuerzo horizontal es cero, el mecanismo resistente está dado por la acción de arco en el concreto y el valor de  $\beta$  es cero. El término  $v$  es un factor de efectividad de la resistencia a compresión del concreto. El término  $\tan \theta$  es función de las relación de aspecto H/L. Conforme se incrementa la relación H/L, disminuye el valor de  $\tan \theta$ . El término  $\zeta$  es el ángulo del puntal a compresión con respecto al eje del miembro. Para el mecanismo de armadura;  $\cot \zeta = 1$ . A diferencia de los reglamentos anteriores, en la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo horizontal disminuye la contribución del concreto a la resistencia ( $V_c$ ).

En el reglamento AIJ, la contribución del refuerzo a la resistencia a cortante está dada por la ecuación H.25

$$V_s = \rho_h f_y t L \cot \zeta \quad (H.25)$$

cuando la relación  $\rho_h f_y \geq v f_c' / 2$ , la contribución del concreto se considera nula y la resistencia está dada únicamente por la acción de armadura equilibrada por el refuerzo horizontal. En la figura H.1 se presenta el modelo de cortante para la falla en tensión diagonal y compresión diagonal de muros de concreto. De la figura se observa que para bajas cuantías de refuerzo, la resistencia depende en mayor medida de la

contribución del concreto (acción de arco). Para altas cuantías de refuerzo la resistencia es función principalmente de la cuantía de acero horizontal (acción de armadura). En el reglamento japonés se considera que cuando la cuantía de refuerzo horizontal es alta, el concreto presentará un nivel de daño severo al presentarse la fluencia del refuerzo horizontal por lo que se desprecia su contribución a la resistencia.



**Figura H.1 Modelo de cortante del reglamento Japonés (AIJ, 1999)**

De manera similar a los reglamentos presentados anteriormente, el reglamento japonés establece un límite en el cálculo de la resistencia a cortante y está dado por la ecuación H.26.

$$V_{RCD} = V_c + V_s \leq t L \left( 0.7 - \frac{f'_c}{200} \right) \frac{f'_c}{2} \quad \text{MPa, kg/cm}^2 \quad (\text{H.26})$$

## Apéndice I. Modelos de cortante por tensión diagonal de muros de concreto

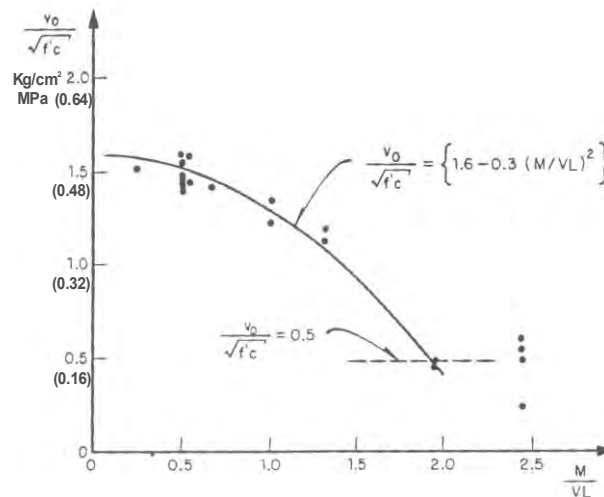
### I.1 Introducción

En este apéndice se presentan los modelos desarrollados para calcular el estado límite de resistencia de muros de concreto que presentan falla a cortante por tensión diagonal. Los modelos revisados fueron los siguientes: Hernández, 1980; Wood, 1990; Leiva y Montaña, 2001 y Hwang y Lee, 2002.

### I.2 Modelo de Hernández

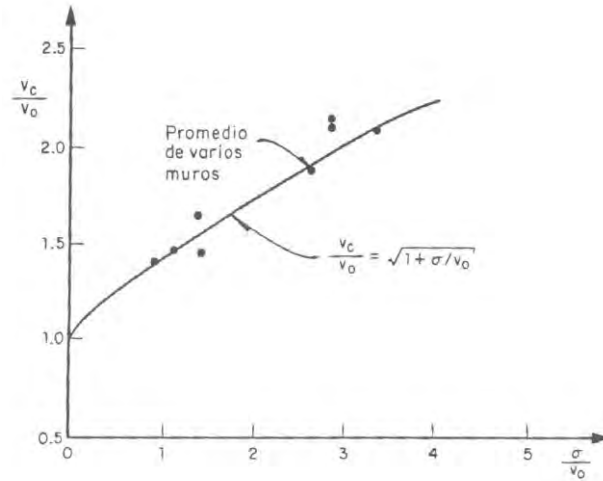
El modelo de Hernández (1980), fue calibrado con tendencias de resultados de 31 muros de concreto por lo que se considera de naturaleza empírica. Ocho muros fueron sin elementos de borde de mayor espesor y 23 muros con elementos de borde de mayor espesor. La ecuación calibrada mantiene el mismo formato de la ecuación H.1.

La contribución del concreto a la resistencia a cortante se estableció con el ajuste por mínimos cuadrados para cocientes  $M/VL < 2$  de los resultados experimentales mostrados en la figura I.1. El valor de  $V_o$  corresponde a la resistencia básica a cortante de un muro de concreto. En la figura, los datos corresponden a muros que contenían cuantías de refuerzo horizontal no muy altas y carga axial nula. El límite inferior ( $V_o / \sqrt{f'_c} = 0.5$ ) es para ser consistentes con la teoría de vigas (ecuación G.10).



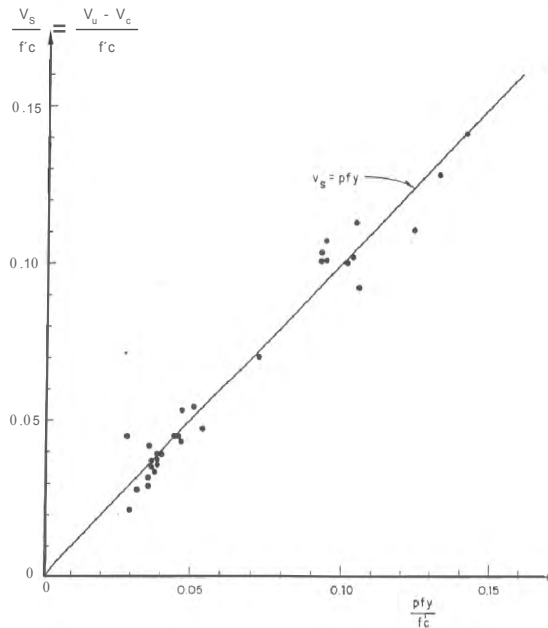
**Figura I.1 Efecto del cociente  $M/VL$  en la resistencia a cortante de muros de concreto (Hernández, 1980)**

El efecto de la carga axial en la resistencia a cortante se presenta en la figura I.2. Los valores indicados en la figura se obtuvieron de igualar el esfuerzo de ruptura de tensión diagonal para las condiciones con y sin carga axial. En la figura,  $\sigma$  indica el esfuerzo axial actuante en  $\text{kg/cm}^2$ .



**Figura I.2 Efecto de la carga axial en la resistencia a cortante de muros de concreto (Hernández, 1980)**

El efecto de las cuantías de refuerzo en la resistencia a cortante se presenta en la figura I.3. Para el cálculo de la contribución del acero a la resistencia se consideró la participación tanto del refuerzo vertical como horizontal localizados en el alma muro. Al igual que en los reglamentos de diseño presentados en la sección 3.5, en este modelo se considera la fluencia total del refuerzo en el muro.



**Figura I.3 Efecto de las cuantías de refuerzo en la resistencia a cortante de muros de concreto (Hernández, 1980)**

De esta forma, la resistencia a cortante de un muro de concreto está dada por las ecuaciones I.1 a I.5. El límite  $\sigma / V_o \leq 5$  se utilizó para considerar lo observado en muros de mampostería donde experimentalmente se ha encontrado que la capacidad a cortante ya no aumenta para altos niveles de carga axial. Las ecuaciones I.3 a I.5 son aplicables a muros que tienen refuerzo interior similar en ambas direcciones. Cuando la cuantía de refuerzo en una dirección es mayor que el doble con respecto a la otra

dirección no es aplicable el método. Las cuantías de refuerzo deben ser al menos igual a la mínima establecida por el RDF (0.0025). Las ecuaciones I.3 a I.5 son similares a la ecuación establecida para el diseño sísmico en el Eurocódigo (ecuación H.15). En el modelo es indiferente si se presenta la falla por corte antes o después de la fluencia del refuerzo vertical localizado en los extremos del muro.

$$V_n = V_c + V_s; \quad \text{donde} \quad V_c = V_o \sqrt{1 + \sigma / V_o} ; \quad \sigma / V_o \leq 5 \quad (I.1)$$

$$V_o = \left[ 0.5 - 0.09 \left( \frac{M}{VL} \right)^2 \right] \sqrt{f_c'} \geq 0.166 \sqrt{f_c'} \quad \text{MPa} \quad (I.2)$$

$$V_o = \left[ 1.6 - 0.30 \left( \frac{M}{VL} \right)^2 \right] \sqrt{f_c'} \geq 0.5 \sqrt{f_c'} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Para la contribución del acero de refuerzo se tiene:

$$\text{Si } M/VL < 0.25; \quad V_s = \rho_v f_y \quad (I.3)$$

$$0.25 < M/VL \leq 1.25; \quad V_s = \rho_h f_y (M/VL - 0.25) + \rho_v f_y (1.25 - M/VL) \quad (I.4)$$

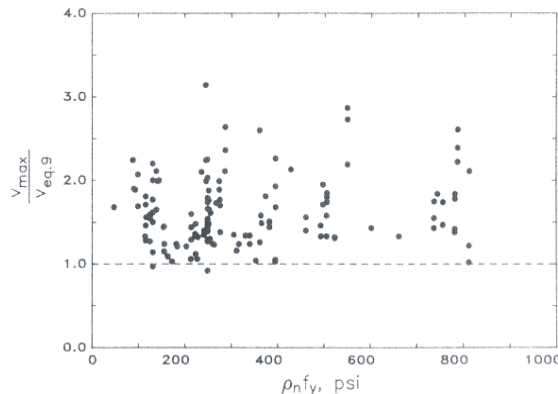
$$M/VL > 1.25; \quad V_s = \rho_h f_y \quad (I.5)$$

### I.3 Modelo de Wood

El modelo de Wood (1990), se limita a muros robustos en los cuales  $M/VL < 2.0$ . La cuantía de refuerzo horizontal de los ensayos considerados para ajustar el modelo fue al menos igual a la cuantía mínima establecida en el reglamento ACI-318 (0.0025). El modelo pretende establecer un límite inferior de la resistencia a cortante. Las ecuaciones propuestas por Wood se calibraron con el resultado de 143 muros. Aproximadamente el 87% de los muros considerados tenían elementos de borde de mayor espesor. A diferencia del modelo ACI-318 cap. 21, en el modelo de Wood no se considera la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia. Al igual que el modelo de Hernández, este modelo es de naturaleza empírica. De acuerdo con este modelo, la resistencia nominal a cortante está dada por la ecuación I.6. La comparación entre la resistencia medida experimentalmente y la calculada con la ecuación I.6 se presenta en la figura I.4. En la figura, la resistencia  $V_{eq,9}$  corresponde a la calculada con la ecuación I.6.

$$V_n = 0.5 \sqrt{f_c'} \quad \text{MPa} \quad (I.6)$$

$$V_n = 1.6 \sqrt{f_c'} \quad (\text{kg/cm}^2)$$



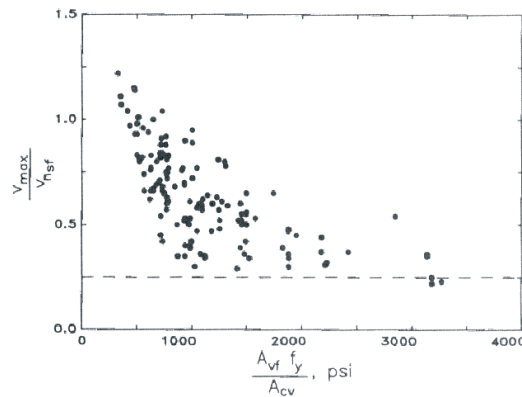
**Figura I.4 Comparación entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación D.6 (Wood, 1990)**

De la figura se observa que en solo dos muros el cociente entre la resistencia medida y la calculada es menor que uno. La resistencia nominal se puede también calcular con la ecuación I.7 calibrada a partir de un modelo de resistencia a cortante por fricción

$$V_n = \frac{A_{vf} f_y}{4 A_{cv}} \leq 0.83 \sqrt{f'_c} \quad \text{MPa} \quad (I.7)$$

$$V_n = \frac{A_{vf} f_y}{4 A_{cv}} \leq 2.65 \sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

en donde  $A_{vf}$  es la suma del área de acero vertical localizado en los bordes y en el alma del muro.  $A_{cv}$  es el área gruesa de la sección horizontal del muro. La comparación entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación I.7 se presenta en la figura I.5. De la figura se observa que en solo dos muros la resistencia medida es menor que la resistencia calculada con la ecuación I.7. Así, la resistencia nominal será la menor de las calculadas entre las ecuaciones I.6 y I.7.

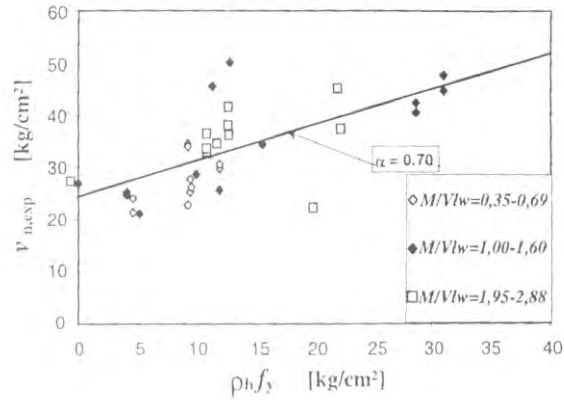


**Figura I.5 Comparación entre la resistencia medida y la calculada con la ecuación I.7 (Wood, 1990)**

#### I.4 Modelo de Leiva y Montaña

De manera similar al reglamento ACI-318 cap. 21, Leiva y Montaña (2001), propusieron un modelo que considera por separado la contribución del refuerzo horizontal y del concreto a la resistencia. El modelo fue formulado con base en conceptos analíticos y tendencias de resultados experimentales.

Para la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia consideran que el ancho del agrietamiento inclinado es mínimo en las zonas cercanas a los extremos del muro y que bajo estas condiciones solo el 70% del refuerzo horizontal contribuye a la resistencia a cortante. En la figura I.6 se presenta el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal en la resistencia a cortante. El factor de eficiencia del 70% se obtuvo como la pendiente de la recta ajustada por regresión lineal de los datos mostrados. El factor de 0.7 no se comprobó con resultados experimentales.

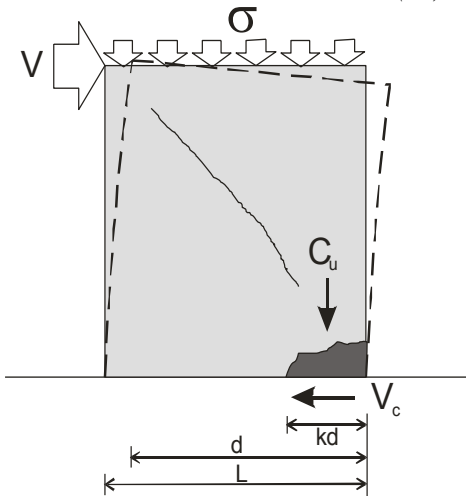


**Figura I.6 Resistencia experimental al corte con respecto a la resistencia del refuerzo transversal (Leiva y Montaña, 2001)**

La contribución del concreto a la resistencia a cortante se obtuvo mediante el modelo de falla presentado en la figura I.7. Para un comportamiento muy cercano al elástico, en la zona de falla, el esfuerzo de compresión medio ( $n$ ) y el esfuerzo cortante máximo ( $\tau_{max}$ ) se obtienen con las ecuaciones I.8 e I.9

$$n = \frac{C_u}{t (kd)} \tag{I.8}$$

$$\tau_{max} = \frac{3V}{2 t (kd)} \tag{I.9}$$



**Figura I.7 Modelo de falla para evaluar la resistencia al corte**

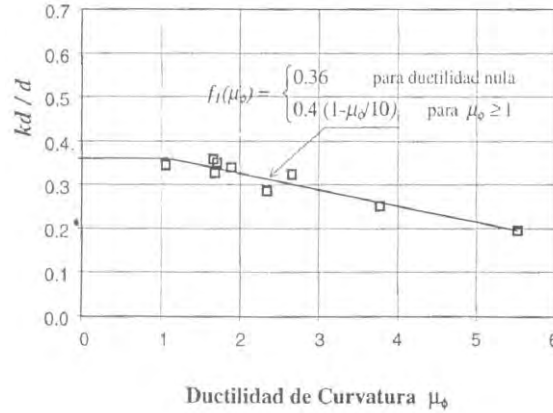
en donde  $kd$  es la profundidad del eje neutro y  $C_u$  es la fuerza resultante de compresión, ambos calculados a partir del momento flexionante actuante ( $M$ ) y el esfuerzo axial medio ( $\sigma$ ) en la sección crítica al instante de la falla.

La contribución a la resistencia del concreto corresponde al instante en que los esfuerzos principales de tensión alcanzan el esfuerzo de tensión del concreto  $\beta \sqrt{f'_c}$ . Una vez que se conocen el esfuerzo axial y cortante, es posible calcular el esfuerzo principal de tensión mediante el empleo del círculo de Mohr obteniéndose la ecuación I.10. La constante  $\beta$  es similar a la constante  $k_1$  presentada en la ecuación G.7



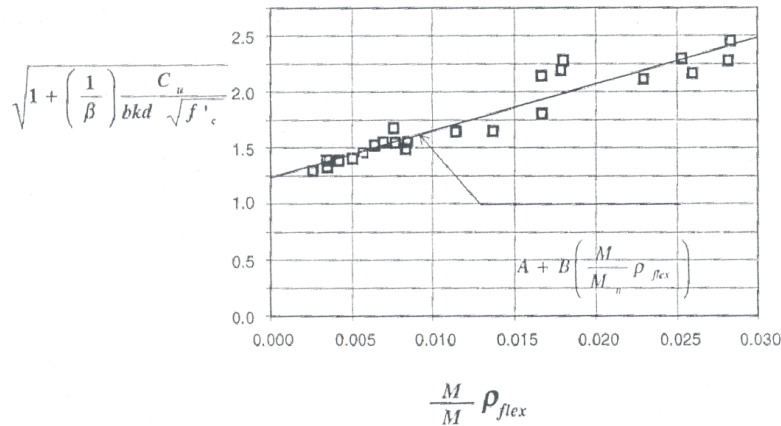
$$\frac{V_c}{td} = \frac{2}{3} \beta \sqrt{f'_c} \left( \frac{kd}{d} \right) \sqrt{1 + \left( \frac{1}{\beta} \right) \frac{C_u}{t(kd)\sqrt{f'_c}}} \quad (I.10)$$

La ecuación I.10 se analizó para ver el efecto de los términos con respecto a los datos experimentales. En la figura I.8 se presenta el efecto del cociente kd/d en la ductilidad de la curvatura  $\mu_\phi$ . La ductilidad de curvatura se calculó a partir del momento flexionante y el esfuerzo axial actuantes en la sección crítica.



**Figura I.8 Efecto del cociente kd/d en la ductilidad de curvatura  $\mu_\phi$  (Leiva y Montaña, 2001)**

El término existente en la raíz cuadrada de la ecuación I.10 se evaluó a partir del nivel de sollicitación a flexión ( $M/M_n$ ). En la figura I.9 se presenta su relación



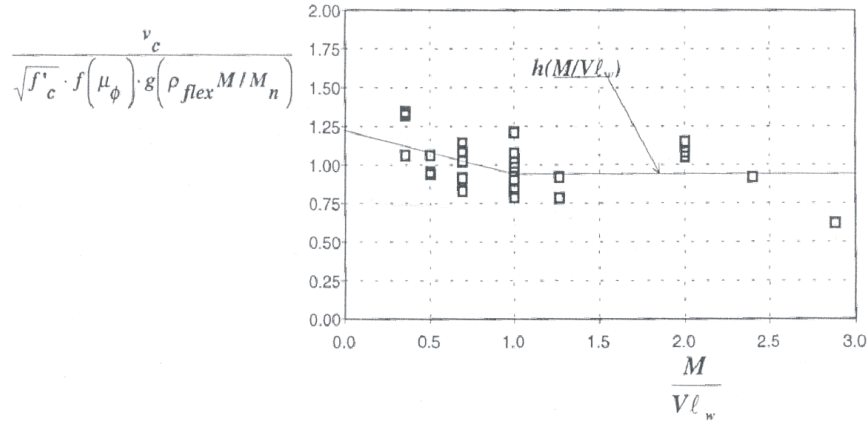
**Figura I.9 Efecto de la resultante de compresiones  $C_u$  en el nivel de sollicitación a flexión ( $M/M_n$ ) (Leiva y Montaña, 2001)**

en donde  $M_n$  es el momento nominal de la sección crítica calculado considerando como criterio de falla por flexión una deformación máxima del concreto de 0.003 y  $\rho_{flex}$  es la cuantía total de refuerzo vertical.

De esta forma la ecuación I.10 puede reescribirse como la ecuación I.11

$$\frac{V_c}{td\sqrt{f'_c}} = C \cdot g \left( \frac{M}{M_n} \cdot \rho_{flex} \right) f(\mu_\phi) \quad (I.11)$$

en donde C es una constante que depende de la esbeltez de los muros; g y f son funciones obtenidas del análisis estadístico de los datos experimentales. En la figura I.10 se presenta el efecto del cociente M/VL en la resistencia a cortante.



**Figura I.10 Efecto del cociente M/VL en la resistencia a cortante (Leiva y Montaña, 2001)**

Una vez ajustados los valores de las constantes para los datos experimentales se obtienen las ecuaciones I.12 y I.13 que determinan la resistencia a cortante de muros de concreto.

$$V_c = 0.63 \left[ 1 + 10 \frac{M}{M_n} \rho_{flex} \right] H \left( \frac{M}{VL} \right) f(\mu_\phi) \sqrt{f'_c} t d \quad \text{MPa} \quad (I.12)$$

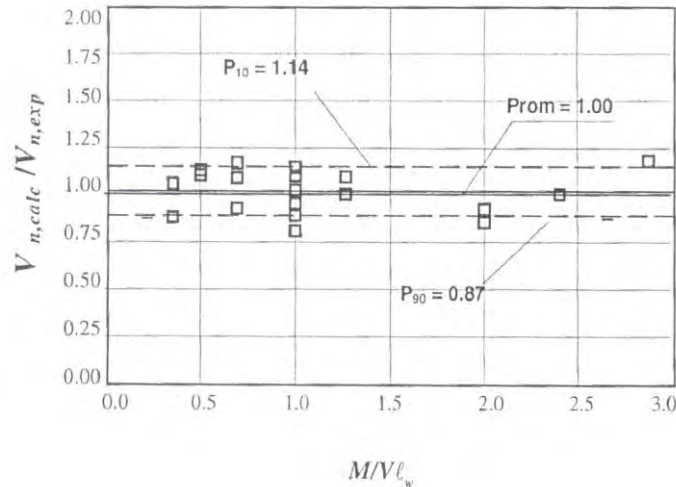
$$V_c = 2.0 \left[ 1 + 10 \frac{M}{M_n} \rho_{flex} \right] H \left( \frac{M}{VL} \right) f(\mu_\phi) \sqrt{f'_c} t d \quad \text{kg/cm}^2$$

$$V_s = \alpha (\rho_h f_y t d) \quad (I.13)$$

$$H \left( \frac{M}{VL} \right) = \begin{cases} 1 - 0.25 \frac{M}{VL} & \text{para } \left( \frac{M}{VL} \right) \leq 1 \\ 0.75 & \text{para } \left( \frac{M}{VL} \right) > 1 \end{cases} \quad f(\mu_\phi) = \begin{cases} 0.90 & \mu_\phi < 1 \\ 1 - 0.10 \mu_\phi & \mu_\phi \geq 1 \end{cases}$$

$$\alpha = 0.70$$

De acuerdo con este modelo la contribución del concreto a la resistencia a cortante se degrada con la demanda de distorsiones en el intervalo no lineal de comportamiento. El modelo considera la demanda de distorsiones no lineales mediante la ductilidad de curvatura alcanzada al instante de la falla. Por lo tanto, esto implica que el refuerzo fluye antes de la ocurrencia de la falla por tensión diagonal. Cuando el muro falla por cortante antes de presentarse cualquier fluencia, el valor para considerar la ductilidad de curvatura es igual a 0.90. Los cocientes entre las resistencias calculadas con este modelo y las resistencias experimentales con respecto al cociente M/VL se presentan en la figura I.11.

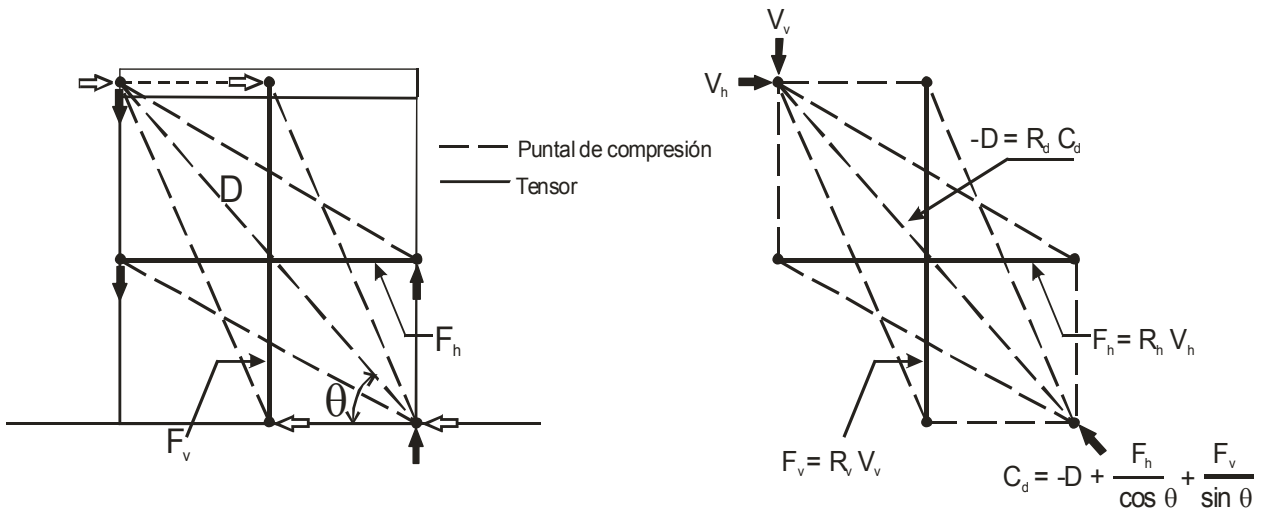


**Figura I.11 Cocientes entre las resistencias calculadas con el modelo y la resistencias experimentales con respecto al cociente M/VL (Leiva y Montaña, 2001)**

**I.5 Modelo de Hwang y Lee**

Hwang y Lee (2002), propusieron el modelo de puntales y tensores presentado en la figura I.12 para estimar la resistencia a cortante de muros de concreto. Del equilibrio de la figura D.12 la resistencia se obtiene con la ecuación I.14. La resistencia se define cuando los esfuerzos y las deformaciones en los puntales de compresión alcanzan su máximo valor. La contribución del refuerzo horizontal depende de la resistencia del concreto.

$$V_n = (K_h + K_v - 1) \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \tag{I.14}$$



**Figura I.12 Modelo de puntales y tensores propuesto por Hwang y Lee (2002)**

En donde  $\zeta$  es el coeficiente de ablandamiento del puntal de compresión (Zhang y Hsu, 1998). Para este estudio se considera igual al calculado con la ecuación I.15

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52 \quad \text{MPa} \quad (\text{I.15})$$

El ángulo formado por la diagonal y la horizontal del muro ( $\theta$ ) se calcula con la ecuación I.16

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H}{L} \quad (\text{I.16})$$

En la ecuación I.14  $A_{str}$  es el área del puntal de compresión dado por la siguiente ecuación

$$A_{str} = a_s b_s \quad (\text{I.17})$$

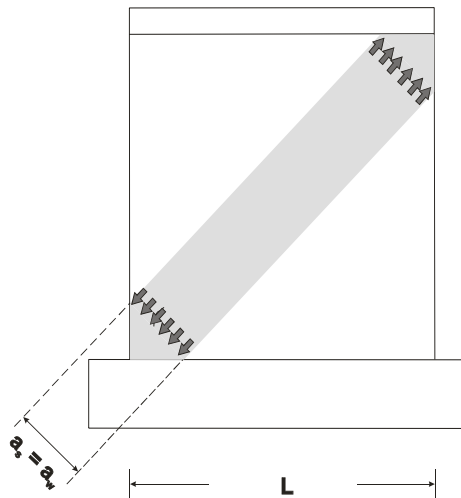
en donde  $a_s$  es la profundidad del puntal de compresión y  $b_s$  es el ancho del puntal de compresión. Para muros de concreto  $b_s$  puede considerarse igual al espesor del muro  $t$ . Se considera que  $a_s$  es igual a la profundidad de la zona de compresión en la base del muro,  $a_w$  (Hwang et al., 2001). El valor de  $a_s$  se representa en la figura I.13 y esta dado por la ecuación I.18.

$$a_s = \left( 0.25 + \frac{0.85 \sigma}{f'_c} \right) L \quad (\text{I.18})$$

Las constantes  $K_h$  y  $K_v$  son los coeficientes correspondientes a los tensores de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical respectivamente y están dados por las ecuaciones I.19 y I.20

$$K_h = 1 + (K_H - 1) \frac{F_{yh}}{F_h} \leq K_H \quad (\text{I.19})$$

$$K_v = 1 + (K_V - 1) \frac{F_{yv}}{F_v} \leq K_V \quad (\text{I.20})$$



**Figura I.13 Profundidad del ancho del puntal de compresión**

en donde  $F_{yh}$  y  $F_{yv}$  son las resistencias de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical respectivamente;  $F_h$  y  $F_v$  son las resistencias de los puntales generados por las cuantías de refuerzo;  $K_H$  y  $K_V$  son coeficientes del balanceo de fuerzas. Estos coeficientes se calculan con las ecuaciones I.21 a I.26

$$F_{yh} = A_{th} F_y \quad (I.21)$$

$$F_{yv} = A_{tv} F_y \quad (I.22)$$

$$F_h = \gamma_h K_H \zeta A_{str} \cos \theta \quad (I.23)$$

$$F_v = \gamma_v K_V \zeta A_{str} \sin \theta \quad (I.24)$$

$$K_H = 1 / \left[ 1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2) \right] \quad (I.25)$$

$$K_V = 1 / \left[ 1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2) \right] \quad (I.26)$$

$$\gamma_h = (2 \tan \theta - 1) / 3 \quad (I.27)$$

$$\gamma_v = (2 \cot \theta - 1) / 3 \quad (I.28)$$

en donde  $A_{th}$  y  $A_{tv}$  son el acero horizontal y vertical en el alma del muro respectivamente.

**Apéndice J. Variables del proyecto experimental de las fases II a VI**

En este apéndice se presentan las variables de la investigación correspondientes a las fases II a VI. La nomenclatura utilizada es igual que la establecida en la sección 4.1. Como se comentó en la sección 4.1, las fases presentadas en este apéndice se realizaron en trabajos paralelos al presente por lo que aquí solo son descritas.

Las características de los muros ensayados en la fase II se presentan en la tabla J.1. En esta fase la variable de estudio principal fue la influencia de la relación de aspecto H/L. Se incluyeron algunos de los muros correspondientes a la fase IV (efecto del refuerzo de malla de alambre soldado en el comportamiento).

**Tabla J.1 Características de los muros ensayados en la fase II**

No. Muro	Nomenclatura	Fase	Concreto $f'_c = 15 \text{ MPa}$	Relación H/L,(M/VL)	Refuerzo (% min.)	Tipo de Ensaye	
18	MRN100C	II	De peso normal	0.5	100	Cíclico	
19	MEN100C			2	100		
20	MRN50C			0.5	50		
21	MEN50C			2	50		
22	MRC100C		Celular	0.5	100		
23	MRN50mC		De peso normal	0.5	50 malla		
24	MCN50mC			1	50 malla		
25	MEN50mC			2	50 malla		
26	MRC50mC		Celular	De peso normal	0.5		50 malla
27	MCC50mC				1		50 malla
28	MEC50mC	2			50 malla		
29	MCNB50mC	De peso normal ( $f'_c = 10 \text{ MPa}$ )			1	50 malla	
30	MRNB50mC	De peso normal ( $f'_c = 10 \text{ MPa}$ )			0.5	50 malla	
31	MCC100C-2	Celular			1	100	

Las relaciones de aspecto consideradas fueron de 0.5 (muro robusto) y 2.0 (muros esbeltos). Estas relaciones incluyen el límite entre muros esbeltos y robustos ( $H/L = 2.0$ ) que se establece en las NTC-C, 2004 para calcular la contribución de la resistencia a cortante del concreto con respecto a la resistencia total. Todos los muros fueron ensayados de forma cíclica. Puesto que para viviendas de un nivel, utilizando una resistencia nominal del concreto de 15 MPa ( $150 \text{ kg/cm}^2$ ), el cortante resistente es cerca de cuatro veces mayor que el cortante nominal (figura 2.11), en esta fase se evaluó la idoneidad de reducir la resistencia nominal del concreto. Los muros 29 y 30 se construyeron con concreto de baja resistencia 10 MPa ( $100 \text{ kg/cm}^2$ ). El muro 31 consistió en una repetición del ensaye 12. Al término de esta etapa se evaluó el efecto de la relación de aspecto en el comportamiento.

Los muros ensayados en la fase I [MCN50C (9) y MCA50C (13)] fueron reparados y reensayados dentro de la fase III. El objetivo de este estudio fue considerar opciones de rehabilitación de muros de concreto para emplearse, en caso de ser necesario, en futuros daños de viviendas. Se optó por emplear un procedimiento de rehabilitación que fuera funcional técnicamente y accesible económicamente. Se rehabilitaron dos muros cuadrados ensayados previamente de manera cíclica. El refuerzo del alma de los dos muros fue inicialmente del 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF. En ambos muros se utilizó un encamisado con tela de fibra de vidrio y resinas. La tela de fibra de vidrio fue entramada en forma de petatillo. La densidad de la fibra de vidrio empleada fue de  $650 \text{ g/m}^2$ . La variable en estudio fue el tipo de resina para adherir la fibra de vidrio al muro. En el primero de los muros rehabilitados MCA50C (32), se utilizó resina epóxica. En el segundo de los muros MCN50C (33), se empleó resina epóxica combinación con resina poliéster. El costo de la resina poliéster es alrededor de 3.5 veces inferior en comparación con el de la resina epóxica.

En la fase IV todos los muros fueron reforzados con malla de alambre soldado. De manera similar a lo detectado en la construcción de vivienda en México, la cuantía de refuerzo de los muros fue en todos los casos del 50% de la cuantía mínima establecida en las NTC-C, 2004. Esta fase del proyecto se realizó paralelamente a las II, V y VI.

Dentro de la etapa de ensayos cuasi estáticos, en la fase V se ensayaron dos muros con aberturas. Los modelos incluyeron abertura de puerta y ventana. Un modelo se construyó con malla de acero soldado ( $f_y$  nominal = 500 MPa) y otro con acero de refuerzo convencional ( $f_y$  nominal = 420 MPa). La nomenclatura de estos dos muros fue MVN100C (34) y MVN50mC (35).

Finalmente en la fase VI se propuso realizar ensayos dinámicos (mesa vibradora). El objetivo de esta fase experimental fue comparar el comportamiento cuasi estático con el dinámico. Las características de los muros ensayados se presentan en la tabla J.2.

**Tabla J.2 Características de los muros ensayados en la fase VI**

No. Muro	Nomenclatura	Fase	Concreto $f'_c = 15$ MPa	Relación H/L,(M/VL)	Refuerzo (% min.)	Tipo de Ensaye
36	MCN50mD	VI	De peso normal	1	50 malla	Dinámico
37	MCN100D				100	
38	MCC50mD		Celular		50 malla	
39	MCC100D				100	
40	MVN100D				De peso normal	
41	MVN50mD			-	50 malla	

A la fecha (agosto, 2008), la fase VII de proyecto se encuentra por definir. En esta fase se planea evaluar el comportamiento de muros de concreto reforzados en el alma únicamente con fibras. El objetivo de esta fase es evaluar la idoneidad de construir viviendas de concreto sin refuerzo en el alma de los muros en donde las condiciones de riesgo sísmico así lo permitan.

El resumen de los muros ensayados por variable se presenta en la tabla J.3.

**Tabla J.3 Resumen de ensayos realizados**

<b>Variable experimental</b>	<b>Factores</b>	<b>No. de muros</b>
Tipo de ensaye	Monótono	8
	Cíclico (cuasi-estático)	27
	Cíclico (dinámico)	6
Tipo de Concreto	De peso normal	22
	Celular	13
	Autocompactable	6
Cuantía de refuerzo*	0	3
	50	24
	100	14
Tipo de refuerzo	Barras, $f_y = 420$ MPa	26
	Malla, $f_y = 500$ MPa	12
Relación de aspecto	Esbelto	4
	Cuadrado	27
	Robusto	6
	Aberturas	4

\* (% respecto al mínimo establecido en NTC-Concreto, 2004)

De la tabla J.3 se observa que en la investigación experimental se hizo mayor énfasis en el ensaye cíclico de muros cuadrados construidos con concreto de peso normal y reforzados con el 50% de la cuantía mínima establecida en las NTC-Concreto con barras convencionales de refuerzo, ( $f_y$  de 420 MPa, 4200 kg/cm<sup>2</sup>). Dentro de las variables experimentales, se consideró ensayar pocos muros construidos de concreto autocompactable debido a que el comportamiento esperado en estos muros podría resultar similar al de los muros construidos de concreto de peso normal.



## Apéndice K. Diseño de los muros para la falla a cortante por tensión diagonal

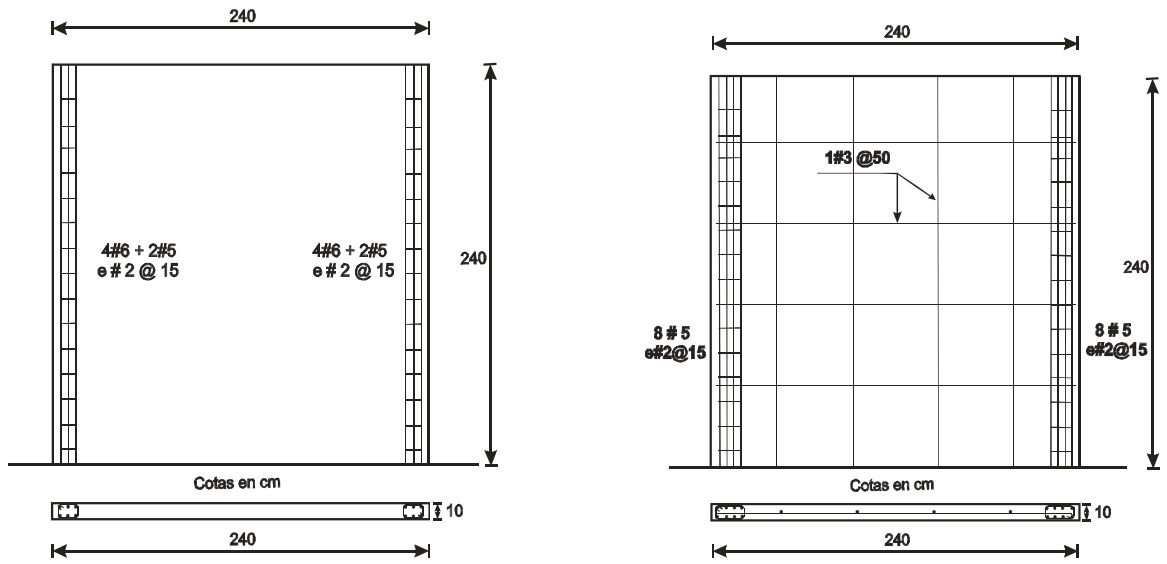
En este apéndice se presenta el diseño del detallado de los muros para evitar las fallas por flexocompresión, cortante por compresión diagonal o deslizamiento y permitir una falla por cortante a tensión diagonal.

El armado de los muros se muestra en la figura K.1. En los muros sin refuerzo se colocaron cuatro barras del # 6 y dos barras del # 5 en cada extremo del muro. Para los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima se colocaron ocho barras del # 5 en cada extremo. Finalmente, en los muros reforzados en el alma con la cuantía mínima que se establece en el RDF se utilizaron ocho barras del # 6 en cada extremo del muro. En todos los casos, el acero transversal consistió en un estribo de alambón del # 2 a cada 15 cm.

En el alma del muro, para la cuantía de refuerzo equivalente a la mínima (0.0025) se colocó una barra del # 3 a cada 25 cm. Para la cuantía de refuerzo correspondiente al equivalente al 50% del refuerzo mínimo (0.00125) se colocó una barra del # 3 a cada 50 cm. Las cuantías de refuerzo reales empleadas en los muros fueron 0.0014 (56% del refuerzo mínimo) y 0.0028 (112% del refuerzo mínimo); esto es, cuantías de refuerzo un poco mayores que los valores nominales. La separación de las barras en el alma de los muros es mayor que la máxima permitida en los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la mínima. El recubrimiento nominal del refuerzo en el alma de los muros fue de 4.6 cm. El esfuerzo de fluencia nominal del acero utilizado para el diseño de los muros fue de  $f_y = 420$  MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>) y de 210 MPa (2100 kg/cm<sup>2</sup>) para el alambón utilizado en los estribos. La resistencia de diseño del concreto se consideró igual a  $f'_c = 15$  MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>).

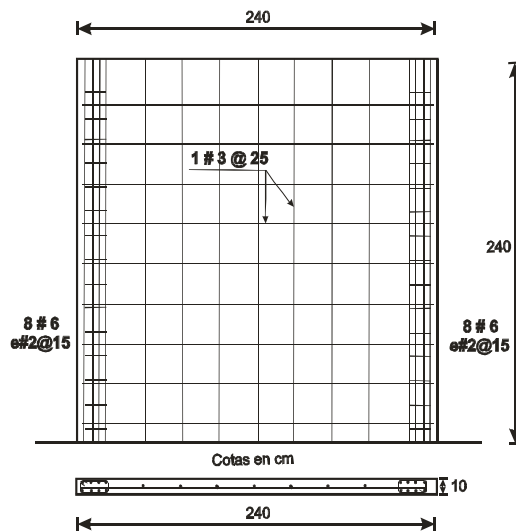
Las fuerzas cortantes resistentes se calcularon conforme a las NTC-C, 2004 considerando las propiedades nominales de los materiales y las dimensiones nominales de los muros. La fuerza cortante asociada a la falla en tensión diagonal se calculó con las ecuaciones H.1, H.2 y H.5. Para la falla en compresión diagonal, la fuerza cortante se calculó con la ecuación H.6. La fuerza cortante asociada a la falla en flexión se calculó utilizando la metodología establecida en el reglamento para dicho estado límite. Finalmente, para la falla en deslizamiento, la fuerza cortante se calculó con las ecuaciones H.7 a H.9. Considerando que todos los ensayos se construyeron y ensayaron en condiciones controladas, en todos los casos se utilizó un factor de reducción de la resistencia  $F_R$  igual a uno.

La sobre resistencia contra las fallas por flexión, compresión diagonal y deslizamiento calculadas, se presentan en la tabla K.1. Como se comentó en la sección 3.2, los símbolos TD, CD, F y D significan fallas en tensión diagonal, compresión diagonal, flexión y deslizamiento, respectivamente. Para el caso del concreto autocompactable la resistencia a cortante, tanto en tensión diagonal como en compresión diagonal, se consideró igual que la establecida para un concreto de peso normal. La fuerza cortante ya sea por tensión o compresión diagonal de los muros de concreto celular se calculó utilizando las ecuaciones establecidas para concreto de peso normal con los cambios establecidos en el capítulo 12 de las NTC-C, 2004 aplicable a concreto ligero. En dicho capítulo se establece utilizar  $0.5\sqrt{f_c^*}$ , en sustitución de  $\sqrt{f_c^*}$ .



a) Muros sin refuerzo en el alma (MCN0M, MCC0M)

b) Muros con el 50% de la cuantía mínima en el alma (MCN50M, MCC50M, MCA50M)



c) Muros con el 100% de la cuantía mínima en el alma (MCN100M, MCC100M, MCA100M)

**Figura K.1 Armado de los muros de concreto para la falla a cortante por tensión diagonal**

**Tabla K.1 Sobre resistencia contra las fallas por flexión, compresión diagonal y deslizamiento de los muros ensayados**

Muro	Fuerza cortante resistente de diseño, kN				Sobre resistencia			
	TD	CD	F	D	F/TD	F/CD	CD/TD	D/TD
MCN0M	246	595	788	691	3.20	1.32	2.42	2.81
MCN50M	399	595	879	706	2.20	1.47	1.49	1.77
MCN100M	554	595	1242	706	2.24	2.08	1.07	1.27
MCC0M	126	297	788	691	6.23	2.65	2.35	5.46
MCCN50M	253	297	879	706	3.47	2.95	1.17	2.79
MCC100M	433	297	1242	706	2.86	4.15	0.68	1.63
MCA0M	246	595	788	691	3.20	1.32	2.41	2.81
MCA100M	554	595	1242	706	2.24	2.08	1.07	1.77

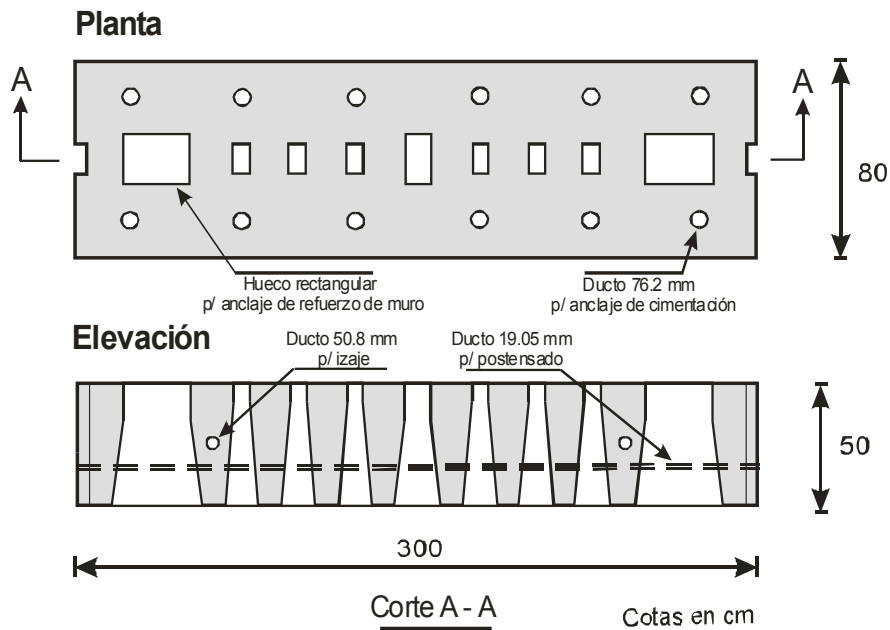
De la tabla K.1 se observa que todos los muros se diseñaron para evitar una falla controlada por la flexión o por el deslizamiento en la base. Excepto por un caso (MCC100M), en todos los muros la falla esperada fue en cortante a tensión diagonal. En el muro MCC100C, la falla esperada fue de cortante en compresión diagonal. A diferencia de las NTC-C 2004, en el reglamento ACI 318-08 (ACI, 2008) para calcular la resistencia a cortante del concreto en elementos de peso ligero se establece una reducción de la resistencia en 25% con respecto a la resistencia de un elemento de concreto con peso normal. Utilizando esta modificación y aplicando la ecuaciones H.10 a H.13 establecidas en el reglamento ACI para calcular la resistencia a cortante del muro MCC100M, se obtienen fuerzas cortantes para las falla en tensión y compresión diagonal de 420 kN y 573 kN respectivamente. El factor de sobre resistencia calculado de esta manera es de  $573/420 = 1.36 > 0.68$ . Por este motivo se decidió no realizar ninguna modificación a los armados en el muro MCC100M.

## Apéndice L. Construcción de cimentaciones y muros de concreto

En este apéndice se presenta el procedimiento constructivo de las cimentaciones y muros de concreto. Se incluyen las figuras con los detalles de los armados.

### L.1 Construcción de cimentaciones

En la figura L.1 se presentan las cimentaciones tipo construidas. Las vigas de cimentación se diseñaron de modo de emplearlas en varias ocasiones. El arreglo de las cimentaciones tiene la versatilidad para construir sobre ellas muros con distintas relaciones de aspecto altura-longitud, diferentes cuantías de refuerzo vertical, distintos espesores de muros y la construcción de muros con barras de refuerzo vertical en los bordes. En las cimentaciones se dispusieron huecos circulares de 3 pulg (76.2 mm) para fijar la cimentación a la losa de reacción del laboratorio de ensaye. Se dejaron huecos de pirámide truncada de base rectangular para anclar el refuerzo vertical de los muros.



**Figura L.1 Dimensiones de las cimentaciones construidas**

En el sentido longitudinal se colocaron dos ductos metálicos para permitir la unión a tope de dos cimentaciones mediante cables de presfuerzo de 5/8 pulg (15.88 mm) de diámetro. La unión de las cimentaciones permitió la construcción de los muros robustos correspondientes a otras fases del programa de investigación. Para formar los huecos piramidales se utilizaron piezas de poliestireno. Se optó por usar este material para garantizar un acabado uniforme de la superficie y para acelerar el proceso constructivo de cimbrado y descimbrado. En la figura L.2 se presenta el detallado del refuerzo y las piezas de poliestireno de una cimentación.



**Figura L.2 Detalle del refuerzo y piezas de poliestireno de una cimentación**

Para lograr una resistencia y durabilidad adecuadas, las cimentaciones se construyeron con concretos de alta resistencia en tres colados. La resistencia de diseño especificada a 28 días del concreto fue de 60 MPa (600 kg/cm<sup>2</sup>). La resistencia promedio a compresión obtenida mediante el ensaye de dos cilindros a los 28 días de los tres colados fue de  $f'_c \text{ medido} = 62, 59 \text{ y } 38 \text{ MPa}$  (620, 590 y 380 kg/cm<sup>2</sup>). En la figura L.3 se presenta el colado de las cimentaciones. Las propiedades de los materiales utilizados se presentan en el apéndice N.



**Figura L.3 Colado de cimentaciones**

## **L.2 Construcción de los muros de concreto**

Con el propósito de minimizar las variables de respuesta, se construyeron series de muros con un mismo tipo de concreto. El primer paso consistió en anclar las barras de acero de refuerzo de los bordes de los muros. En el colado de estos huecos se utilizó concreto hecho en el laboratorio con una resistencia de diseño mayor que la empleada en el concreto de los muros. Para colar los huecos, la resistencia de diseño del concreto utilizado fue de  $f'_c = 20 \text{ MPa}$  (200 kg/cm<sup>2</sup>) en todos los muros. El revenimiento de diseño fue de 14 cm y el tamaño máximo del agregado fue de 19 mm (3/4 pulg). En la figura L.4 se presenta la

colocación del acero de los elementos de borde. Después se procedió a colocar el armado de la viga superior el cual se muestra en la figura L.5.



**Figura L.4 Colocación del acero de los elementos de borde**



**Figura L.5 Colocación del armado de la viga superior**

Posteriormente se anclaron las barras de refuerzo vertical del alma de los muros en la cimentación. Al igual que las barras verticales de los elementos de borde de los muros, el refuerzo vertical del alma de los muros se ancló en huecos previamente habilitados con ganchos estándar a  $90^\circ$  y una longitud de desarrollo de 45 cm debajo del nivel de desplante del muro. Se utilizó concreto similar al empleado en el colado de los huecos de los elementos verticales de borde. Después de anclar las barras verticales de los muros se colocaron las barras horizontales en el refuerzo vertical de los elementos de borde. En la figura L.6 se

presenta el habilitado del acero horizontal en los muros y en la figura L.7 se presenta el detallado de cada muro.



**Figura L.6 Colocación de acero del alma de los muros**



**Figura L.7 a) Armado de los muros sin refuerzo en el alma (MCN0M, MCC0M)**



**Figura L.7 b) Armado de los muros con 50% de la cuantía mínima establecida en NTC-C (MCN50M, MCC50M, MCA50M)**



**Figura L.7 c) Armados de los muros con 100% de la cuantía mínima establecida en NTC-C (MCN100M, MCC100M, MCA100M)**

En la figura L.8 se presenta un detalle del anclaje mecánico utilizado en la conexión viga-columna.





**Figura L.8 Detalle del anclaje mecánico de las barras de refuerzo vertical de los elementos de borde**

Al término de la habilitación de las barras de refuerzo en los muros se procedió a colocar la cimbra y a armar la losa superior. El detallado de la losa superior se presenta en la figura L.9.



**Figura L.9 Detalle del armado de la losa superior de los muros**

Finalmente, se terminó de colocar la cimbra de la losa. Se optó por colar de manera monolítica el muro y la losa para evitar de esta manera juntas frías en la unión losa-muro. En la figura L.10 se presenta la disposición de los muros previa al colado.



**Figura L.10 Disposición de los muros previa al colado**

El concreto se suministró de una planta de concreto premezclado y se empleó una bomba para su colocación. En la figura L.11 se presenta el proceso de colado de los primeros tres muros construidos con concreto de peso normal.



**Figura L.11 Colado de muros de concreto de peso normal**

Los primeros tres muros se colaron con un concreto de peso normal con resistencia a compresión especificada de diseño a 28 días de 15 MPa ( $150 \text{ kg/cm}^2$ ). La resistencia del concreto solicitada fue similar a la resistencia utilizada en el diseño de viviendas de concreto (sección 2.4). El tamaño máximo del agregado fue de 20 mm y el revenimiento especificado fue de 18 cm. Estos valores son similares a los empleados en obra y comentados en la sección 2.5. El revenimiento obtenido en el laboratorio fue de 17 cm, la resistencia a compresión promedio a 28 días obtenida del ensaye de tres cilindros de concreto fue de 19 MPa ( $190 \text{ kg/cm}^2$ ) y la densidad media de  $21.5 \text{ kN/m}^3$  ( $2150 \text{ kg/m}^3$ ). Las propiedades de los materiales utilizados se presentan en el apéndice N. Los muros se colaron en tres capas: inicialmente se

coló la mitad inferior de los tres muros, posteriormente la mitad superior y finalmente se colaron las losas. El concreto se compacto en cada capa con un vibrador mecánico.

Posteriormente se habilitaron tres muros similares a los anteriores para ser colados con concreto celular con resistencia especificada de diseño a 28 días de 15 MPa ( $150 \text{ kg/cm}^2$ ) y densidad media de  $18.0 \text{ kN/m}^3$  ( $1800 \text{ kg/m}^3$ ). El tamaño máximo del agregado fue de 13 mm y el revenimiento especificado fue de 18 cm. El revenimiento obtenido en el laboratorio fue de 20 cm, la resistencia a compresión promedio a 28 días obtenida del ensaye de tres cilindros de concreto fue de 16.5 MPa ( $165 \text{ kg/cm}^2$ ) y la densidad media de  $16 \text{ kN/m}^3$  ( $1600 \text{ kg/m}^3$ ). Al igual que en los muros de concreto de peso normal, estos muros se colaron en tres capas. A diferencia del concreto normal, en este concreto no se utilizó equipo de vibración mecánico, sólo se golpeó la cimbra de madera por la parte exterior con mazos de hule. En la figura L.12 se muestra el colado de los muros de concreto celular.



**Figura L.12 Colado de muros de concreto celular**

Finalmente, se habilitaron los dos muros para construirlos de concreto autocompactable con resistencia especificada de diseño a 28 días de 15 MPa ( $150 \text{ kg/cm}^2$ ) y densidad media de  $21.0 \text{ kN/m}^3$  ( $2100 \text{ kg/m}^3$ ). El tamaño máximo del agregado fue de 10 mm. La resistencia a compresión promedio a 28 días obtenida del ensaye de tres cilindros de concreto fue de 20 MPa ( $200 \text{ kg/cm}^2$ ) y la densidad media de  $20.5 \text{ kN/m}^3$  ( $2050 \text{ kg/m}^3$ ). Los muros fueron colados de manera similar a los de concreto de peso normal y celular, en tres capas. Al igual que en el concreto celular, en este concreto no se utilizó equipo de vibración mecánico. En la figura L.13 se muestran los muros de concreto autocompactable después de haber sido colados.



***Figura L.13 Muros de concreto autocompactable***

Después de construir los muros se dejó un tiempo de curado de 28 días mínimo antes de realizar cualquier ensaye. Con esto se permitió que el concreto alcanzara su resistencia especificada a compresión. Con el propósito de continuar un procedimiento similar al empleado en la práctica de construcción de vivienda con muros de concreto en México (capítulo 2), los muros se curaron a temperatura ambiente simplemente.

### Apéndice M. Diseño de los muros de concreto para el ensaye ante cargas laterales

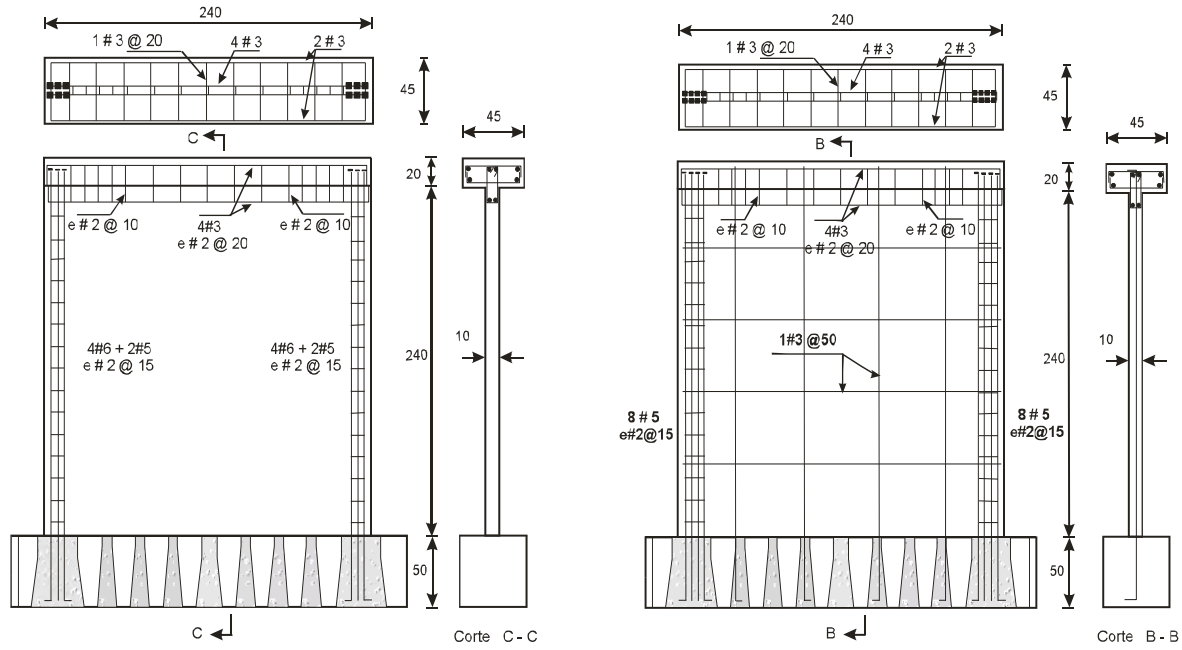
En este apéndice se presenta el diseño de los muros para el ensaye ante cargas laterales. Como se comentó, los muros fueron ensayados en voladizo ante carga lateral y manteniendo la carga vertical constante.

En la figura M.1 se presentan los armados de los muros. El acero vertical de los muros se ancló en los huecos previamente habilitados en las cimentaciones de concreto con ganchos estándar a 90° con una longitud de desarrollo de 45 cm debajo del nivel de desplante del muro. El esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo fue de 420 MPa (4200 kg/cm<sup>2</sup>) y de 210 MPa (2100 kg/cm<sup>2</sup>) para el alambazón utilizado en los estribos. En la parte superior de los muros se construyó una losa. La losa se construyó con dos fines específicos: transmitir la carga axial al muro y transmitir la carga lateral de una manera uniforme sobre la sección horizontal del muro de concreto. Las dimensiones de la losa fueron de 240 x 45 x 20 cm de longitud, anchura y altura, respectivamente. El armado de la losa consistió en dos barras de refuerzo del # 3 en el sentido longitudinal de cada lecho de la losa y una barra de refuerzo del # 3 a cada 20 cm en cada lecho de la losa en el sentido transversal. Para anclar la trabe de carga de acero a la losa de concreto superior del muro, se dejaron huecos en la losa de 50.8 mm (2 pulg) de diámetro a cada 20 cm. Para mejorar la conexión entre la losa y el muro, así como para promover una distribución más uniforme de los esfuerzos verticales y cortantes en el muro se colocó una viga en la parte superior del muro. El armado de la viga consistió en cuatro barras del # 3 y estribos de alambazón del # 2 a cada 10 cm en los extremos y a cada 20 cm en la parte central.

Puesto que la longitud de desarrollo y de anclaje calculados excedían la dimensión disponible en la losa superior se optó por anclar mecánicamente las barras verticales de los extremos de los muros. Lo anterior se logró soldando una placa de 4 x 4 x 0.95 cm (3/8 pulg) en el extremo superior de cada barra vertical. La capacidad del anclaje para desarrollar esfuerzos de tensión en la barra se revisó con la ecuación M.1 recomendada por Thompson et al. (2006)

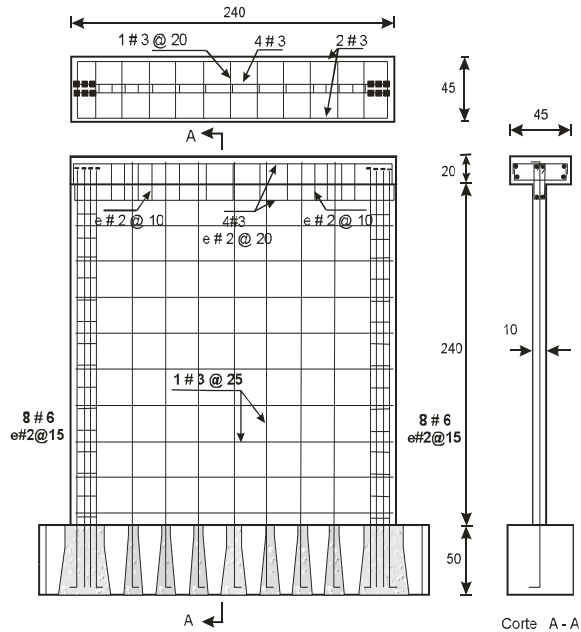
$$f_s = 0.7 \cdot 2 \cdot f_c' \left( \frac{c}{d_b} \right) \sqrt{\frac{A_{nh}}{A_b}} \Psi ; \quad \Psi = \left( 0.6 + 0.4 \frac{c_2}{c} \right) \leq 2.0 \quad (M.1)$$

en donde  $c$  es el mínimo recubrimiento medido al centro de la barra,  $c_2$  es el mínimo recubrimiento en dirección perpendicular a  $c$ ,  $d_b$  es el diámetro de la barra,  $A_b$  es el área de la barra y  $A_{nh}$  es el área del anclaje mecánico. Para resistencias del concreto menores que 28 MPa (280 kg/cm<sup>2</sup>), las resistencias obtenidas con la ecuación 4.1 podrían ser conservadoras.



a) Muros sin refuerzo en el alma (MCN0M, MCC0M)

c) Muros con el 50% de la cuantía mínima en el alma (MCN50M, MCC50M, MCA50M)



c) Muros con el 100% de la cuantía mínima en el alma (MCN100M, MCC100M, MCA100M)

**Figura M.1 Armado de los muros de concreto para el ensaye ante cargas laterales y propiedades nominales de diseño de los materiales**

Para una resistencia del concreto de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>) la capacidad a tensión de las barras verticales calculada empleando la ecuación M.1 se presenta en la tabla M.1. En todos los casos la barra uno se

localiza en el borde del muro. De la tabla se observa que en tres barras la capacidad a tensión fue menor que el esfuerzo de fluencia del acero, no obstante, debido a que por un lado, para el tipo de ensaye programado (voladizo), el momento teórico es igual a cero en la parte superior del muro y por otra parte las resistencias podrían ser conservadoras; se dieron por aceptables las capacidades a tensión mostradas en la tabla M.1.

**Tabla M.1 Capacidad a tensión de las barras verticales**

<b>Muro</b>	<b>Barra</b>	<b>c, cm</b>	<b>c<sub>2</sub>, cm</b>	<b>d<sub>b</sub>, cm</b>	<b>A<sub>b</sub> cm<sup>2</sup></b>	<b>A<sub>nh</sub> cm<sup>2</sup></b>	<b>f<sub>s</sub>, MPa</b>
MCN0M	1	5.55	20.00	1.90	2.85	16.00	297
	2	10.50		1.58	1.98		540
	3	16.11		1.90	2.85		462
MCN50M	1	5.71		1.58	1.98		432
	2	10.47					540
	3	15.71					658
	4	20.00					756
MCN100M	1	5.71		1.90	2.85		299
	2	10.47					374
	3	15.71					456
	4	20.00					523

## Apéndice N. Propiedades de los materiales y dimensiones medidas en los muros

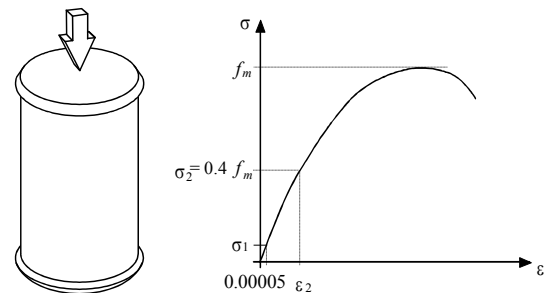
En este apéndice se presentan las propiedades determinadas experimentalmente de los materiales utilizados. Se incluyen las siguientes propiedades del concreto: resistencia a compresión ( $f_c'$ ), módulos de elasticidad ( $E_c$ ) y de ruptura ( $f_r$ ) y la resistencia a la tensión obtenida mediante la prueba brasileña ( $f_t$ ). Para las barras de acero se muestran las siguientes propiedades: el esfuerzo ( $f_y$ ) y la deformación ( $\epsilon_y$ ) asociadas a la fluencia las barras, el valor correspondiente al endurecimiento por deformación ( $\epsilon_h$ ) y el alargamiento de las barras. Al final del apéndice se presentan las dimensiones medidas en los muros de concreto.

### N.1 Ensaye de cilindros de concreto

Se realizó el muestreo de cilindros de concreto de cada mezcla empleada en el programa experimental. El concreto muestreado fue en todos los casos premezclado y enviado de una planta de concreto. En dada colado se extrajeron cilindros de 15 cm de diámetro por de 30 cm de altura. El muestreo se ajustó a las normas NMX C-159 y C-128, respectivamente (SECOFI, 1985 y 1997b). Los cilindros fueron ensayados para obtener su resistencia a compresión a 28 días.

El proceso de ensaye de cilindros de concreto se realizó conforme a la norma NMX C-083 (SECOFI 1997a). Los cilindros se cabecearon con azufre para obtener una distribución uniforme de los esfuerzos. Inicialmente se aplicaron tres ciclos de precarga hasta el 30% de la carga máxima, posteriormente se aplicó la carga monótona creciente hasta la falla. La prueba se controló por carga a una velocidad constante de 26 t/min. En la figura N.1 se presenta el dispositivo de ensaye de los cilindros de concreto.

En la tabla N.1 se presenta el promedio de las resistencias obtenidas en los ensayos. El resultado corresponde al promedio obtenido con el ensaye de tres cilindros de concreto. Se incluye el módulo de elasticidad obtenido en los ensayos, el coeficiente de variación de las pruebas y la relación  $E_c / \sqrt{f_c'}$ . En la tabla también se incluyen el módulo de ruptura del concreto ( $f_r$ ) obtenido con el promedio del ensaye de seis vigas de concreto y la resistencia a la tensión ( $f_t$ ) obtenida mediante la prueba brasileña. En la figura N.2 se presentan algunos de los resultados de los cilindros ensayados.

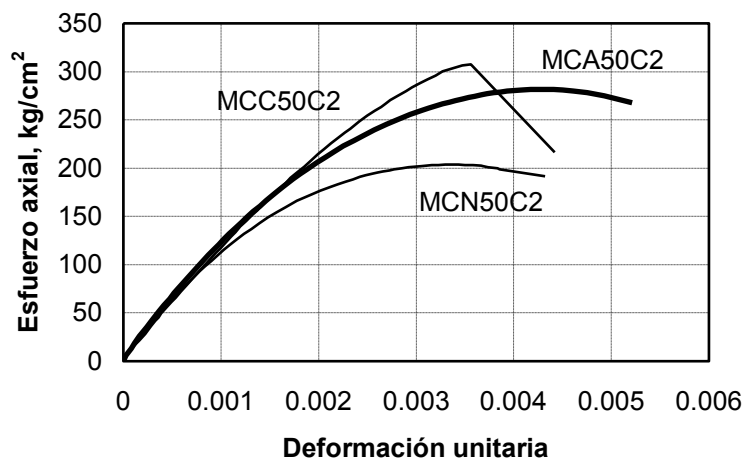


**Figura N.1** Dispositivo de ensaye de los cilindros de concreto



**Tabla N.1 Resultados de los ensayos de cilindros de concreto**

Espécimen	Esfuerzo, $f'_c$ 28 días, $\text{kg/cm}^2$	C.O.V.	$E_c$ , $\text{kg/cm}^2$	$E_c / \sqrt{f'_c}$	$f_r$ , $\text{kg/cm}^2$	$f_t$ , $\text{kg/cm}^2$
MCN0M	192	0.05	108301	7816	29.7	22.4
MCN50M	192					
MCN100M	192					
MCC0M	166	0.07	74478	5797	18.1	12.9
MCC50M	166					
MCC100M	166					
MCA0M	198	0.06	71926	5111	25.3	16.1
MCA100M	198					
MCN50C	178	0.02	85961	8196	26.9	20.4
MCN100C	178					
MCC50C	110	0.04	68337	6515	14.6	11.6
MCC100C	110					
MCA50C	224	0.06	90705	6047	23.1	20.2
MCA100C	224					
MCN50C2	204	0.01	118560	8314	-	22.1
MCC50C2	292	0.07	109938	6433	-	25.3
MCA50C2	276	0.03	120033	7226	-	18.4



**Figura N.2 Ensayes de cilindros de concreto**

## N.2 Ensaye de barras de acero de refuerzo

Se realizó el ensayo de barras de refuerzo para medir el esfuerzo de fluencia, la deformación asociada a la fluencia, el esfuerzo último y el alargamiento de las barras. En la tabla N.2 se presentan las características medidas en los materiales. Para los ensayos monótonos se empleó un mismo tipo de barra del No. 3 y para los ensayos cíclicos se empleó un mismo tipo de barra distinta a la empleada en los ensayos monótonos.

**Tabla N.2 Resultados de los ensayos de barras de refuerzo**

No. Barra	$f_y$ , kg/cm <sup>2</sup>	$f_u$ , kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_y$	$\epsilon_h$	Alargamiento, %
3 (monótonos)	4667	7233	0.0026	0.014	10
3 (cíclicos)	4553	6854	0.0022	0.020	11
5	4420	7120	0.0021	0.010	14
6	4380	6987	0.0021	0.011	16

### N.3 Dimensiones medidas en los muros de concreto

Los muros se midieron previamente al desarrollo de las pruebas. Las dimensiones medidas en los modelos se presentan en la tabla N.3.

**Tabla N.3 Dimensiones medidas en los muros de concreto**

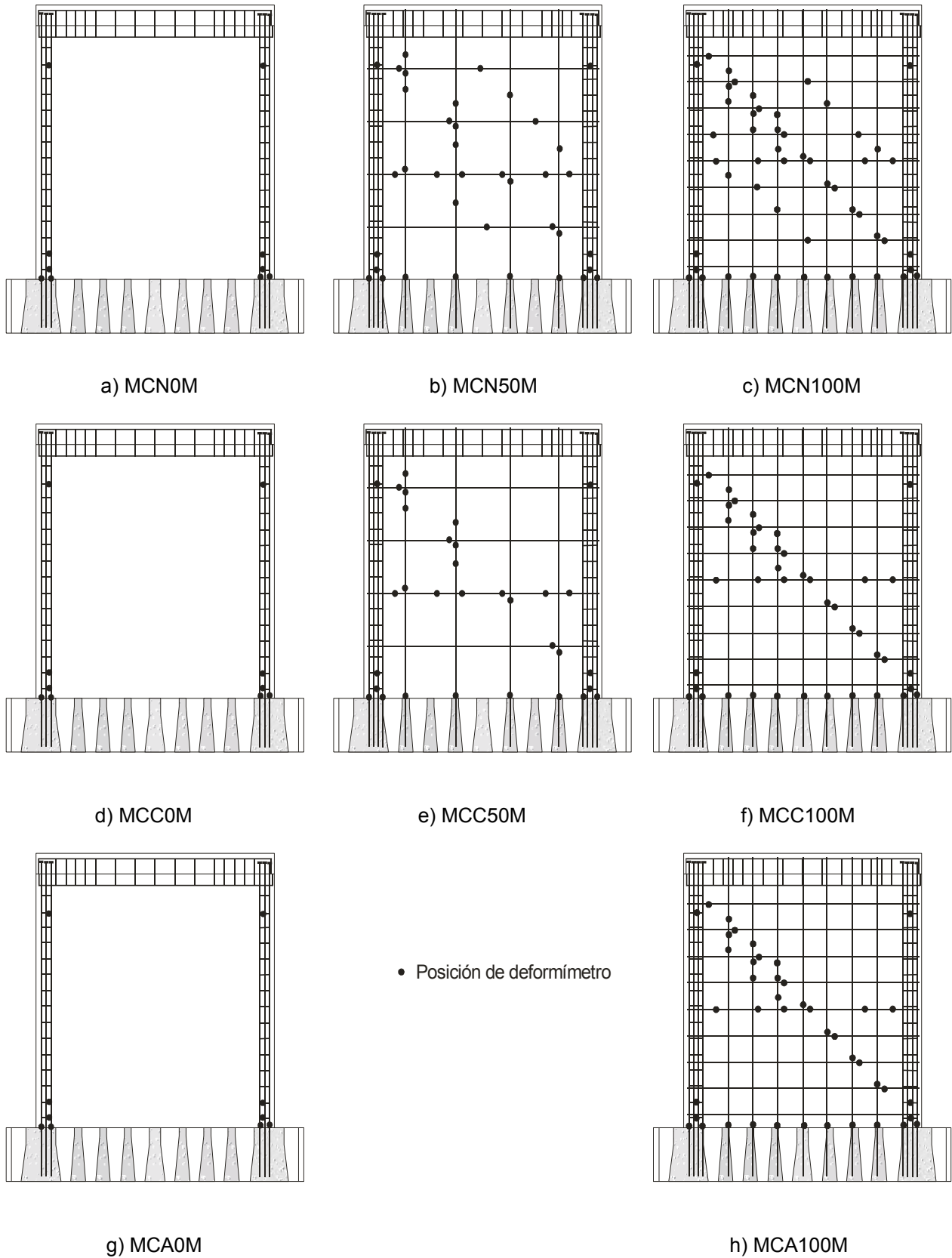
Muro	H,cm	L,cm	t,cm
MCN0M	241.2	240.3	10.1
MCN50M	241.5	240.2	10.2
MCN100M	241.7	240.2	10.1
MCC0M	242.8	239.8	10.1
MCC50M	242.7	239.7	10.2
MCC100M	242.5	239.8	10.1
MCA0M	242.5	239.8	10.2
MCA100M	242.4	239.7	10.2
MCN50C	243.1	239.9	10.2
MCN100C	243.2	239.7	10.1
MCC50C	242.6	239.8	10.1
MCC100C	242.4	239.9	10.1
MCA50C	242.4	240.3	10.2
MCA100C	242.6	240.1	10.3
MCN50C2	240.5	240.2	10.2
MCC50C2	240.4	240.3	10.2
MCA50C2	240.7	240.1	10.1

## **Apéndice O. Instrumentación de los muros de concreto**

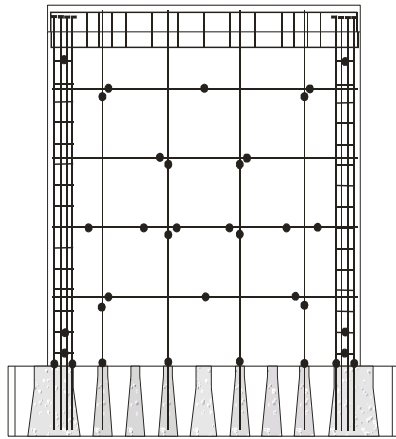
En este apéndice se presenta la instrumentación de los muros de concreto. Se incluye la instrumentación de los muros ensayados en forma monótona y cíclica. Al principio se describe la instrumentación interna y enseguida la externa. La instrumentación interna consistió en la adhesión de deformímetros eléctricos a las barras para registrar deformaciones unitarias en puntos seleccionados con base en el comportamiento esperado de los muros. La instrumentación externa consistió en la colocación de transductores de desplazamiento.

### **O.1 Instrumentación interna**

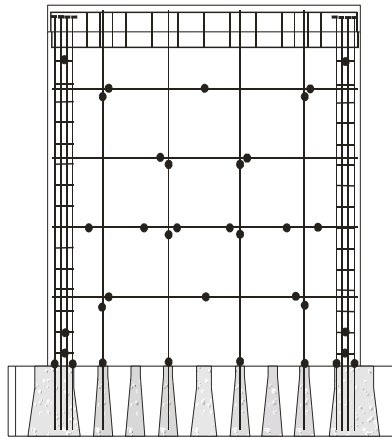
Antes de anclar las barras de refuerzo vertical de los muros a la cimentación se colocaron deformímetros eléctricos de 5 mm de longitud en sitios previamente seleccionados. En la figura O.1 se presenta la localización de los deformímetros en los muros. Se instrumentaron tanto las barras de refuerzo verticales como las horizontales de los muros para medir la distribución y evolución de deformaciones en el refuerzo de modo de evaluar la contribución de los refuerzos a la resistencia del muro. También se instrumentaron las barras de refuerzo vertical del muro en el nivel de desplante, con objeto de evaluar la evolución de las deformaciones debidas a la flexión. Se hizo énfasis en la instrumentación y comportamiento del refuerzo vertical localizado en los elementos de borde de los muros para asegurar que el mecanismo de falla de los muros estuviera dominado por el corte y evaluar la posible participación de la flexión en el mecanismo de falla. Se colocaron deformímetros en los estribos de los elementos de borde para evaluar su participación en el comportamiento de cortante. Para los ensayos cíclicos, los muros se instrumentaron internamente con deformímetros de modo de registrar las deformaciones en las dos direcciones de carga. En la figura O.2 se presenta la instrumentación interna de los muros ensayados cíclicamente.



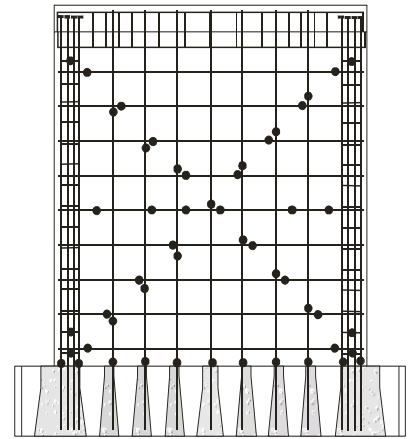
**Figura O.1 Instrumentación interna de los muros cuadrados ensayados en forma monótona**



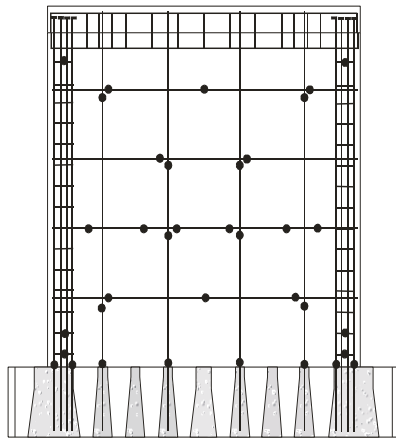
a) MCN50C



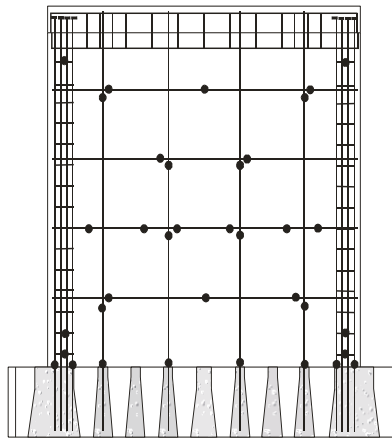
b) MCN50C2



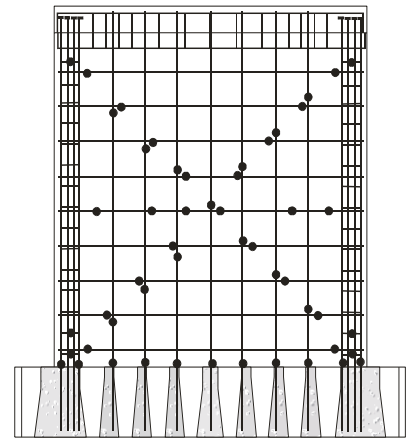
c) MCN100C



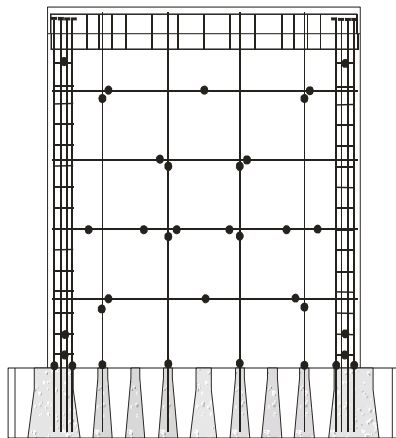
a) MCC50C



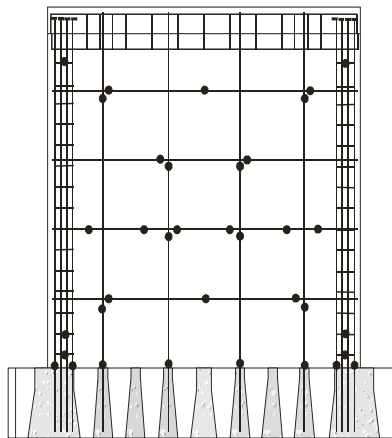
b) MCC50C2



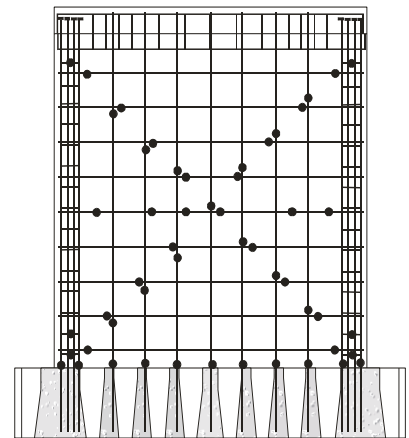
c) MCC100C



a) MCA50C



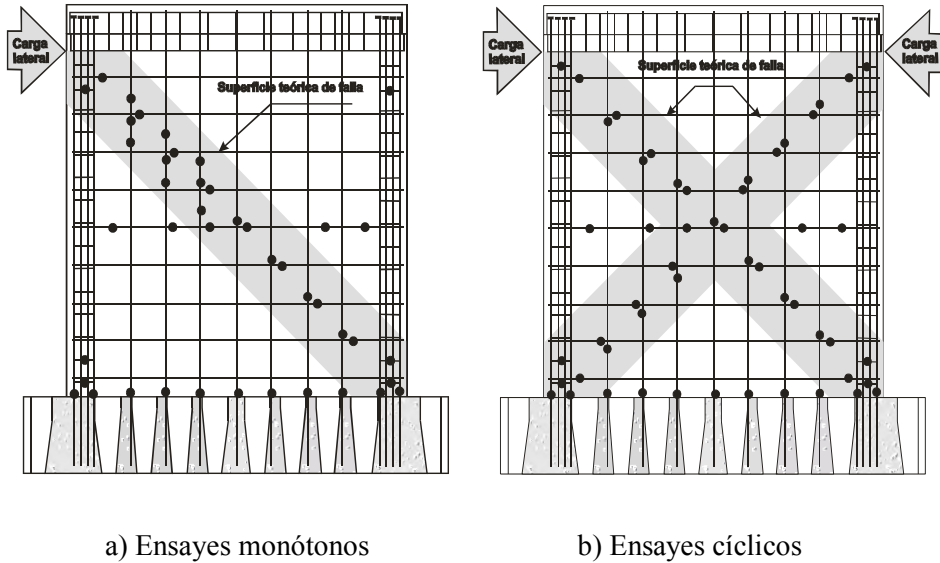
b) MCA50C2



c) MCA100C

**Figura O.2 Instrumentación interna de los muros cuadrados ensayados en forma cíclica**

En términos generales, la disposición de los deformímetros en el alma del muro obedeció a la superficie teórica de falla esperada en los ensayos (figura O.3.). De la figura se observa que los deformímetros siguen la diagonal principal del muro. También se instrumentó la barra central horizontal para obtener un perfil de deformaciones sobre toda la longitud y extrapolar dichas deformaciones a las barras horizontales cercanas.



**Figura O.3 Superficie teórica de falla esperada en los ensayos**

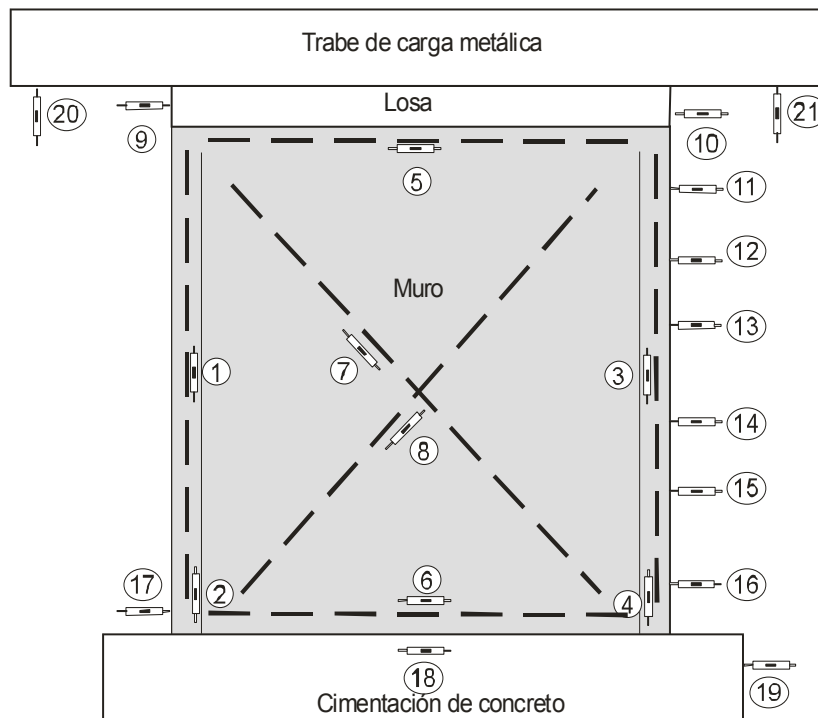
Los deformímetros eléctricos se adherieron a las barras de refuerzo mediante pegamento tipo M-Bond 200 elaborado a base de cianocrilato. Previamente, la superficie fue pulida y limpiada con un acondicionador tipo MCA-1 elaborado a base de ácido fosfórico y un neutralizador tipo MN5A-1 elaborado a base de amoniaco. Como su nombre lo indica, este segundo limpiador neutraliza cualquier reacción química generada por el uso del acondicionador. Una vez adheridos los deformímetros, se protegieron contra la humedad y los impactos con cera, gasa y resina. En la figura O.4 se muestra un deformímetro adherido a una barra de refuerzo del # 5.



**Figura O.4 Deformímetro adherido a una barra de refuerzo del # 5**

**O.2 Instrumentación externa**

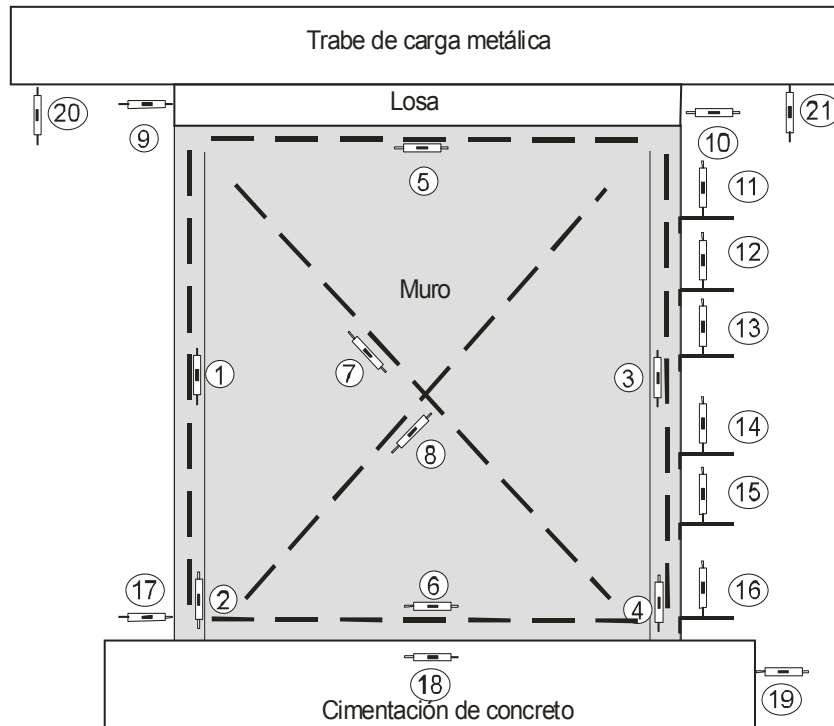
Los muros se instrumentaron externamente para medir las variables representativas del comportamiento local y global de los especímenes. Además de la celda de carga, para medir alargamientos y acortamientos durante el desarrollo de la prueba se colocaron transductores de desplazamiento, su ubicación se muestra en la figura O.5. Los transductores 1, 2, 3, y 4, se colocaron en los elementos de borde para medir los alargamientos longitudinales para medir la curvatura y las rotaciones por flexión durante el ensaye. Los transductores 7 y 8 se colocaron sobre las diagonales del muro para medir el alargamiento y acortamiento y poder calcular la deformación angular. Con el procesamiento de la información de los transductores 1, 3, 5, 6, 7 y 8 es posible obtener las deformaciones por cortante, flexión y desplazamiento que se presentan en el comportamiento del muro. Los transductores 9 y 10 fueron utilizados para controlar las distorsiones aplicadas durante el ensaye (en la sección 4.2.6 se explica la historia de cargas o distorsiones aplicadas) y se colocaron completamente desligados del marco de carga del ensaye. Con las lecturas de los transductores 10 a 16 fue posible estimar la deformada del muro. El transductor 18 se colocó para medir, en caso de que ocurriera, el deslizamiento del muro. En todos los ensayos realizados el deslizamiento del muro fue menor que 1 mm. Como se comentó los muros fueron ensayados en voladizo, esto es, sin restricción alguna en la parte superior y empotrado en la cimentación. El transductor 19 se colocó para verificar el adecuado empotramiento de traslación de la cimentación. En todos los ensayos realizados se registró un deslizamiento de la cimentación menor que 0.1 mm. Finalmente, con las lecturas de los transductores 20 y 21 fue posible obtener la rotación de la trabe de carga.



**Figura O.5 Localización de los transductores de desplazamiento electrónicos para el ensaye de los muros**

La instrumentación externa de los muros construidos con concreto de peso normal, MCN50C y MCN100C fue similar a la descrita en la figura O.5. En los resultados de los ensayos cíclicos MCN50C y MCN100C se observó una mayor influencia de la flexión con respecto a los ensayos monótonos en muros de características comparables (MCN50M y MCN100M) por lo que no fue muy útil la colocación de los

transductores de desplazamiento identificados con la numeración 11 a 16 de la figura O.5. Por lo anterior, en los restantes siete ensayos cíclicos de esta etapa se dispuso la instrumentación externa haciendo mayor énfasis en el comportamiento a flexión del muro. Para los muros: MCC50C, MCC100C, MCA50C y MCA100C, los transductores de desplazamiento fueron dispuestos como se presenta en la figura O.6. La única diferencia en la instrumentación descrita para la figura O.5 y la presentada en la figura O.6, radica en la posición de los transductores de desplazamiento identificados con la numeración 11 a 16. A diferencia de lo descrito en la sección anteriormente para la figura O.5, para estos cuatro ensayos, los transductores se colocaron en posición vertical para contar con mayor información del comportamiento a flexión de los muros.



**Figura O.6 Localización de los transductores de desplazamiento electrónicos para el ensayo de los muros MCC50C, MCC100C, MCA50C y MCA100C**



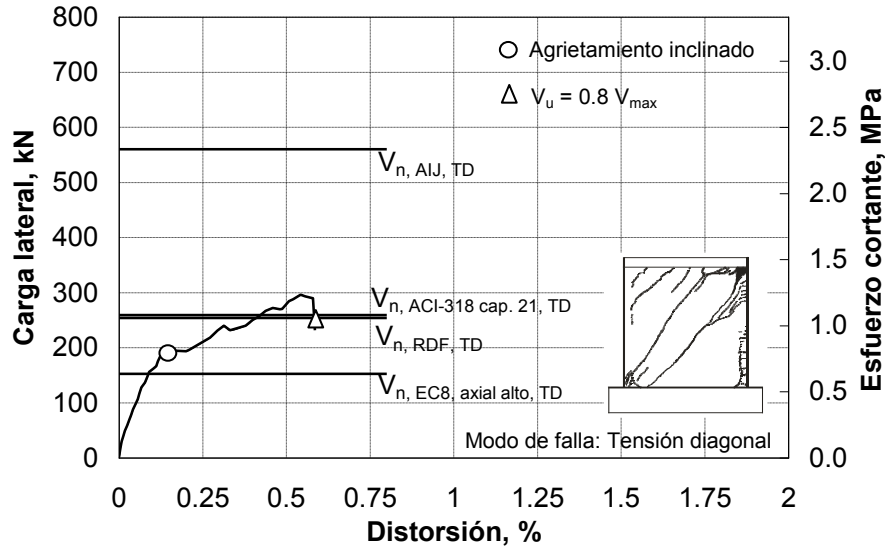
## Apéndice P. Resultados de los ensayos monótonos

En este apéndice se presentan los principales resultados de los ocho ensayos monótonos realizados. Para cada muro se presenta la curva carga lateral - distorsión. Para estas curvas, en el lado izquierdo del eje de las ordenadas se presenta la carga lateral medida en las pruebas mientras que en el lado derecho se muestra el esfuerzo cortante obtenido de dividir la carga lateral por el área del muro, calculada a partir de las dimensiones medidas en cada muro. En el eje de las abscisas se presenta la distorsión calculada de acuerdo con la figura 4.2 y expresada en porcentaje. Además del tipo de falla y estado final de agrietamiento, se incluyen los principales fenómenos que se presentaron durante el ensaye (agrietamiento inclinado, primera fluencia de las barras verticales de los elementos de borde, aplastamiento, etc.) y la fuerza cortante nominal calculada con las ecuaciones establecidas en las NTC-C, 2004 (RDF), así como en los reglamentos norteamericano (ACI-318 cap. 21), europeo (EC8) y japonés (AIJ). En el cálculo de las resistencias nominales se consideraron las propiedades medidas de los materiales presentadas en el apéndice N con las ecuaciones presentadas en el apéndice H. Por considerar condiciones propias de laboratorio, para los reglamentos ACI-318 cap. 21 y RDF, se utilizó un factor de reducción de resistencia igual a uno. El punto de agrietamiento se estableció al presentarse la formación de una grieta inclinada con longitud completa de lado a lado del muro y lo más cercano a la diagonal. Para efectos de comparación, se conservó la misma escala en las curvas de comportamiento carga lateral – distorsión de los muros. Al final, se realiza una comparación entre los ensayos monótonos realizados, se presenta una tabla con las características principales de respuesta y se presenta el estado final de agrietamiento de los muros incluyendo los anchos de grieta medidos. Los agrietamientos previos al ensaye del muro, la descripción de la evolución del daño en el muro y el estado final de agrietamiento de cada muro se presentan en el apéndice S. En el capítulo cinco se analiza con detalle la información de los deformímetros.

Como se comentó en la sección 4.2.1 los muros fueron diseñados para fallar en cortante por tensión diagonal, no obstante, en los muros MCC100M y MCA100C se presentó una falla por cortante en compresión diagonal.

### P.1 Muro MCN0M

Como se señaló en la sección 4.1, el muro MCN0M correspondió a un muro cuadrado sin refuerzo en el alma, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. El muro presentó una falla por tensión diagonal. En la figura P.1 se muestra la curva carga lateral – distorsión. En la respuesta se observa una caída brusca de la carga lateral al alcanzar la resistencia. Esta caída estuvo asociada a una falla frágil. En la figura se incluye el punto en el que se presentó la formación de toda la grieta inclinada y el punto cuando la resistencia última ( $V_u$ ) decreció al 80% de la resistencia del muro ( $V_{max}$ ). El esfuerzo cortante máximo medido en el ensaye fue cercano a 1.2 MPa (12 kg/cm<sup>2</sup>). Las resistencias calculadas con el RDF y ACI-318 cap. 21 fueron similares. Ambas resistencias fueron menores que la resistencia obtenida experimentalmente y mayores que la medida al aparecer el agrietamiento diagonal. La resistencia calculada con el EC8 fue menor que la resistencia al agrietamiento diagonal. Finalmente, la resistencia calculada con el reglamento AIJ, fue cerca de dos veces mayor que la resistencia medida en el ensaye.



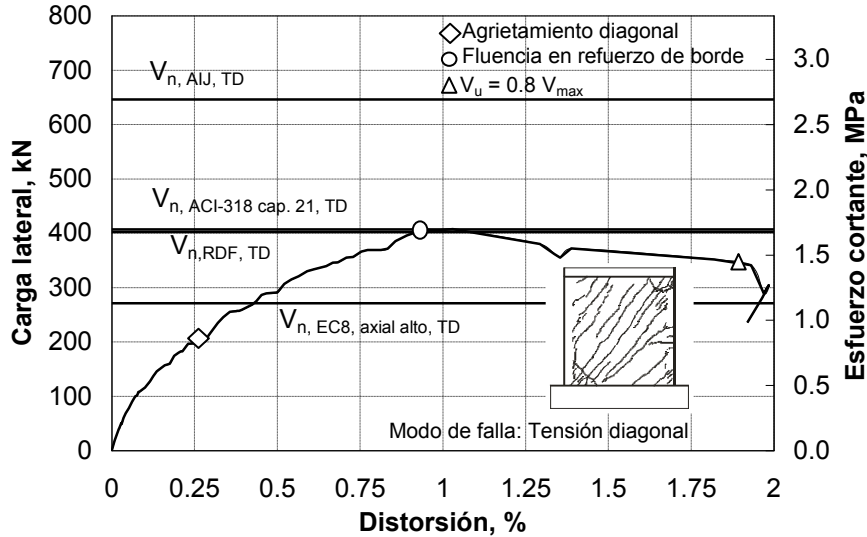
800 **Figura P.1 Carga lateral – distorsión del ensayo MCN0M**

P.2 Muro MCN50M700

$V_{n, AIJ, TD}$

3.0

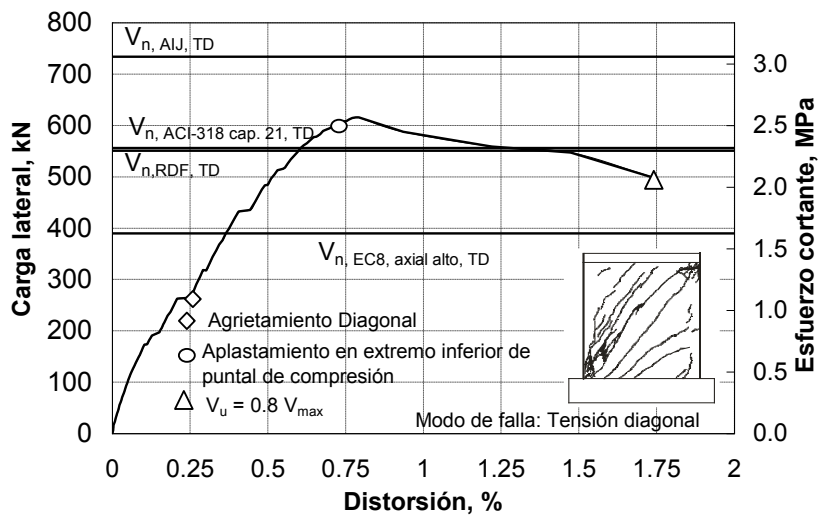
El muro MCN50M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 5% de la cuantía mínima que actualmente se establece en las NTC-C, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. El muro presentó una falla por tensión diagonal. En la figura P.2 se muestra la curva carga lateral – distorsión. De la figura P.2 se observa que la distorsión alcanzada al instante de la falla, así como la capacidad de deformación, fueron mayores en comparación con el muro sin ningún refuerzo (MCN0M). Una vez alcanzada la resistencia, no se presentó una falla frágil como en el primer caso, ya que el muro demostró cierta ductilidad de cortante. El esfuerzo cortante máximo fue cercano a 1.7 MPa (17 kg/cm<sup>2</sup>). En este muro se presentó la fluencia en la base del muro en algunas barras de los elementos de borde poco antes de alcanzar la resistencia. Como se mencionó al inicio de la sección 4.3, en el capítulo 5 se presenta con más detalle la información de modo de falla. La resistencia calculada conforme al RDF y ACI ajusta razonablemente bien con la resistencia obtenida experimentalmente. La resistencia calculada con el EC8 fue mayor que la resistencia al agrietamiento diagonal, pero menor que la resistencia. Nuevamente, la resistencia calculada con el AIJ fue mayor que la resistencia medida.



**Figura P.2 Carga lateral – distorsión del ensayo MCN50M**

P.3 Muro MCN100M

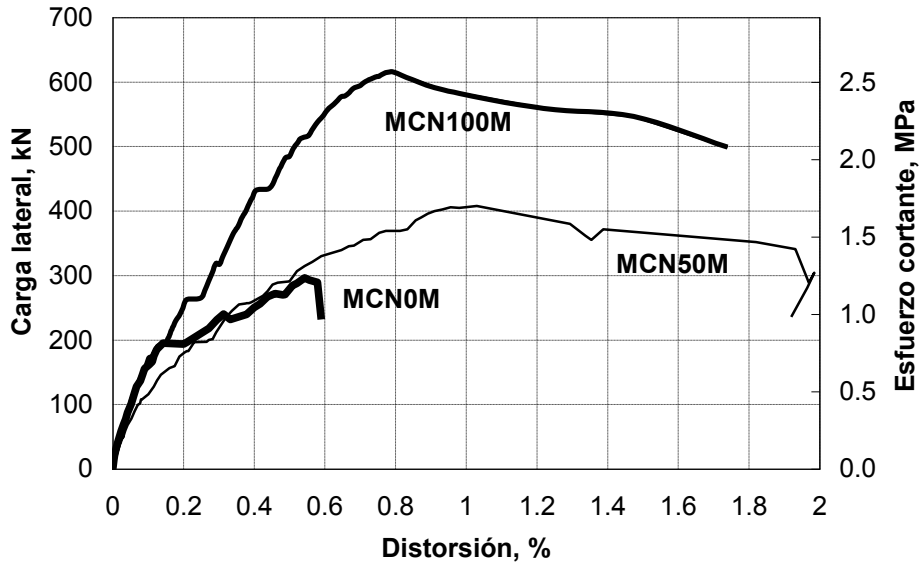
El muro MCN100M correspondió a un muro cuadrado con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en las NTC-C, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. El muro presentó una falla por tensión diagonal. La falla se presentó al aplastarse el concreto en la zona de compresión por flexión del muro. En la figura P.3 se muestra la curva carga lateral – distorsión. El esfuerzo cortante máximo fue de 2.65 MPa (26.5 kg/cm<sup>2</sup>). La resistencia calculada con la ecuación establecida en el RDF y el ACI ajusta razonablemente bien con la resistencia experimental. De manera similar a los muros MCN0M y MCN50M, la resistencia calculada con el EC y el AIJ fueron menor y mayor que la resistencia experimental respectivamente.



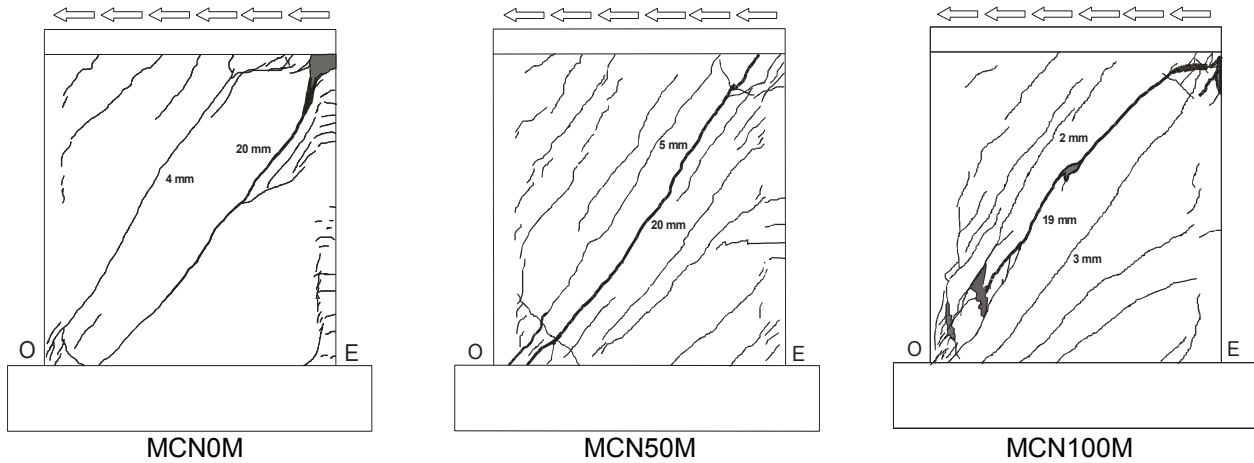
**Figura P.3 Carga lateral – distorsión del ensayo MCN100M**

En la figura P.4 se presentan las curvas carga lateral – distorsión y agrietamiento al final de la prueba de los tres muros de concreto de peso normal ensayados de forma monótona (MCN0M, MCN50M y

MCN100M). Se incluyen los tamaños máximos de los agrietamientos registrados. En la figura P.4-a se observa el incremento de la resistencia a carga lateral al aumentar la cuantía de refuerzo y el aumento de la capacidad de desarrollar distorsión en los dos muros reforzados con respecto al muro sin refuerzo. La rigidez inicial de los muros MCN0M y MCN100M, fue un poco mayor que la rigidez inicial del muro MCN50M. En la figura P.4-b se observa un agrietamiento más distribuido en los muros MCN50M y MCN100M con respecto al muro MCN0M. La anchura máxima de los agrietamientos al finalizar la prueba fue similar.



a) Carga lateral vs. Distorsión



b) Estado final de los muros

**Figura P.4 Resultados de los ensayos monótonos de muros de concreto normal**

P.4 Muro MCC0M

El muro MCC0M correspondió a un muro cuadrado, sin refuerzo en el alma, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. El muro presentó una falla por tensión diagonal. En la figura P.5 se muestra la curva carga lateral – distorsión. El esfuerzo cortante máximo fue de 0.95 MPa (9.5 kg/cm<sup>2</sup>). Se presentó una ligera pérdida de la carga lateral a la carga de agrietamiento diagonal. También se aprecia que de manera similar al muro de concreto de peso normal comparable (MCN0M), la falla en este muro fue frágil. No obstante, no se presentó una falla súbita, ya que el muro desarrolló cierta ductilidad antes de la falla. Para calcular la resistencia a cortante de acuerdo con el RDF se consideró el capítulo 12 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto referente a concreto ligero en donde se establece el término  $0.5\sqrt{f_c^*}$ , en sustitución de  $\sqrt{f_c^*}$ . Como se comentó en la sección 4.2.1 en el reglamento ACI para calcular la resistencia a cortante del concreto en elementos de peso ligero se establece una reducción de la resistencia en 25% con respecto a la resistencia de un elemento de concreto con peso normal. Para los reglamentos EC8 y AIJ no se calcularon las resistencias nominales debido a que no se encontraron lineamientos establecidos para concreto de peso ligero. De la figura P.5 se observa que la resistencia calculada con las ecuaciones establecidas en el RDF y en el ACI para la falla en tensión diagonal fue menor que la resistencia medida. La carga de agrietamiento diagonal medida en el ensaye fue menor que la carga para la falla por tensión diagonal calculada con el RDF. La resistencia experimental obtenida fue menor que la resistencia medida en el ensaye del muro MCN0M.

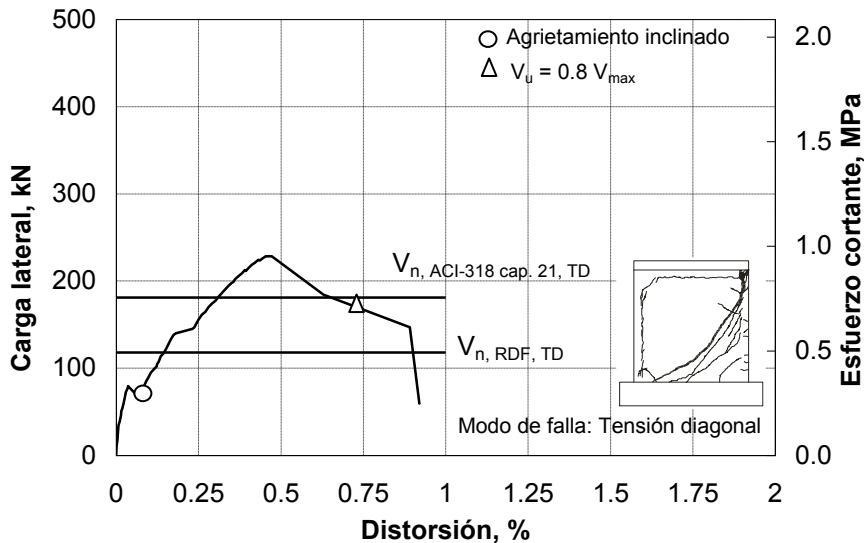


Figura P.5 Carga lateral – distorsión del ensaye MCC0M

P.5 Muro MCC50M

El muro MCC50M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. En la figura P.6 se muestra la curva carga lateral – distorsión. El esfuerzo cortante máximo fue de 1.65 MPa (16.5 kg/cm<sup>2</sup>). La falla de este muro estuvo dominada por el cortante asociado a la tensión diagonal. La carga de agrietamiento diagonal medida en el ensaye fue mucho menor que la carga para la falla por tensión diagonal calculada con el RDF y con el ACI. Las resistencias nominales calculadas con los requisitos establecidos en el capítulo 12 del RDF y con el reglamento ACI fueron menores que la resistencia medida en el ensaye.

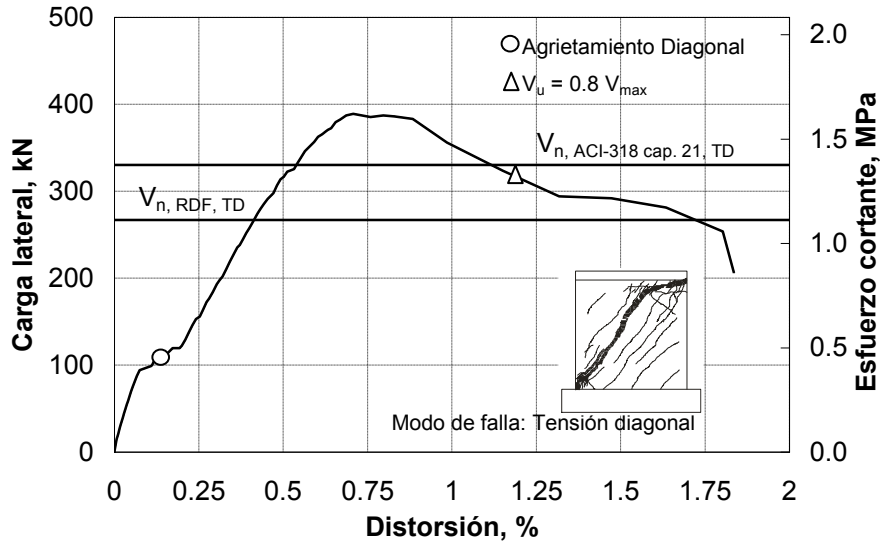


Figura P.6 Carga lateral – distorsión del ensaye MCC50M

P.6 Muro MCC100M

El muro MCC100M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. En la figura P.7 se muestra la curva carga lateral – distorsión. El esfuerzo cortante máximo fue de 1.6 MPa (16 kg/cm<sup>2</sup>) valor un poco menor que el medido en el muro MCC50M. La falla de este muro estuvo dominada por el cortante asociado a la compresión diagonal. Se presentó el plastamiento del concreto en la zona superior del muro en la zona cercana al elemento de borde. De esta figura P.7, se observa que la resistencia calculada con los requisitos establecidos en el capítulo 12 del RDF y utilizando la ecuación para la falla a compresión diagonal fue menor que la obtenida experimentalmente. La resistencia calculada para la falla en tensión diagonal con los reglamentos RDF y ACI fue mayor que la resistencia medida.

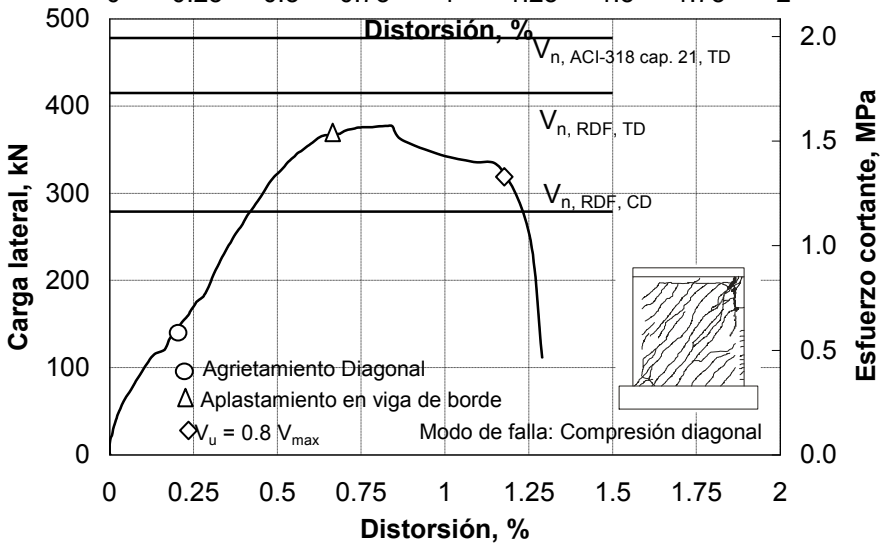
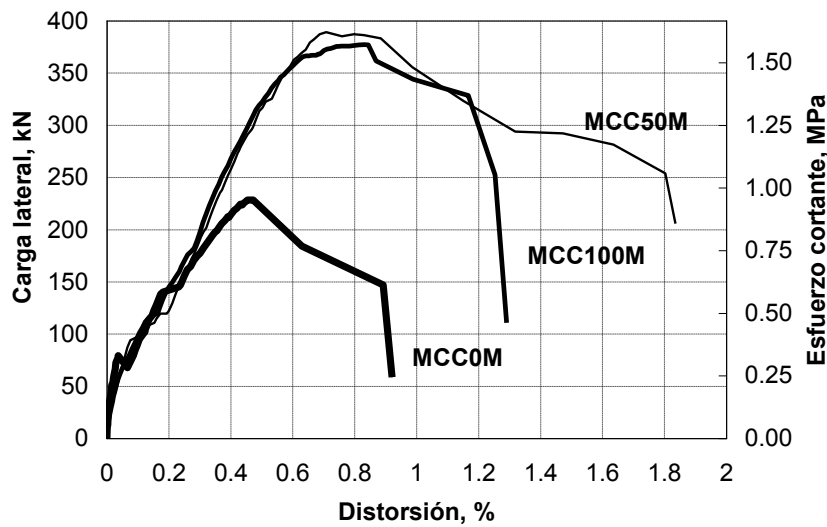
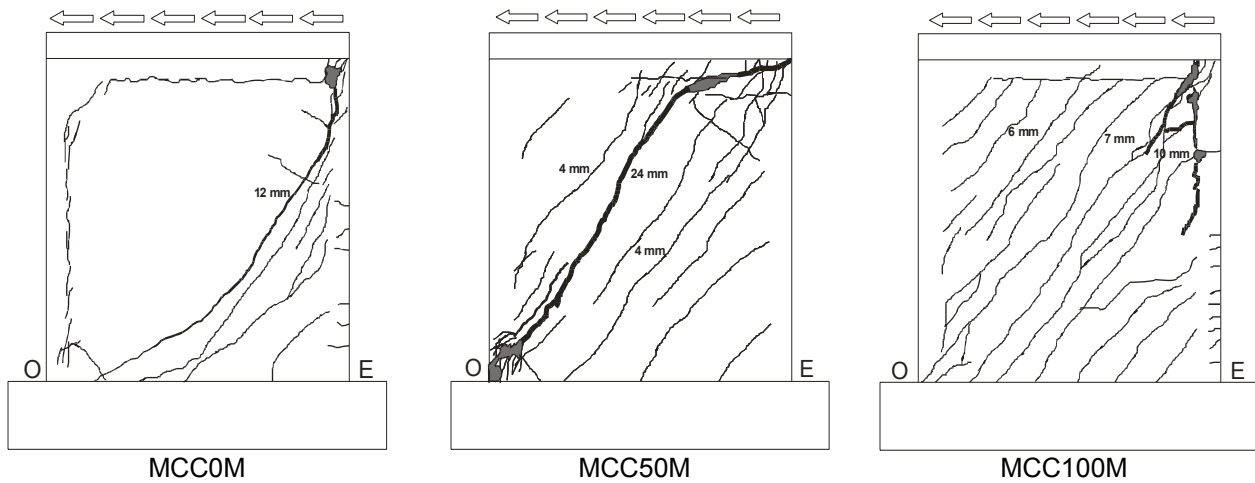


Figura P.7 Carga lateral – distorsión del ensaye MCC100M

En la figura P.8 se presentan las curvas carga lateral – distorsión y el agrietamiento al final de la prueba de los tres muros de concreto celular ensayados de forma monótona (MCC0M, MCC50M y MCC100M). Se incluye el tamaño máximo de los agrietamientos registrados al final de la prueba. De la figura P.8-a se observa que la rigidez inicial de los tres muros fue similar. En los muros reforzados, se presentó un incremento de la resistencia a carga lateral y capacidad de distorsión con respecto al muro sin reforzar. En el muro reforzado con el 50% de la cuantía mínima (MCC50M) se obtuvo una resistencia similar a la obtenida en el muro con el doble de refuerzo (MCC100M). En el muro MCC50M se presentó una falla a cortante por tensión diagonal mientras que en el muro MCC100M se presentó una falla en cortante por compresión diagonal. La cuantía de refuerzo del muro MCC50M fue del 50% con respecto al muro MCC100M, no obstante, la capacidad de distorsión del muro MCC50M fue mayor que la obtenida en el muro MCC100M. De la figura P.8-b se observa un daño más distribuido en los muros MCC50M y MCC100M con respecto al muro MCC0M. El tamaño máximo de la grieta fue mayor en el muro MCC50M (24 mm). En los muros MCC0M y MCC100M el tamaño máximo de la grieta fue similar (12 mm y 10 mm respectivamente).



a) Carga lateral vs. Distorsión



b) Estado final de los muros

**Figura P.8 Resultados de los ensayos monótonos de muros de concreto celular**

P.7 Muro MCA0M

El muro MCA0M correspondió a un muro cuadrado, sin refuerzo en el alma, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga monótona. En la figura P.9 se muestra la curva carga lateral – distorsión. El esfuerzo cortante máximo fue de 1.15 MPa (11.5 kg/cm<sup>2</sup>). La falla de este muro estuvo dominada por el cortante asociado a la tensión diagonal. De la curva carga lateral – distorsión presentada en la gráfica P.9 se observa una falla frágil una vez que se alcanzó la resistencia. Para calcular la resistencia conforme a los reglamentos ACI y RDF, se consideró al concreto autocompactable como a un concreto de peso normal. Las resistencias obtenidas con las ecuaciones establecidas en el RDF y ACI fueron muy similares a la resistencia obtenida experimentalmente. La carga de agrietamiento diagonal medida fue mucho menor que las resistencias calculadas con los cuatro reglamentos. De manera similar a lo encontrado en los muros construidos con concreto de peso normal, las resistencias calculadas conforme a los reglamentos EC8 y AIJ fueron menor y mayor respectivamente que la medida durante el ensaye.

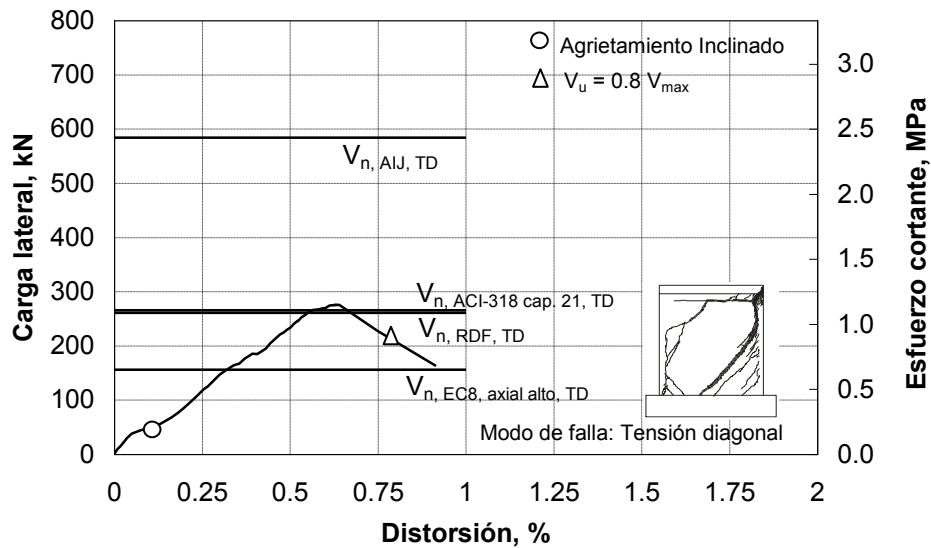


Figura P.9 Carga lateral – distorsión del ensaye MCA0M



P.8 Muro MCA100M

El muro MCA100M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga monótona. En la figura P.10 se muestra la curva carga lateral – distorsión. El esfuerzo cortante máximo fue de 2.15 MPa (21.5 kg/cm<sup>2</sup>). La falla de este muro estuvo dominada por el cortante asociado a la compresión diagonal. En el muro se presentó la fluencia en la base en el refuerzo de los elementos de borde un poco antes de alcanzar la resistencia. A la resistencia, se aplastó el concreto en la esquina superior, en la junta losa-muro. Una posible causa del aplastamiento fue la falla del anclaje de las barras verticales del elemento de borde dentro de la losa. Al final de la prueba, se aplastó el concreto en la parte superior derecha del alma del muro. De la figura P.10 se aprecia que la resistencia calculada conforme a los reglamentos ACI y RDF para las fallas en tensión diagonal fue mayor que la resistencia medida en el ensaye. Las resistencias calculadas conforme a los reglamentos ACI y RDF para las falla en compresión diagonal fueron mayores que las calculadas para la falla en tensión diagonal. Nuevamente, la resistencia calculada con las ecuaciones establecidas en los reglamentos EC8 y AIJ fue menor y mayor respectivamente que la resistencia medida. La carga de agrietamiento diagonal medida fue mucho menor que la resistencia calculada con los cuatro reglamentos.

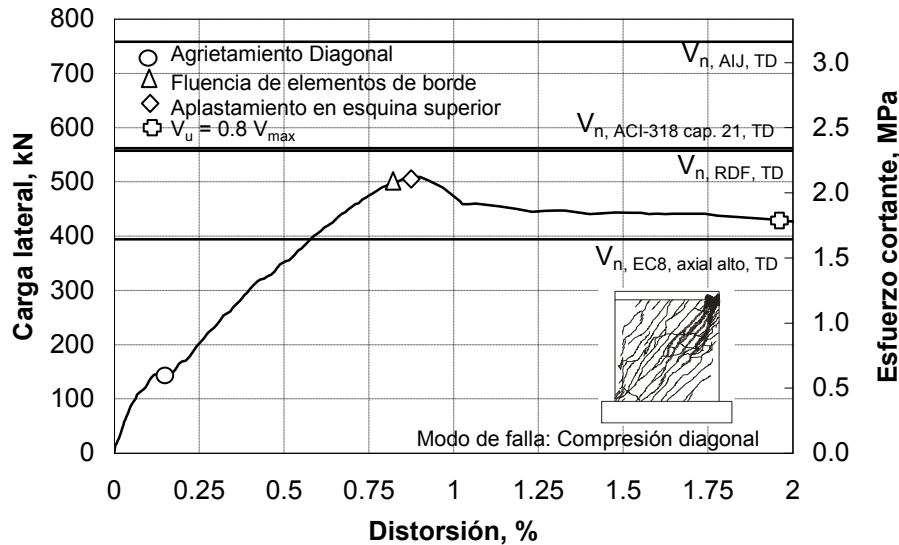
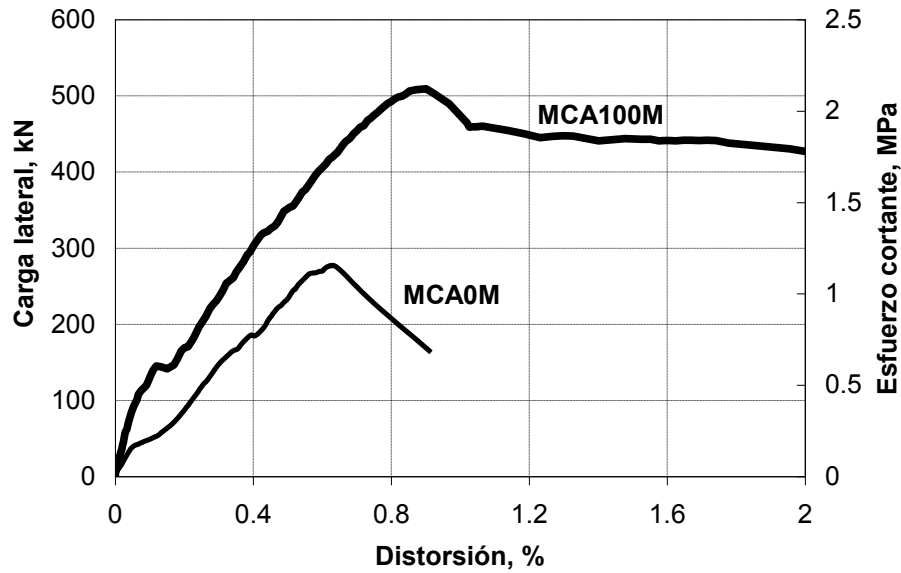
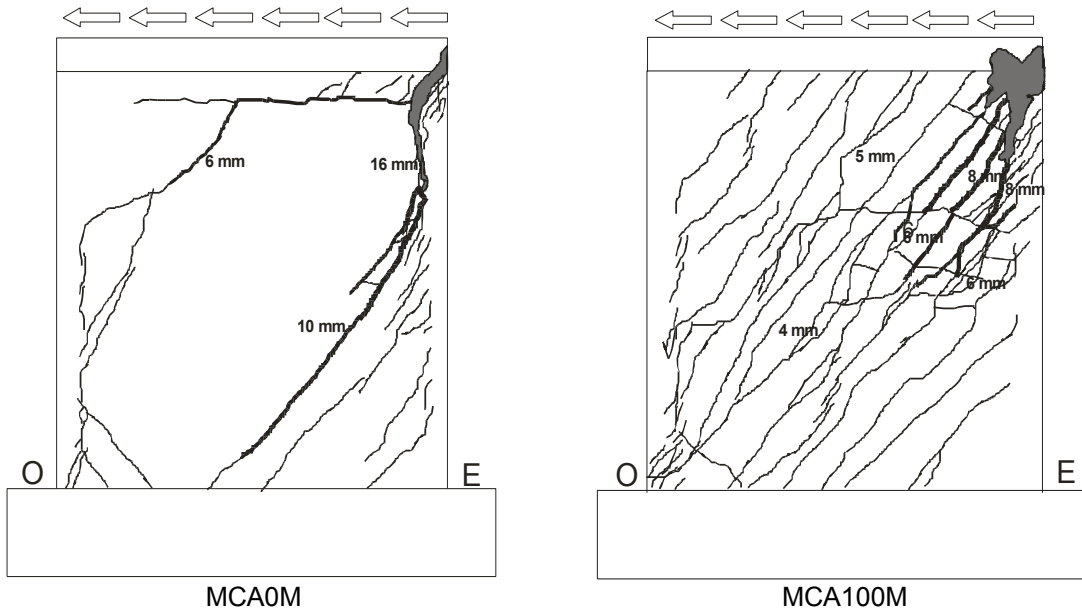


Figura P.10 Carga lateral – distorsión del ensaye MCA100M

En la figura P.11 se presentan las curvas carga lateral – distorsión y el agrietamiento al final de las pruebas de los dos muros de concreto autocompactable ensayados de forma monótona (MCA0M y MCA100M). Se incluye el tamaño máximo de los agrietamientos registrados al final de la prueba. De manera similar a lo obtenido en los muros de concreto de peso normal y celular, de la figura P.11-a se observa que incrementando la cuantía de refuerzo se incrementan la resistencia y la capacidad de deformación. La rigidez inicial y la distorsión a la resistencia obtenidas en el muro sin refuerzo fueron menores que las obtenidas en el muro reforzado. De la figura P.11-b se observa un daño mas distribuido en el muro MCA100M con respecto al muro MCA0M. El tamaño máximo de la grieta fue similar en ambos muros (16 mm).



a) Carga lateral vs. Distorsión



b) Estado final de los muros

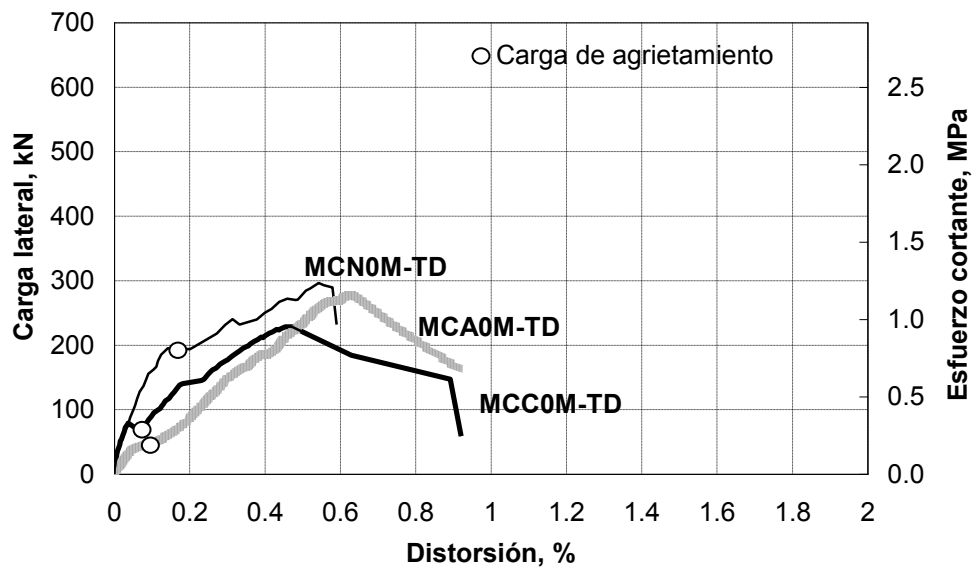
**Figura P.11 Resultados de los ensayos monótonos de muros de concreto autocompactable**

P.9 Comparación entre los ensayos monótonos de muros de concreto

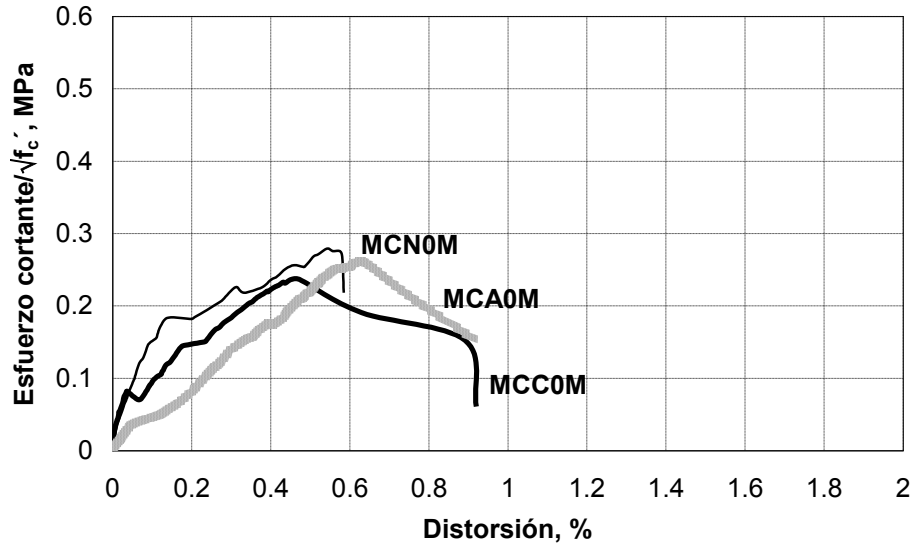
En esta sección se presenta la comparación entre muros construidos con cuantías de refuerzo similares y al final se realiza una comparación entre todos los ensayos monótonos realizados. La nomenclatura de las figuras presentadas con el marcador (a) es similar a la utilizada en las gráficas presentadas anteriormente en este apéndice, además en éstas figuras se incluye el tipo de falla observado. La falla por tensión diagonal está representada por la abreviatura TD mientras que la falla por compresión diagonal por CD. Para las figuras presentadas con el marcador (b), en el eje de las ordenadas se presenta el esfuerzo cortante

normalizado con la raíz cuadrada de la resistencia medida en el concreto. La resistencia del concreto se obtuvo con la resistencia promedio a 28 días obtenida con el ensaye de tres cilindros.

En la figura P.12 se presentan los resultados de los ensayos de muros construidos sin refuerzo en el alma. Se incluyen los resultados de los muros construidos con los tres tipos de concreto: de peso normal, (MCN0M); celular, (MCC0M) y autocompactable, (MCA0M). De la figura P.12-a se observa que el esfuerzo cortante varió entre 0.9 y 1.2 MPa (9 y 12 kg/cm<sup>2</sup>). En los tres muros se presentó una falla asociada a la tensión diagonal. La rigidez inicial de los muros construidos con concreto de peso normal y celular fue similar, y, en ambos casos, mayor que la obtenida en el muro de concreto autocompactable. La carga y distorsión al agrietamiento fue menor en los muros construidos con concreto celular y autocompactable con respecto del de concreto de peso normal. La distorsión a la resistencia de los muros de concreto de peso normal y autocompactable fue similar, en ambos casos, mayor que la obtenida en el muro de concreto celular. Después de la resistencia, en el muro construido con concreto de peso normal se presentó una falla súbita y frágil mientras que los muros construidos con concreto celular y autocompactable desarrollaron cierta ductilidad de cortante antes de la falla. De la figura P.12-b se observa que el esfuerzo cortante normalizado con la raíz cuadrada de la resistencia medida a compresión del concreto fue menor en el muro construido con concreto celular en comparación con los muros construidos con concreto de peso normal y autocompactable. Después de la carga de agrietamiento, las curvas correspondientes a los concretos celular y autocompactable se encuentran por debajo de la correspondiente al muro de concreto de peso normal.



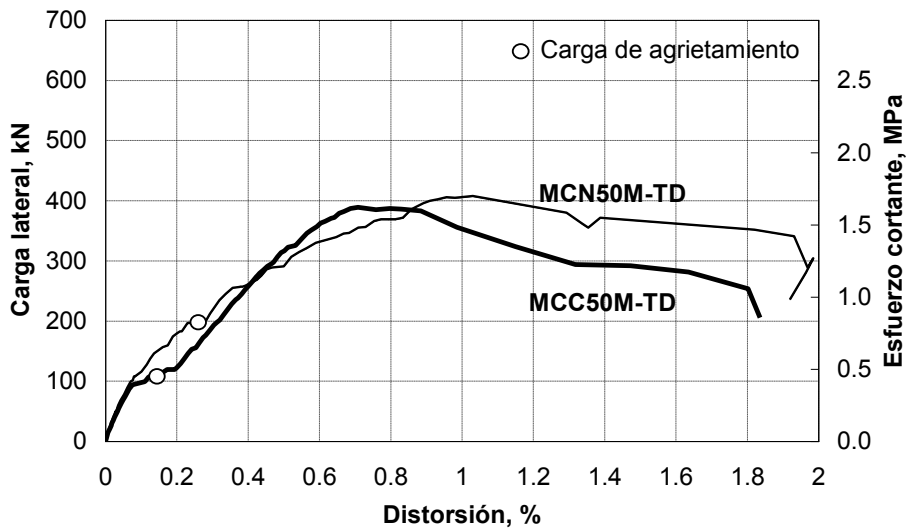
a)



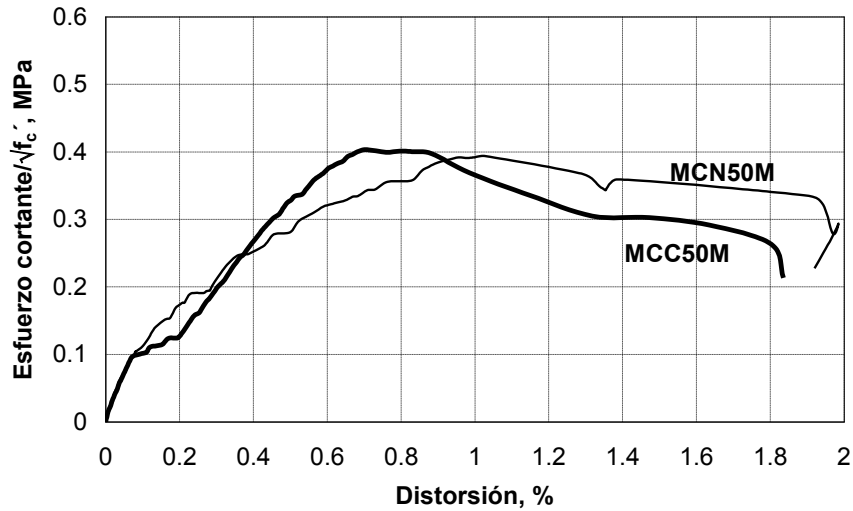
b)

**Figura P.12 Resultados de los ensayos de muros construidos sin refuerzo en el alma**

En la figura P.13 se presentan los resultados de los ensayos de muros construidos con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo en el alma establecida en el RDF. De esta serie sólo se construyeron muros de concreto celular (MCC50M) y concreto de peso normal (MCN50M). Como se comentó en la sección 4.1, se consideró que el comportamiento de los muros construidos de concreto autocompactable sería muy similar al de muros construidos de concreto de peso normal. De la figura P.13-a se observa que el esfuerzo cortante varió entre 1.6 y 1.7 MPa (16 y 17 kg/cm<sup>2</sup>). En ambos muros se presentó una falla por tensión diagonal. La rigidez inicial fue similar en ambos muros. En el punto de agrietamiento, la carga y distorsión fueron menores en el muro construido de concreto celular. La resistencia fue similar en ambos muros, no obstante, la distorsión a la resistencia fue menor en el muro de concreto celular. El comportamiento post-resistencia fue similar en ambos muros. No se presentaron fallas del tipo frágil y en ambos casos se alcanzaron distorsiones cercanas al 2%. De la figura P.13-b se observa que el esfuerzo cortante normalizado con la raíz cuadrada de la resistencia medida a compresión del concreto fue similar en ambos muros.



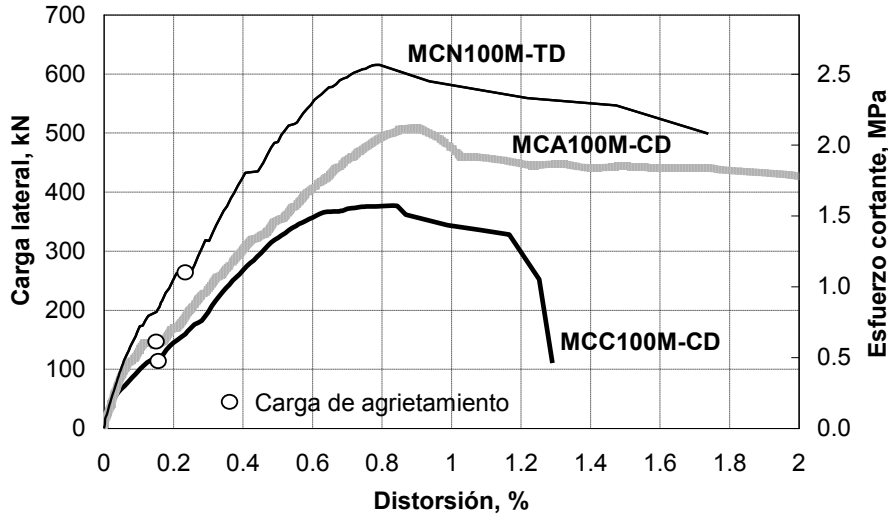
a)



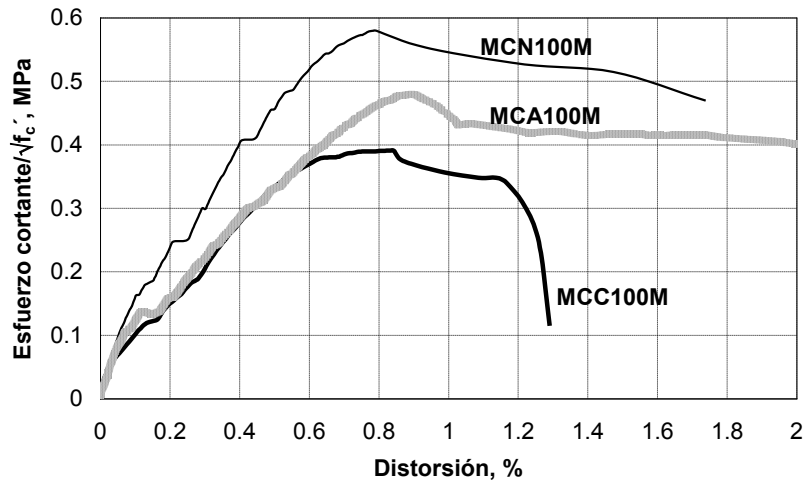
b)

**Figura P.13 Resultados de los ensayos de muros construidos con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo en el alma establecida en el RDF**

En la figura P.14 se presentan los resultados de los ensayos de muros construidos con la cuantía mínima de refuerzo en el alma establecida en el RDF. Se incluyen los resultados de los muros construidos con los tres tipos de concreto: de peso normal, (MCN100M); celular, (MCC100M) y autocompactable, (MCA100M). De la figura P.14-a se observa que el esfuerzo cortante varió entre 1.6 y 2.6 MPa (16 y 26 kg/cm<sup>2</sup>). En el muro construido de concreto de peso normal se presentó una falla por tensión diagonal, mientras que en los muros construidos de concreto celular y autocompactable se presentaron fallas por compresión diagonal. Como se comentó en la sección 4.2.6 en el muro de concreto de peso normal se emplearon cables postensados para transmitir la carga vertical. Durante el desarrollo de la prueba se observó el decremento de la carga axial en el extremo de compresión por flexión del muro y el consecuente incremento en el extremo opuesto debido al cabeceo del muro. Al presentar una mayor resistencia, este efecto fue mayor en el muro MCN100M. Este efecto tuvo influencia en el tipo de falla del muro MCN100M al restringir (debido a la carga axial) el cabeceo del muro. Como se comentó en la sección 4.2.1 (apéndice K), de acuerdo al RDF, la falla esperada en el muro MCC100M fue la asociada a la compresión diagonal y la esperada conforme al reglamento ACI, la asociada a tensión diagonal. El muro finalmente falló por compresión diagonal. La falla esperada para el muro MCA100M fue por tensión diagonal, sin embargo, se presentó una falla por compresión diagonal. Es interesante observar que reforzando muros con la cuantía mínima de refuerzo que se establece en el RDF se obtuvieron fallas por compresión diagonal cuando se esperaban fallas por tensión diagonal. La rigidez inicial de los tres muros fue similar. Al igual que en los muros sin refuerzo y los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima, para el punto de agrietamiento, la resistencia y distorsión del muro construido de concreto de peso normal fue mayor que en la obtenida en los muros construidos con concreto celular y autocompactable. La distorsión a la resistencia fue similar en los tres ensayos. La resistencia fue mayor para muro MCN100M y menor para el muro MCC100M. El comportamiento post-resistencia fue similar en los muros MCN100M y MCA100M alcanzando distorsiones cercanas al 2%. En el muro MCC100M se presentó una caída brusca de la resistencia a una distorsión de 1.2%. De la figura P.14-b se observa que al normalizar el esfuerzo cortante con la raíz cuadrada de la resistencia no se presentan cambios significativos con respecto a la gráfica P.14-a. Al igual que en los muros sin refuerzo de la figura P.12, después de la carga de agrietamiento, las curvas correspondientes a los concretos celular y autocompactable se encuentran por debajo de la correspondiente al muro de concreto de peso normal.



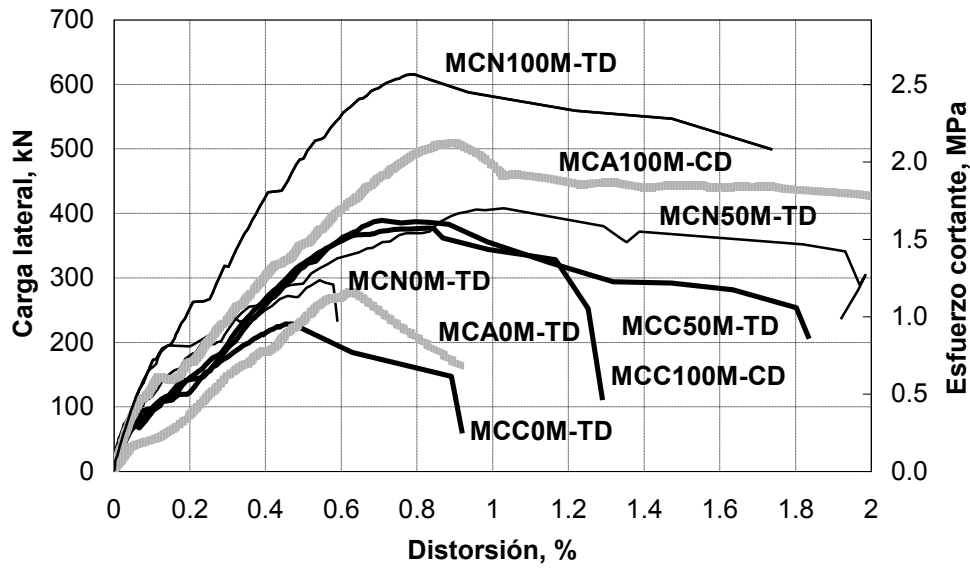
a)



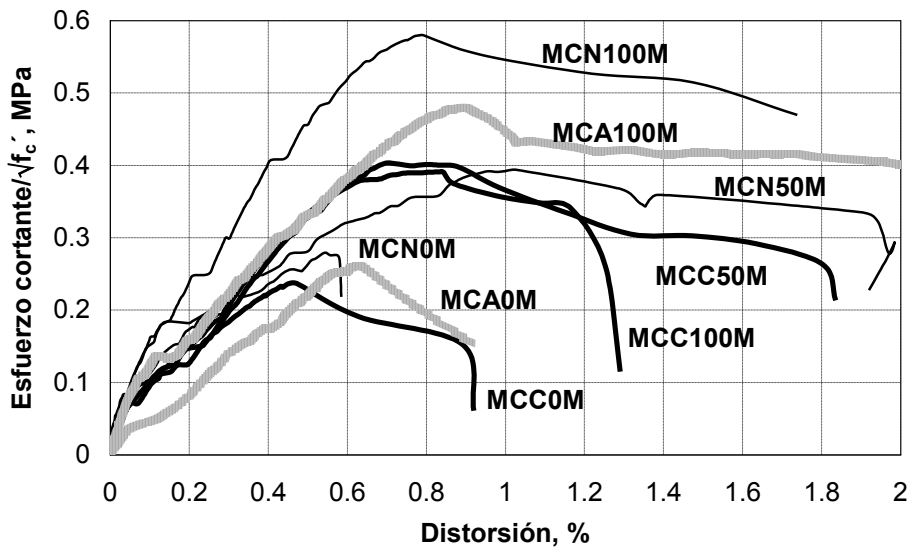
b)

**Figura P.14 Resultados de los ensayos de muros construidos con la cuantía mínima de refuerzo en el alma establecida en el RDF**

En la figura P.15 se presentan los resultados de los ocho ensayos monótonos realizados en la etapa I-a de la investigación. Se incluyen los resultados de los muros construidos con los tres tipos de concreto (de peso normal, celular y autocompactable). Se incluye el tipo de falla que se presentó durante el ensayo. El esfuerzo cortante varió entre 0.9 y 2.6 MPa (9 a 26 kg/cm<sup>2</sup>). De las figuras se observa una mayor resistencia y capacidad de deformación de los muros reforzados en comparación con los tres muros sin reforzar. La capacidad de deformación de los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima establecida en la NTC-Concreto 2004 es comparable a la de los muros reforzados con el 100%. Debido a que la resistencia medida a 28 días del concreto fue similar (ver tabla P.1), en la figura P.15-b se observa que no existen diferencias significativas con respecto a la figura 4.23-a. En el capítulo quinto se presenta una discusión sobre la ductilidad desarrollada por los muros.



a)



b)

**Figura P.15 Resultados de los ensayos monótonos**

En la tabla P.1 se presentan las características principales de la respuesta de los muros ensayados. En la tabla,  $f'_c$  indica la resistencia promedio del concreto a 28 días obtenida con el ensaye de tres cilindros, la edad en días a la que fueron ensayados los muros. Se incluyen los puntos correspondientes al agrietamiento, a la resistencia y último. Como se comentó al inicio de esta sección, el punto de agrietamiento ( $R_{agr}$ ,  $V_{agr}$ ) se estableció al presentarse la formación de una grieta inclinada con longitud completa de lado a lado del muro y lo más cercano a la diagonal. El punto máximo ( $R_{m\acute{a}x}$ ,  $V_{m\acute{a}x}$ ), se obtuvo al alcanzarse la resistencia del muro. Se consideró al punto último ( $R_u$ ,  $V_u$ ) cuando la capacidad de carga del muro decreció a un 80% de la resistencia alcanzada durante el ensaye. Como se comentó en la sección 3.10, R y V corresponden a la distorsión y carga lateral asociados a cada punto del modelo trilineal.

**Tabla P.1 Características de respuesta de los muros ensayados**

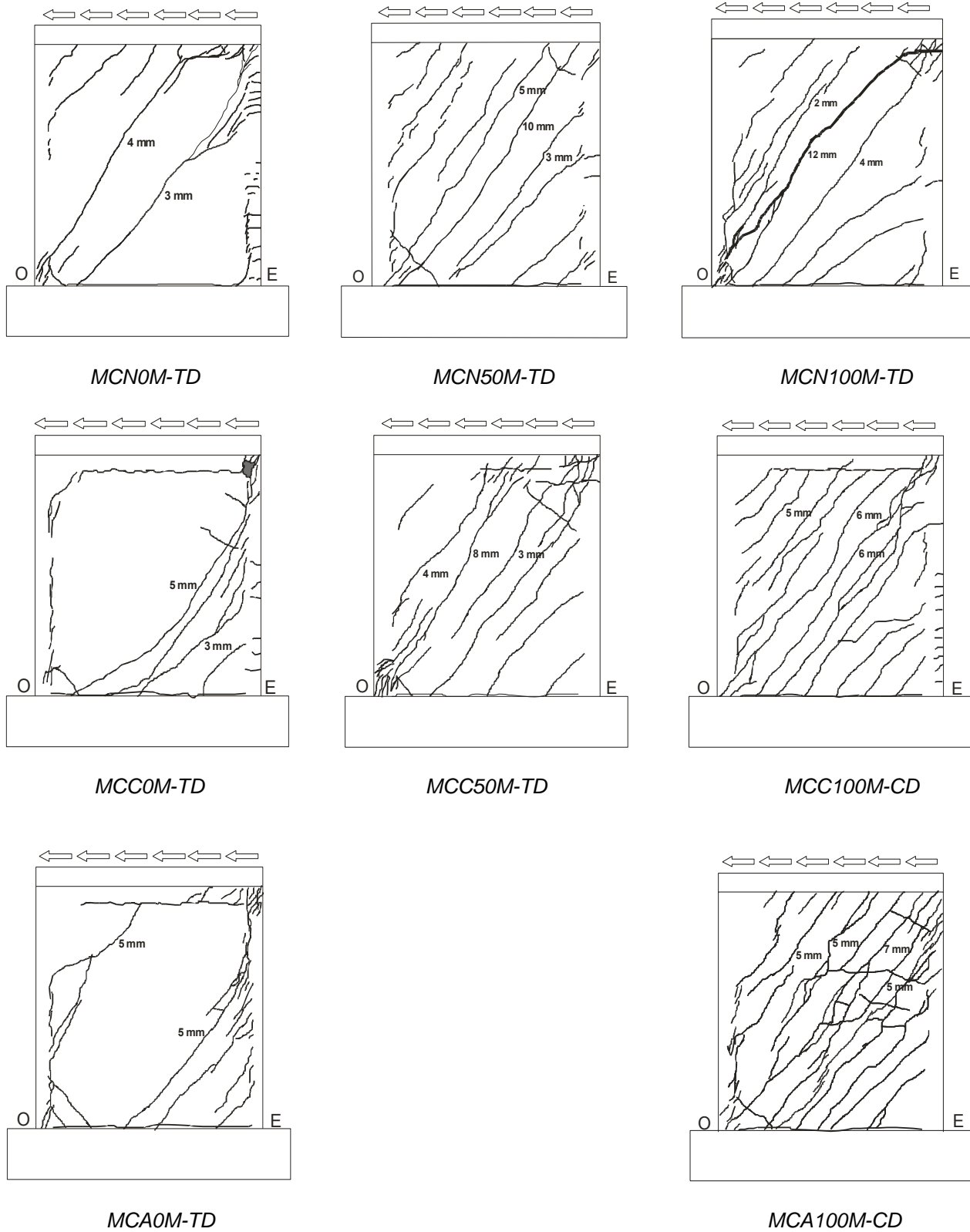
Muro	Modo de falla	$f'_c$ 28 días MPa	Edad (días)	Agrietamiento		Máximo		Último	
				$V_{agr}$ , kN	$R_{agr}$ , %	$V_{máx}$ , kN	$R_{máx}$ , %	$V_u$ , kN	$R_u$ , %
MCN0M	TD	19.2	47	195	0.15	297	0.51	235	0.56
MCN50M	TD	19.2	63	196	0.22	408	1.02	332	1.94
MCN100M	TD	19.2	73	263	0.18	616	0.75	492	1.76
MCC0M	TD	16.6	58	79	0.04	229	0.47	182	0.63
MCC50M	TD	16.6	62	100	0.11	389	0.71	312	1.21
MCC100M	CD	16.6	71	121	0.16	378	0.84	302	1.20
MCA0M	TD	19.8	30	44	0.07	276	0.64	220	0.77
MCA100M	CD	19.8	38	144	0.13	510	0.90	431	2.00

De la tabla P.1 se observa que, en términos generales, no existen diferencias significativas en el promedio de la resistencia del concreto medida a los 28 días. Como se comentó en las secciones 4.1 y 4.2, la resistencia de diseño nominal fue de 15 MPa (150 kg/cm<sup>2</sup>). Las fechas de ensaye de los muros variaron entre 30 y 73 días. La distorsión y carga lateral de agrietamiento fue menor en los muros construidos de concreto celular y autocompactable con respecto a los valores medios en los muros de concreto de peso normal. Las cuantías de refuerzo en el alma de los muros no influyeron en forma determinante en la distorsión al agrietamiento ni en la resistencia al agrietamiento en los muros construidos con concreto de peso normal pero si lo hicieron en los muros construidos con concretos celular y autocompactable. Por otra parte, las cuantías de refuerzo sí influyeron en la resistencia de los muros y en la distorsión a la resistencia obtenida en los ensayos. Finalmente, de la tabla también se observa que las cuantías de refuerzo influyeron en el comportamiento post-resistencia de los muros. En todos los casos, los muros reforzados en el alma, ya sea con el 50% o 100% de la cuantía de refuerzo mínimo establecida en las NTC-Concreto, 2004, presentaron una mayor capacidad de deformación que los muros que no fueron reforzados. No se detecta una influencia clara en el comportamiento post-resistencia en los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima en comparación con los muros reforzados con el 100%.

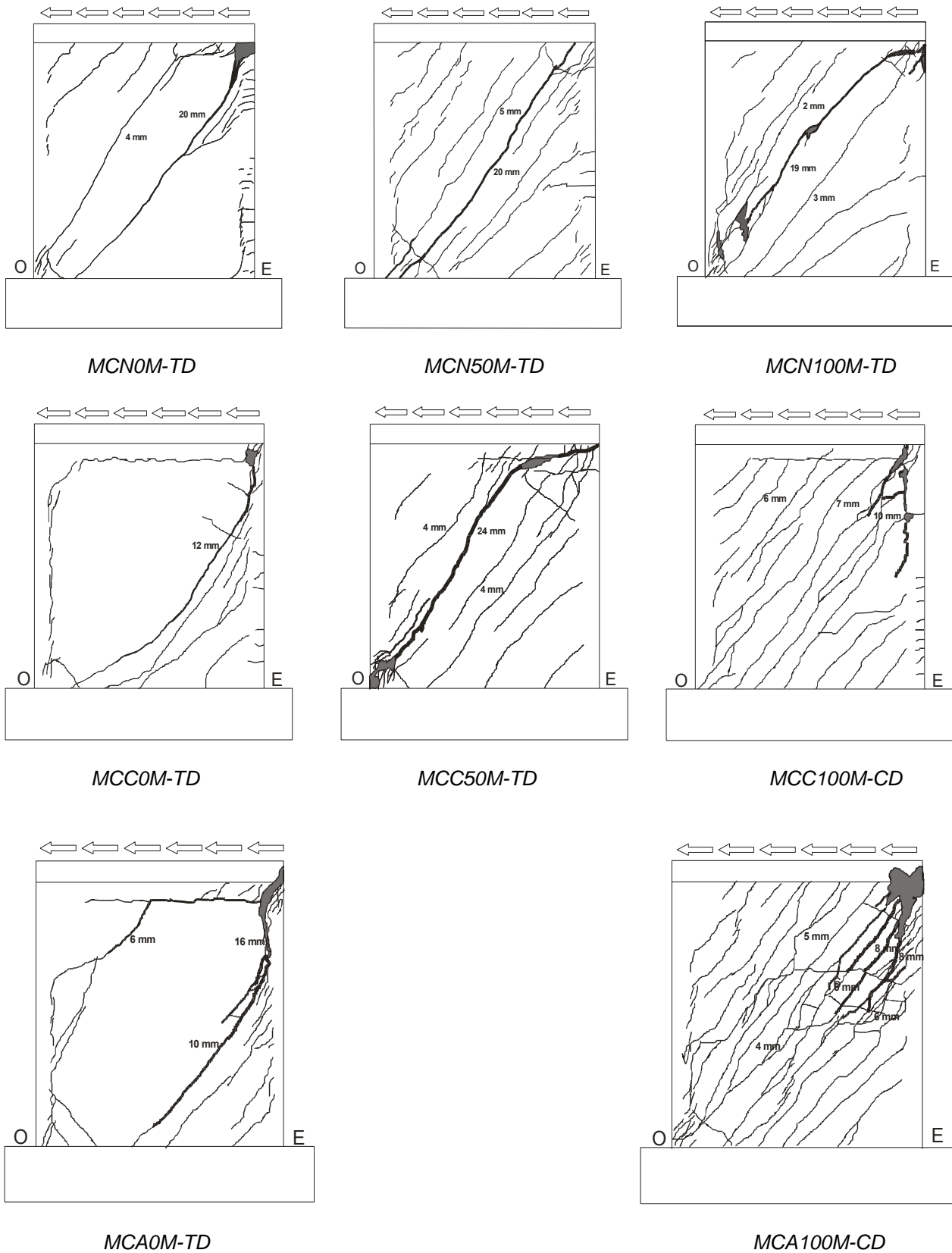
En la figura P.16 se presenta el estado de agrietamiento a la resistencia de los muros, se incluye el modo de falla. De la figura se observa que la densidad de los agrietamientos es mayor en los muros con refuerzo en el alma en comparación con los muros sin refuerzo. En todos los casos los agrietamientos se presentaron con una inclinación aproximada de 45° con respecto al plano horizontal. La anchura máxima de los agrietamientos a la resistencia varió entre 4 mm y 12 mm. Las anchuras mayores de grietas se presentaron sobre la diagonal principal de los muros. En el apéndice S se presentan los agrietamientos que se presentaron previos a los ensayos.

En la figura P.17 se presenta el estado de los agrietamientos de los muros al final de los ensayos, se incluye el modo de falla. La anchura máxima de los agrietamientos al final del ensaye varió entre 12 mm y 24 mm. En los muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima (MCN50M y MCC50M) se midieron las anchuras de grietas más grandes (20 mm y 24 mm). Para las fallas en compresión diagonal, (muros MCC100M y MCA100M), las anchuras de las grietas (100 mm y 16 mm respectivamente) fueron menores que la anchura registrada (19 mm) en el muro que falló en tensión diagonal (MCN100M). En términos generales, la anchura de las grietas fue mayor que la registrada a la resistencia (figura P.16)





**Figura P.16 Agrietamiento a la resistencia de los muros ensayados en forma monótona**



**Figura P.17** Agrietamiento último de los muros ensayados en forma monótona

## Apéndice Q. Resultados de los ensayos cíclicos

En este apéndice se presentan los principales resultados de los nueve ensayos cíclicos realizados. En la presentación de los resultados se hicieron las mismas consideraciones descritas al inicio del apéndice P. Para fines comparativos, en las secciones Q.1 a Q.8 se incluye la curva carga lateral – distorsión del ensaye monótono comparable (ver apéndice P). En las figuras marcadas con a) se presenta la curva carga lateral - distorsión. Las resistencias calculadas con las ecuaciones establecidas en los reglamentos (apéndice H) corresponden a las propiedades del concreto del ensaye cíclico. En las figuras marcadas con b) se presenta la envolvente de la respuesta cíclica y el ensaye monótono correspondiente. Debido a que las respuestas cíclicas fueron sensiblemente simétricas, la envolvente cíclica considera sólo la parte positiva. Para hacer comparables los dos ensayos, en estas curvas se muestra, en el eje de las ordenadas, el esfuerzo cortante normalizado con la raíz cuadrada de la resistencia del concreto medida, obtenida con el promedio de tres cilindros ensayados a 28 días. En el eje de las abscisas se muestra la distorsión expresada en porcentaje. Se incluyen con marcadores los principales estados límite detectados durante el ensaye. Al final de cada serie de muros similares se incluye el estado de agrietamiento con el ancho de las grietas medido a la distorsión alcanzada durante los ensayos. Para los muros con cuantías de refuerzo equivalentes al 50% de la mínima establecida en el RDF, se incluye el estado de agrietamiento a la resistencia mientras que para los muros con cuantías de refuerzo equivalentes a la mínima, se presenta el estado de agrietamiento al final del ensaye.

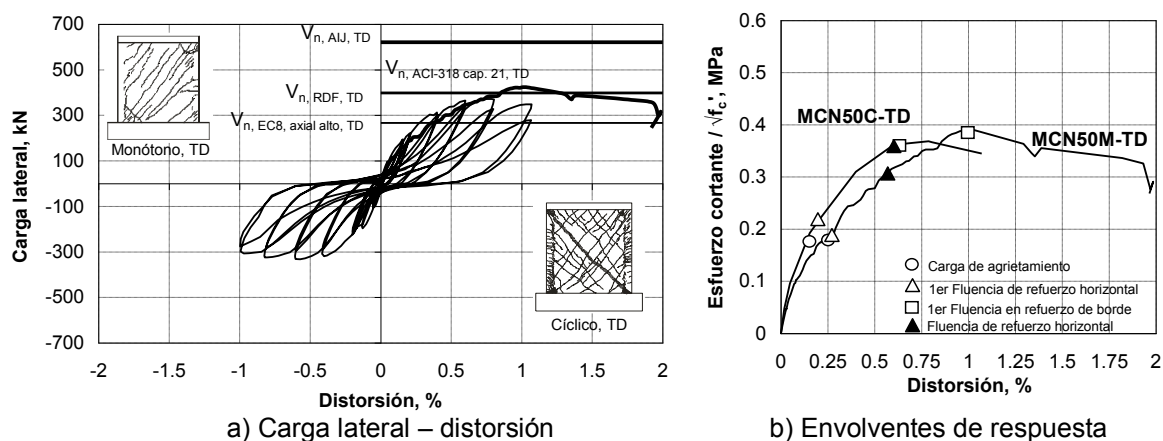
Como se aprecia en la tabla 4.2, en ambos ensayos (monótono y cíclico), las características de los muros (tipo de concreto, cuantías de refuerzo, relación de aspecto y detalles de refuerzo) fueron similares. En general, se presentaron grietas previas al ensaye de los muros, dichos agrietamientos y la descripción de la evolución del daño en cada muro se presenta en el apéndice S. En el capítulo cinco y apéndices T y U se analiza con detalle la información de los deformímetros.

Como se comentó en la sección 4.2.1 los muros fueron diseñados para fallar en cortante por tensión diagonal, no obstante, en los muros construidos con la cuantía de refuerzo mínimo establecida en las NTC-Concreto 2004 (MCN100C, MCC100C y MCA100C) se presentaron fallas por compresión diagonal, deslizamiento y compresión diagonal, respectivamente. En términos generales, el tipo de falla por cortante ya sea a tensión o compresión diagonal se reflejó con el adelgazamiento de los ciclos histeréticos cerca del origen. En todos los ensayos la respuesta fue sensiblemente simétrica en ambas direcciones de carga.

### Q.1 Muro MCN50C

El muro MCN50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. De manera similar al ensaye monótono comparable, en este muro se presentó una falla por tensión diagonal. En la figura Q.1 se muestran las curvas obtenidas. Como se comentó en la sección 4.1, en este ensaye se suspendió la prueba al alcanzar la resistencia (nivel de daño reparable) con el fin de rehabilitar el muro y reensayarlo en otra fase de la investigación. De la figura Q.1-a se observa una reducción de la carga lateral del muro ensayado cíclicamente (del orden de un 10%), con respecto al ensaye monótono comparable. Las resistencias calculadas conforme al RDF y ACI-318 cap. 21 fueron ligeramente mayores que la resistencia del ensaye cíclico. Las resistencias calculadas con el código europeo EC8 y con el reglamento Japonés AIJ fueron menor y mayor, respectivamente, que la resistencia del ensaye cíclico. De la figura Q.1-b se observa que no existen diferencias significativas en la resistencia al ser normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión con respecto a la figura Q.1-a. La rigidez inicial fue mayor en el ensaye cíclico. La carga de agrietamiento se presentó para una distorsión menor en el ensaye cíclico con respecto al ensaye monótono aunque para un esfuerzo cortante normalizado similar. La primer fluencia del refuerzo horizontal localizado sobre la diagonal principal se alcanzó después de la carga de

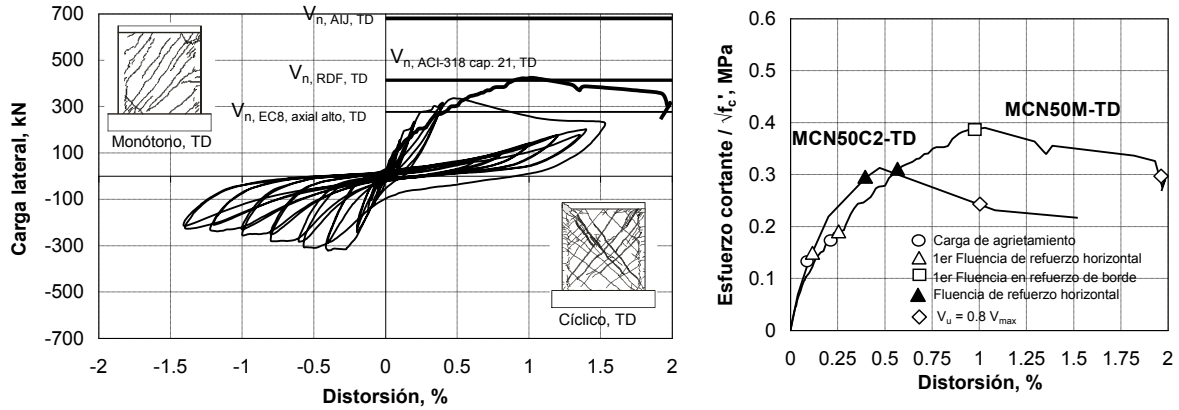
agrietamiento en ambos muros y para una distorsión cercana al 0.6% se presentó la fluencia de todo el refuerzo horizontal localizado sobre la diagonal principal. De igual manera, en ambos muros la primera fluencia del refuerzo vertical localizados en los bordes se alcanzó instantes previos antes de la resistencia. La distorsión a la resistencia fue menor en el ensaye cíclico con respecto al ensaye monótono. En ambos muros, una vez alcanzada la resistencia, la degradación de la capacidad de carga fue suave.



**Figura Q.1 Resultados del ensaye de los muros MCN50C y MCN50M**

Q.2 Muro MCN50C2

El muro MCN50C2 correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que se establece en las NTC-C, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. El muro fue la repetición del ensaye MCN50C. De manera similar al ensaye monótono comparable, en este muro se presentó una falla por tensión diagonal. En la figura Q.2 se muestran las curvas obtenidas. De la figura Q.2-a se observa una reducción de la carga lateral del muro ensayado cíclicamente (del orden de un 20%), con respecto al ensaye monótono comparable. Nuevamente, las resistencias calculadas conforme al RDF y ACI-318 cap. 21 fueron mayores que la resistencia del ensaye y las resistencias calculadas con el código europeo EC8 y con el reglamento Japonés AIJ fueron menor y mayor, respectivamente, que la resistencia del ensaye cíclico. De la figura Q.2-b se observa que no existen diferencias significativas en la resistencia al ser normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión. La rigidez inicial fue similar a la obtenida en el ensaye monótono. La carga de agrietamiento se presentó para una distorsión y esfuerzo cortante normalizado menores en el ensaye cíclico con respecto al ensaye monótono. La primera fluencia del refuerzo horizontal localizado sobre la diagonal principal se alcanzó inmediatamente después de la carga de agrietamiento en ambos muros. Para una distorsión cercana al 0.4% se presentó la fluencia de todo el refuerzo horizontal localizado sobre la diagonal principal en el ensaye cíclico. A diferencia del ensaye monótono, en el ensaye cíclico no se alcanzó la fluencia en el refuerzo vertical localizado en los bordes. La resistencia se alcanzó a una distorsión cercana al 0.5% en el ensaye cíclico mientras que en el monótono se alcanzó a una distorsión cercana al 1%. En ambos casos, la resistencia correspondiente al punto último ( $V_u = 0.8 V_{max}$ ) se presentó a una distorsión cercana al doble de la medida a la resistencia.

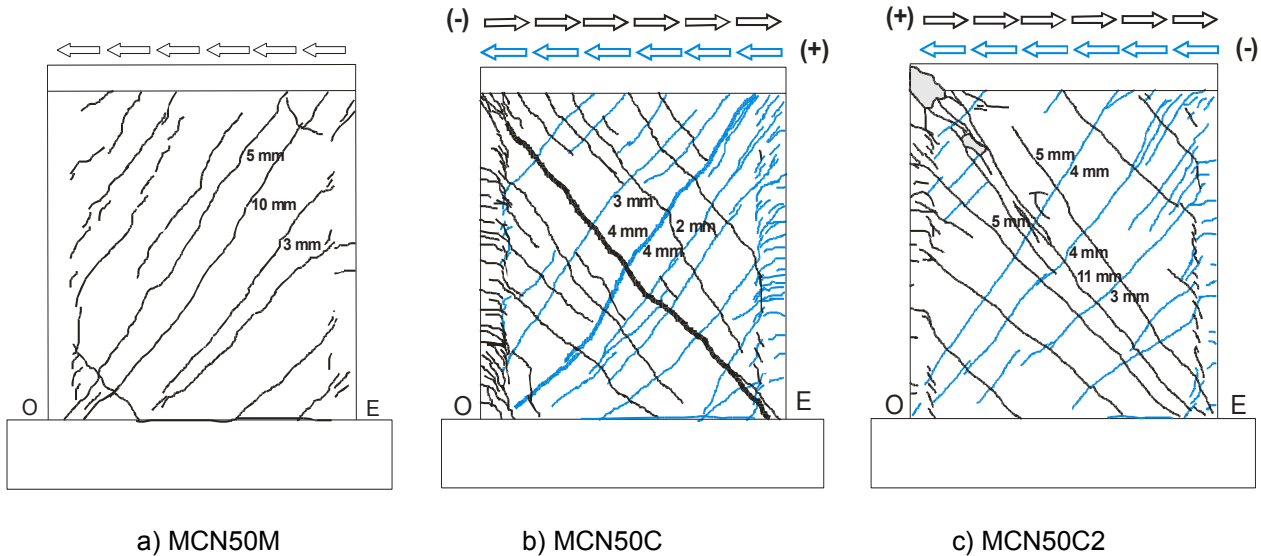


a) Carga lateral – distorsión

b) Envoltentes de respuesta

**Figura Q.2 Resultados del ensaye de los muros MCN50C2 y MCN50M**

En la figura Q.3 se presenta el agrietamiento de los muros ensayados de forma monótona (MCN50M) y cíclica (MCN50C y MCN50C2). El ancho de la grieta presentado, corresponde al medido a la resistencia en los tres ensayos. De la figura se observa que el agrietamiento fue distribuido en los muros, no obstante, en los muros ensayados cíclicamente, se observa un mayor agrietamiento en los elementos de borde con respecto al ensaye monótono. El ancho de la grieta a la resistencia fue mayor en el ensaye monótono con respecto al medido en los ensayos cíclicos.



a) MCN50M

b) MCN50C

c) MCN50C2

**Figura Q.3. Agrietamiento a la resistencia de los muros ensayados de forma monótona (MCN50M) y cíclica (MCN50C y MCN50C2)**

Q.3 Muro MCN100C

El muro MCN100C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que se establece en las NTC-C, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. En este muro se presentó una falla por compresión diagonal mientras que en el ensaye monótono comparable se presentó una falla en tensión diagonal. La resistencia del concreto medida a 28 días del muro ensayado cíclicamente fue de 17.8 MPa mientras que para el ensaye monótono del muro fue de 19.2

MPa (ver tabla 4.3). En la figura Q.4 se presentan las curvas obtenidas. De la figura Q.4-a se observa una reducción de la carga lateral del muro ensayado cíclicamente (del orden de un 24%), con respecto al ensaye monótono comparable. Las resistencias calculadas conforme al RDF y ACI-318 cap. 21 fueron mayores que la resistencia medida en el ensaye cíclico. Como se ha presentado en todos los ensayes anteriores, las resistencias calculadas con el código europeo EC8 y con el reglamento Japonés AIJ fueron menor y mayor, respectivamente, que la resistencia del ensaye cíclico. De la figura Q.4-b se observa nuevamente que la rigidez inicial fue mayor en el ensaye cíclico. La carga de agrietamiento se presentó para una distorsión similar en ambos ensayes. En el ensaye cíclico, la primera fluencia del refuerzo horizontal localizado sobre la diagonal principal se alcanzó poco antes de la resistencia a una distorsión cercana al 0.4% mientras que en el ensaye monótono se presentó a una distorsión cercana al 0.3%. En el ensaye cíclico no se alcanzó la fluencia en todas las barras horizontales de refuerzo mientras que en el ensaye monótono se presentó la fluencia en todas las barras después de alcanzar la resistencia. La distorsión a la resistencia fue menor en el ensaye cíclico con respecto al ensaye monótono. El tipo de falla no influyó de manera determinante en el comportamiento post-resistencia, en ambos muros, una vez alcanzada la resistencia, la degradación de la capacidad de carga fue suave. La carga correspondiente al punto último se obtuvo para una distorsión mayor en el ensaye monótono que en el cíclico.

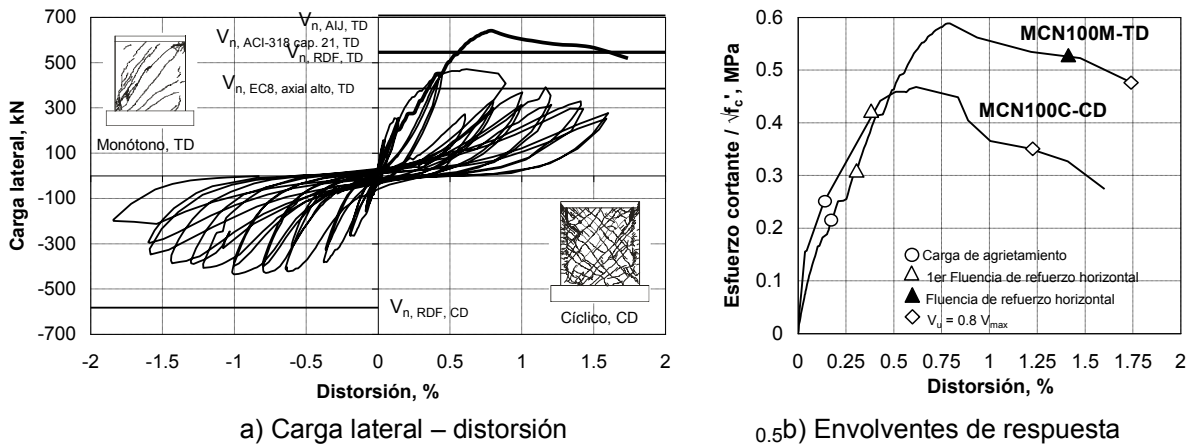
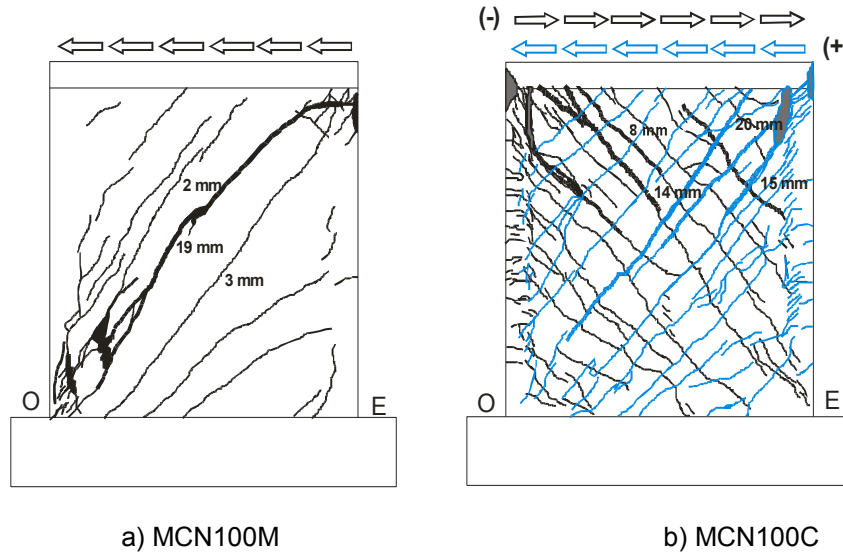


Figura Q.4 Resultados del ensaye de los muros MCN100C ( $f'_c = 17.8$  MPa) y MCN100M ( $f'_c = 19.2$  MPa)

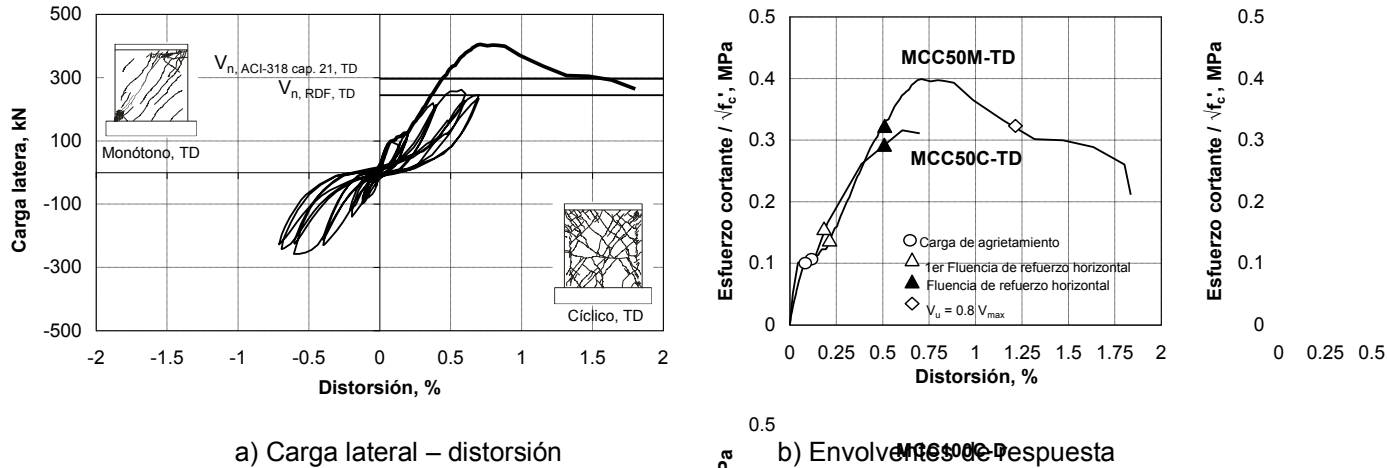
En la figura Q.5 se presenta el agrietamiento de los muros ensayados de forma monótona (MCN100M) y cíclico (MCN100C). El ancho de la grieta presentado, corresponde al medido al final del ensaye. De la figura se observa que el agrietamiento fue distribuido en los muros, no obstante, en los muros ensayados cíclicamente, se observa un mayor agrietamiento en los elementos de borde con respecto al ensaye monótono. El agrietamiento en el ensaye cíclico fue más distribuido con respecto al monótono. El ancho de la grieta al final del ensaye fue similar en ambos muros. Debido a la falla en compresión diagonal, en el ensaye cíclico, el ancho de las grietas fue mayor cerca de la parte superior del muro y fue decreciendo paulatinamente presentando una reducción significativa en la parte inferior del muro.



**Figura Q.5 Agrietamiento final de los muros ensayados de forma monótona (MCN100M) y cíclica (MCN100C)**

Q.4 Muro MCC50C

El muro MCC50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que se establece en las NTC-C, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. Para este muro, la resistencia medida del concreto a 28 días obtenida como el promedio del ensaye de tres cilindros fue de 11 MPa (110 kg/cm<sup>2</sup>). Esta fue la resistencia más baja medida en los ensayes (ver apéndice N). De manera similar al ensaye monótono comparable, en este muro se presentó una falla por tensión diagonal. En la figura Q.6 se muestran las curvas obtenidas. Como se comentó en la sección 4.1, en el ensaye cíclico se suspendió la prueba al alcanzar la resistencia (nivel de daño reparable) con el fin de rehabilitar el muro y reensayarlo en otra fase de la investigación. De la figura Q.6-a se observa una reducción de la carga lateral del muro ensayado cíclicamente (del orden de un 30%), con respecto al ensaye monótono comparable. Para el ensaye cíclico, la resistencia calculada conforme al RDF fue muy similar a la medida experimentalmente mientras que la resistencia calculada con el reglamento ACI-318 cap. 21 fue mayor. Al igual que en los ensayes monótonos, para los reglamentos EC8 y AIJ no se calcularon las resistencias nominales debido a que no se encontraron lineamientos establecidos para concreto de peso ligero. De la figura Q.6-b se observa que no existen diferencias significativas en la resistencia al ser normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión. En la figura se observa mucha similitud en los puntos correspondientes a la carga de agrietamiento, primer fluencia del refuerzo horizontal y fluencia de todo el refuerzo horizontal. Para los tres puntos, la distorsión y esfuerzo cortante normalizado son similares en ambos ensayes. La distorsión a la resistencia fue menor en el ensaye cíclico que en el ensaye monótono.

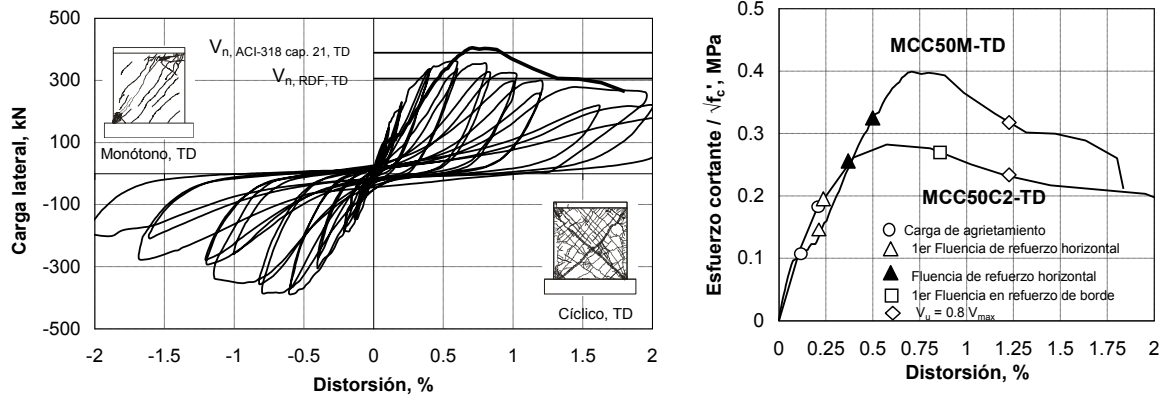


**Figura Q.6 Resultados del ensayo de los muros MCC50C y MCC50M**

**Q.5 Muro MCC50C2**

El muro MCC50C2 correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que se establece en las NTC-C, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. Para este muro, la resistencia medida del concreto a 28 días obtenida como el promedio del ensayo de tres cilindros fue de 29.2 MPa (292 kg/cm<sup>2</sup>). Esta fue la resistencia más alta medida en los ensayos (ver apéndice F). De manera similar al ensayo monótono comparable, en este muro se presentó una falla por tensión diagonal. En la figura Q.7 se muestran las curvas obtenidas. De la figura Q.7-a se observa, para el sentido positivo de la carga, una reducción de la carga lateral del muro ensayado cíclicamente (del orden de un 7%), con respecto al ensayo monótono comparable. Para el sentido negativo de la carga, las resistencias fueron similares. Las resistencias calculadas conforme al RDF y ACI-318 cap. 21 fueron, menor y mayor, respectivamente, que la resistencia del ensayo cíclico. De la figura Q.7-b se observa una diferencia significativa en los valores máximos de las curvas, lo anterior debido a la diferencia en la resistencia medida en el concreto (16.5 MPa en el ensayo monótono y 29.2 MPa en el ensayo cíclico). La rigidez inicial fue mayor en el ensayo monótono. La carga y distorsión de agrietamiento fueron menores en el ensayo monótono. La primera fluencia del refuerzo horizontal localizado sobre la diagonal principal se alcanzó después de la carga de agrietamiento en ambos muros y para una distorsión cercana al 0.25%. La fluencia de todo el refuerzo horizontal localizado sobre la diagonal principal se alcanzó para una distorsión cercana al 0.4% en el ensayo cíclico y para una distorsión de 0.5% en el ensayo monótono. En el ensayo cíclico se alcanzó la resistencia a una distorsión cercana al 0.6% mientras que en el monótono a una distorsión alrededor del 0.7%. La primera fluencia en el refuerzo de borde se presentó en el ensayo cíclico después de la resistencia a una distorsión cercana a 0.85%. La caída de la carga después de alcanzar la resistencia fue más abrupta en el ensayo monótono. El punto último se presentó en ambos muros para una distorsión cercana a 1.25%.



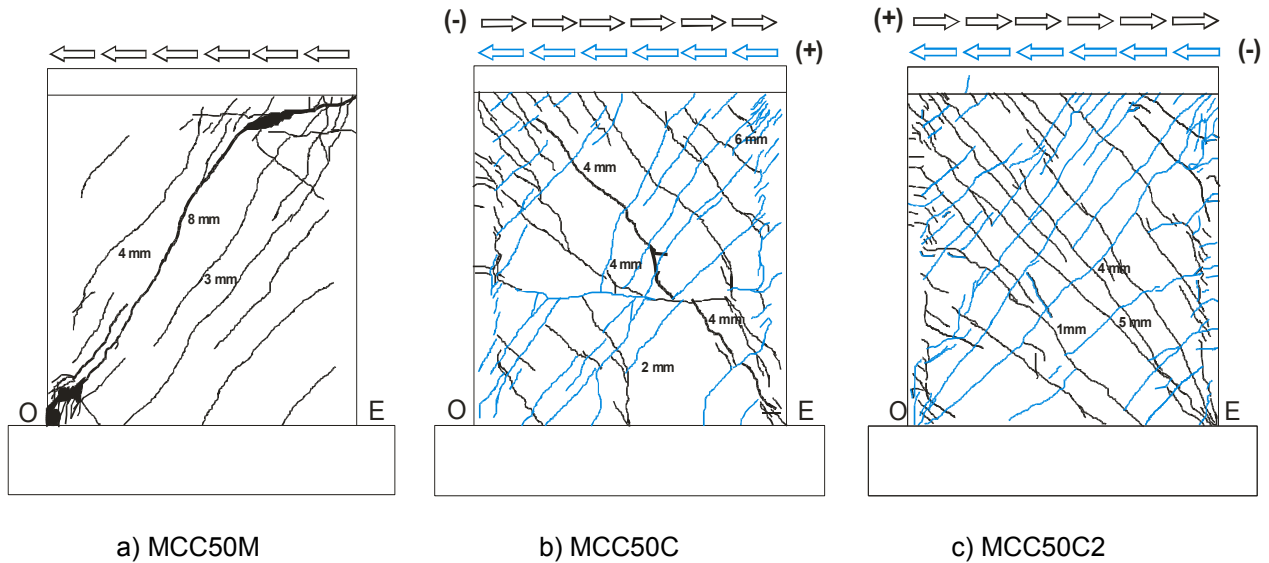


a) Carga lateral – distorsión

b) Envolturas de respuesta

**Figura Q.7 Resultados del ensayo de los muros MCC50C2 y MCC50M**

En la figura Q.8 se presenta el agrietamiento de los muros ensayados de forma monótona (MCC50M) y cíclica (MCC50C y MCC50C2). El ancho de la grieta presentado, corresponde al medido a la resistencia. De la figura se observa que el agrietamiento fue distribuido en los muros, no obstante, al igual que en los muros comparables construidos con concreto de peso normal, en los muros ensayados cíclicamente, se observa un mayor agrietamiento en los elementos de borde con respecto al ensayo monótono. El ancho de la grieta medido fue menor en los ensayos cíclicos que en el ensayo monótono.



a) MCC50M

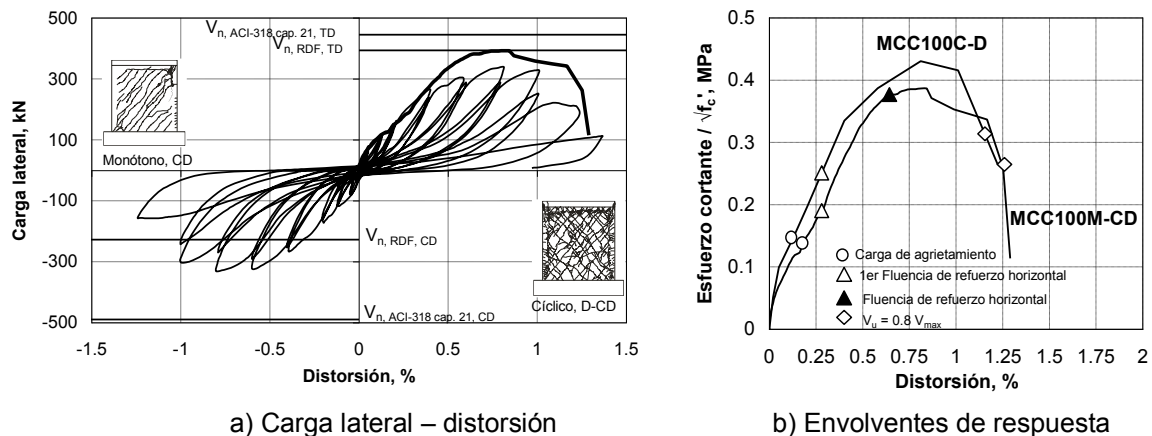
b) MCC50C

c) MCC50C2

**Figura Q.8 Agrietamiento a la resistencia de los muros ensayados de forma monótona (MCC50M) y cíclica (MCC50C y MCC50C2)**

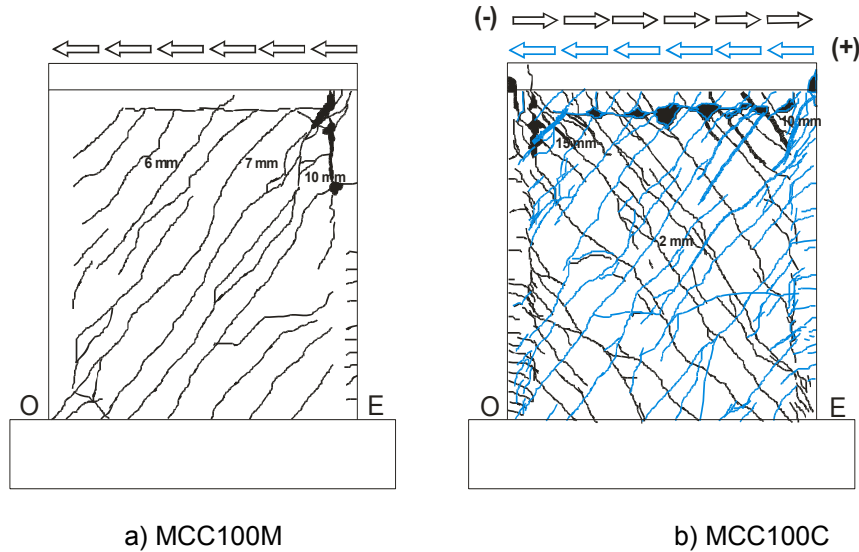
Q.6 Muro MCC100C

El muro MCC100C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que se establece en las NTC-C, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. Como se apuntó previamente en el ensaye MCC50C, para este muro, la resistencia medida del concreto a 28 días obtenida como el promedio del ensaye de tres cilindros fue la mas baja, 11 MPa (110 kg/cm<sup>2</sup>, ver apéndice F). A diferencia del ensaye monótono que falló por compresión diagonal, en este muro se presentó una falla por deslizamiento combinado con cortante por compresión diagonal en la parte superior del muro. En la figura Q.9 se muestran las curvas obtenidas. Sin dejar de lado la diferencia en el modo de falla en ambos ensayes, de la figura Q.9-a se observa una reducción de la carga lateral del muro ensayado cíclicamente (del orden de un 10%), con respecto al ensaye monótono comparable. Para la falla por cortante a tensión diagonal, las resistencias calculadas conforme al RDF y ACI-318 cap. 21 fueron mayores que la resistencia del ensaye cíclico. Para la falla por compresión diagonal, la resistencia calculada conforme al RDF fue menor que la resistencia medida mientras que la resistencia calculada de acuerdo con el ACI-318 cap. 21 fue mayor que resistencia medida en el ensaye cíclico. De la figura Q.9-b se observa que al presentar una resistencia del concreto baja en el ensaye monótono, el esfuerzo cortante normalizado calculado fue mayor en el ensaye cíclico con respecto al ensaye monótono. En ambos muros, la carga de agrietamiento y la primer fluencia del refuerzo horizontal localizados sobre la diagonal principal se presentaron a distorsiones similares (0.15% y 0.25%, respectivamente). En el ensaye monótono se presentó la fluencia de todo el refuerzo horizontal sobre la diagonal principal a una distorsión de 0.65%, un poco antes de alcanzar la resistencia. En ambos muros la resistencia se presentó a una distorsión cercana al 0.80% y una vez alcanzado este punto la degradación de la resistencia fue similar obteniéndose el punto último a una distorsión cercana a 1.20%.



**Figura Q.9 Resultados del ensaye de los muros MCC100C y MCC100M**

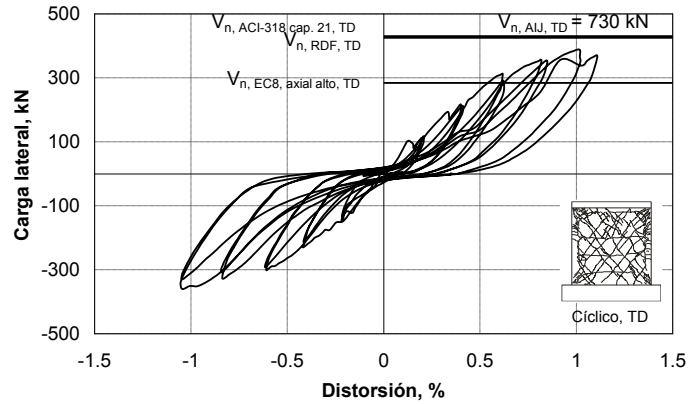
En la figura Q.10 se presenta el agrietamiento de los muros ensayados de forma monótona (MCC100M) y cíclica (MCC100C). El ancho de la grieta presentado, corresponde al medido al final del ensaye. De la figura se observa que el agrietamiento fue distribuido en los muros, no obstante, nuevamente, en los muros ensayados cíclicamente, se observa un mayor agrietamiento en los elementos de borde con respecto al ensaye monótono. El ancho de la grieta al final del ensaye fue similar en ambos muros. Al igual que en el ensaye cíclico del muro MCN100C, en este ensaye cíclico, el ancho de las grietas fue mayor cerca de la parte superior del muro y fue decreciendo paulatinamente presentando una reducción significativa en la parte inferior del muro.



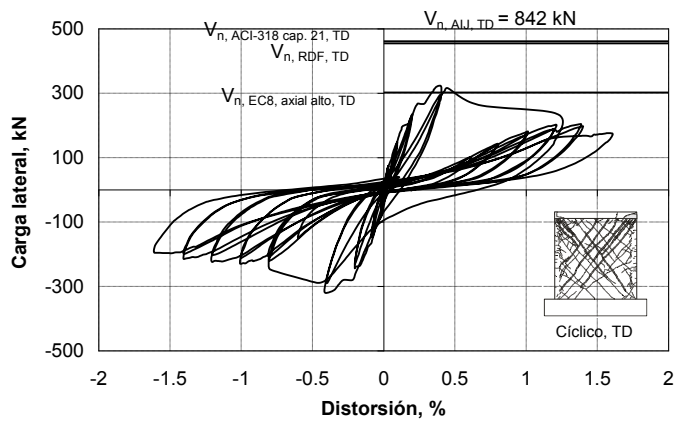
**Figura Q.10 Agrietamiento final de los muros ensayados de forma monótona (MCC100M) y cíclica (MCC100C)**

Q.7 Muros MCA50C y MCA50C2

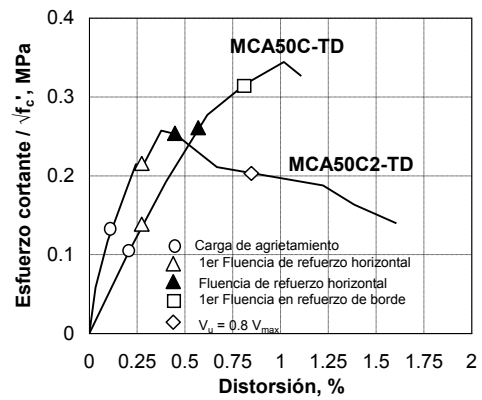
El muro MCA50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que se establece en las NTC-C, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. El muro MCA50C2 consistió en una repetición del ensayo MCA50C. En ambos muros se presentó una falla por tensión diagonal. En la figura Q.11 se muestran las curvas obtenidas. Como se comentó en la sección 4.1, en este ensaye se suspendió la prueba al alcanzar la resistencia (nivel de daño reparable) con el fin de rehabilitar el muro y reensayarlo en otra fase de la investigación. De esta serie de muros de concreto autocompactable no se realizó el ensayo monótono considerando que el comportamiento de los muros construidos de concreto de peso normal sería similar. De la figura Q.11-a y b se observa que las resistencias calculadas conforme al RDF, ACI-318 cap. 21 y AIJ fueron mayores que la resistencia medida en los ensayos cíclicos. Las resistencias calculadas con el código europeo EC8 fue menor que la resistencia medida en el ensayo MCA50C y muy similar a la medida en el ensayo MCA50C2. De la figura Q.11-c se observa que la rigidez inicial fue mayor en el ensayo MCA50C2. La carga de agrietamiento se presentó para una distorsión menor en el ensayo MCA50C2 (0.15%) y a un esfuerzo cortante normalizado mayor con respecto a ensayo MCA50C. En ambos casos, la primera fluencia del refuerzo horizontal localizado sobre la diagonal principal se alcanzó después de la carga de agrietamiento y para una distorsión cercana al 0.25%. La fluencia de todo el refuerzo horizontal se alcanzó en ambos ensayos para una distorsión cercana al 0.50%, no obstante, mientras que en el ensayo MCA50C se presentó antes de la resistencia, en el ensayo MCA50C2 se alcanzó después de la resistencia. En el muro MCA50C se presentó la primera fluencia en el refuerzo de borde antes de alcanzar la resistencia. La distorsión a la resistencia fue mucho menor en el muro MCA50C2 (0.40%) con respecto al ensayo del muro MCA50C (1%). Después de alcanzar la resistencia, en el muro MCA50C2 se presentó una degradación rápida de la carga.



a) Carga lateral – distorsión, MCA50C



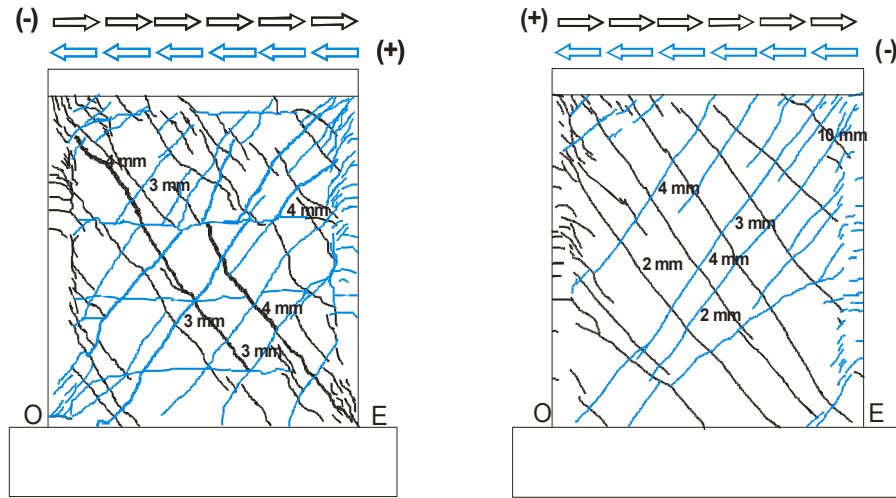
b) Carga lateral – distorsión, MCA50C2



c) Envoltentes de respuesta

**Figura Q.11 Resultados del ensayo de los muros MCA50C y MCA50C2**

En la figura Q.12 se presenta el agrietamiento de los muros ensayados de forma cíclica (MCA50C) y (MCA50C2). El ancho de la grieta presentado, corresponde al medido a la resistencia. De la figura se observa que la densidad del agrietamiento fue mayor en el muro MCA50C. En la parte central del alma de los muros, el ancho de los agrietamientos fue similar pero en los extremos superiores, el ancho de las grietas fue mayor en el ensayo MCA50C2.



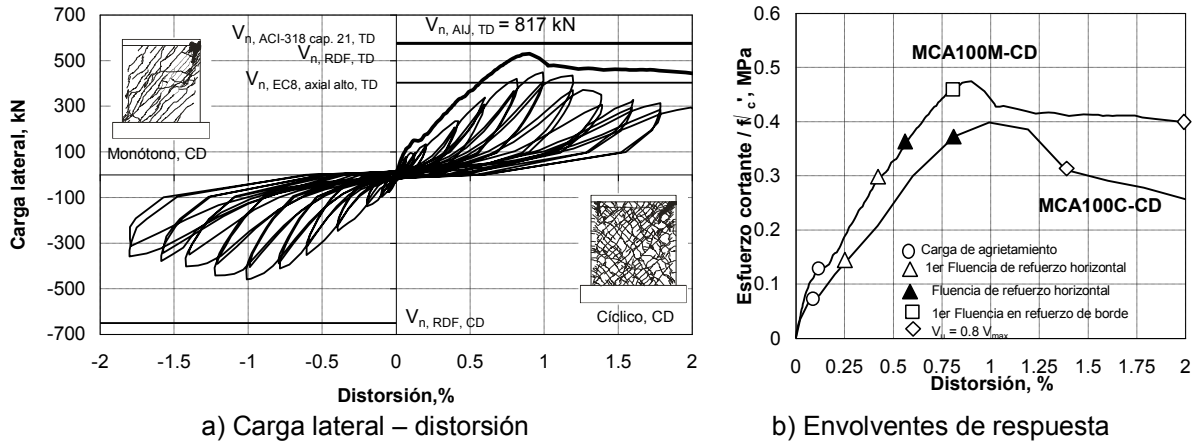
a) MCA50C

b) MCA50C2

**Figura Q.12 Agrietamiento a la resistencia de los muros ensayados de forma cíclica (MCA50C) y (MCA50C2)**

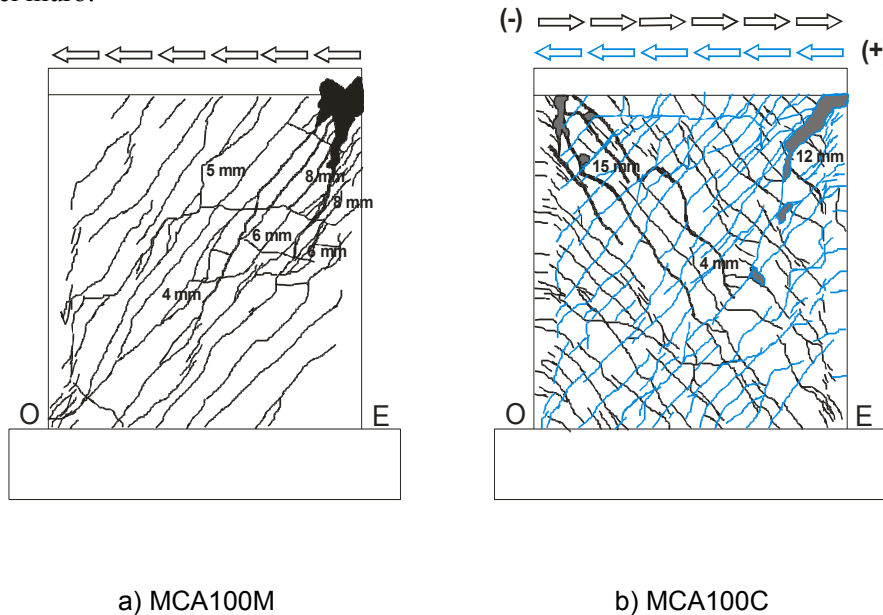
Q.8 Muro MCA100C

El muro MCA100C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que se establece en las NTC-C, construido con concreto de peso autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. De manera similar al ensaye monótono comparable, en este muro se presentó una falla por compresión diagonal. En la figura Q.13 se muestran las curvas obtenidas. De la figura Q.13-a se observa una reducción de la carga lateral del muro ensayado cíclicamente (del orden de un 12%), con respecto al ensaye monótono comparable. Las resistencias calculadas conforme al RDF, ACI-318 cap. 21 y AIJ para las fallas por tensión o compresión diagonal fueron mayores que las medidas en el ensaye cíclico. La resistencia calculada para la falla por tensión diagonal con el código europeo EC8 fue ligeramente menor que la resistencia medida en el ensaye cíclico. De la figura Q.13-b se observa que no existen diferencias significativas en la resistencia al ser normalizada con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión. La rigidez inicial fue un poco mayor en el ensaye monótono. La carga de agrietamiento se presentó para una distorsión cercana a 0.15% en ambos ensayes; no obstante, la resistencia normalizada fue mayor en el ensaye monótono. La primera fluencia del refuerzo horizontal localizado sobre la diagonal principal se alcanzó a una distorsión y esfuerzo cortante normalizado menores en el ensaye cíclico. En ambos muros se alcanzó la fluencia de todo el refuerzo horizontal localizado en la diagonal principal antes de la resistencia. En el ensaye monótono se presentó la primera fluencia en el refuerzo del borde antes de alcanzar la resistencia. La distorsión a la resistencia fue cercana al 1% en ambos ensayes. Una vez alcanzada la resistencia la degradación fue mayor en el ensaye cíclico. El punto último correspondiente a  $V_u = 0.8 V_{max}$  se obtuvo a una distorsión cercana a 1.4% en el ensaye cíclico mientras que en el ensaye monótono se alcanzó a una distorsión cercana al 2.0%.



**Figura Q.13 Resultados del ensaye de los muros MCA100M y MCA100C**

En la figura Q.14 se presenta el agrietamiento de los muros ensayados de forma monótona (MCA100M) y cíclica (MCA100C). El ancho de la grieta presentado, corresponde al medido al final del ensaye. De la figura se observa que el agrietamiento fue distribuido en los muros. Al igual que en todos los ensayos cíclicos, se observa un mayor agrietamiento en los elementos de borde con respecto al ensaye monótono. El ancho de la grieta al final del ensaye fue menor en el ensaye monótono. Al igual que en los ensayos anteriores que presentaron falla por compresión diagonal, el ancho de las grietas fue mayor cerca de la parte superior del muro y fue decreciendo paulatinamente presentando una reducción significativa en la parte inferior del muro.

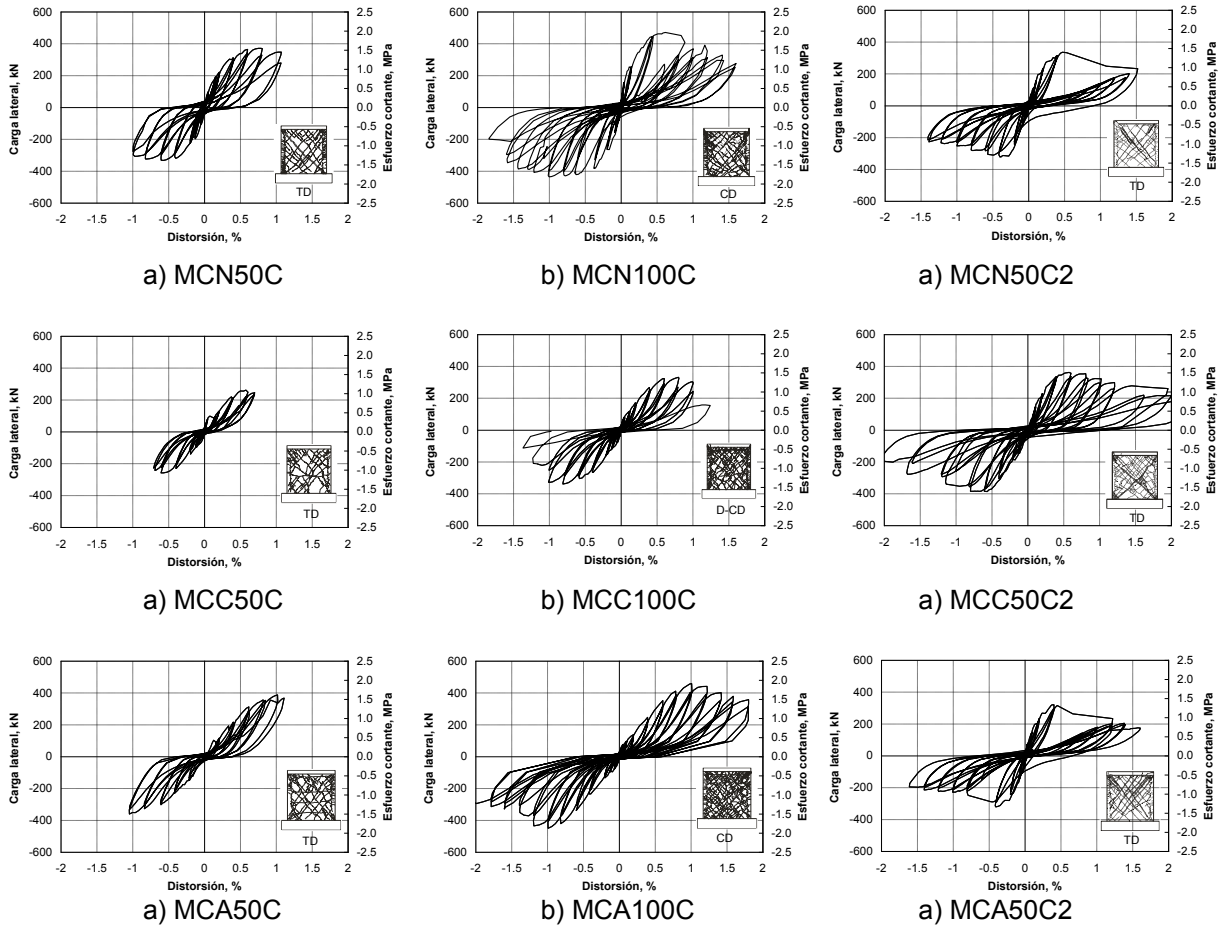


**Figura Q.14 Agrietamiento al final de los muros ensayados de forma monótona (MCA100M) y cíclica (MCA100C)**

**Q.9 Comparación entre ensayos cíclicos de muros de concreto**

En la figura Q.15 se presentan las curvas de comportamiento carga lateral - distorsión obtenidas en los nueve ensayos cíclicos realizados en la etapa I-b de la investigación. Se incluyen los resultados de los muros construidos con los tres tipos de concreto (de peso normal, celular y autocompactable). Como se

comentó en las secciones Q.1 a Q.8, todos los muros reforzados con el 50% de la cuantía que se establece en las NTC-Concreto presentaron falla por cortante en tensión diagonal mientras que los reforzados con el 100% fallaron por compresión diagonal o cortante por compresión en la interfase muro – trabe de liga. Debido a la falla en cortante, en la figura Q.15 se observa que las curvas de comportamiento muestran estrangulamiento de los ciclos histeréticos cerca del origen. De la figura se observa la mayor resistencia de los muros construidos con el refuerzo mínimo que se establece en el reglamento con respecto a los muros construidos con el 50% del refuerzo mínimo. En los muros construidos con una cuantía equivalente al 50% del refuerzo mínimo se observan ciclos estables de comportamiento en la etapa post-resistencia. En el muro construido con concreto celular y refuerzo en el alma equivalente a la cuantía mínima de refuerzo (MCC100C), se presentó una degradación rápida de la carga lateral en el comportamiento post-resistencia.



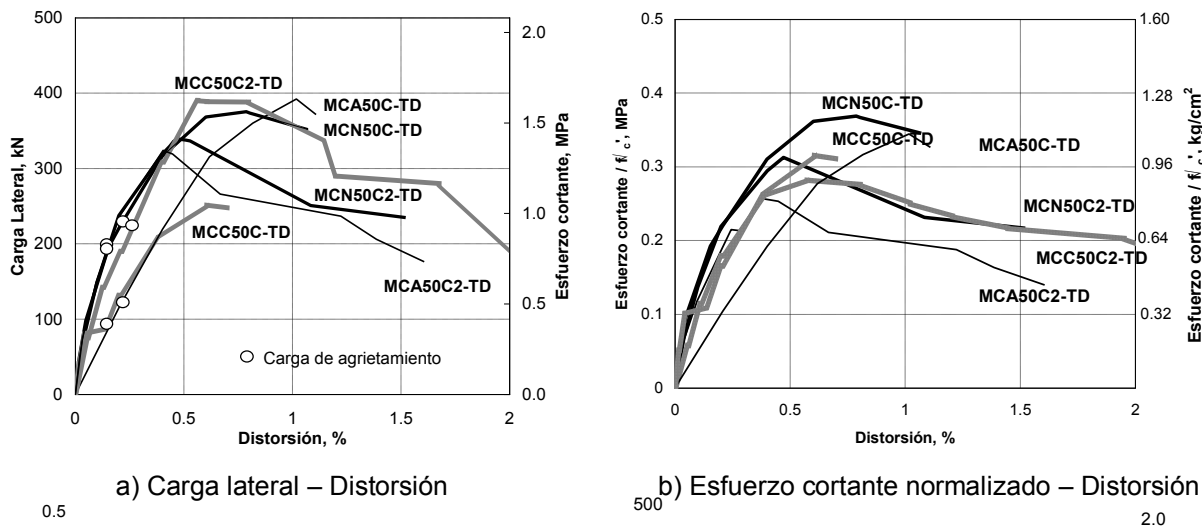
**Figura Q.15 Curvas carga lateral – distorsión de los muros ensayados cíclicamente**

En la figura Q.16 y Q.17 se presentan las envolventes de respuesta de los ensayos cíclicos para los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% y 100%, respectivamente, de la mínima establecida en las NTC-Concreto, 2004. Se incluyen las curvas carga lateral – distorsión y esfuerzo cortante normalizado – distorsión. En las figuras se incluye el tipo de falla observado y la presencia de la carga de agrietamiento obtenida en los ensayos. Debido a que las respuestas cíclicas fueron sensiblemente simétricas, las envolventes sólo consideran la parte positiva. La falla por tensión diagonal está representada por la abreviatura TD mientras que la falla por compresión diagonal por CD. La nomenclatura de las figuras presentadas con el marcador (a) es similar a la utilizada en las gráficas de la sección 4.3, Para las figuras presentadas con el marcador (b), en el eje de las ordenadas se presenta el esfuerzo cortante normalizado con la raíz cuadrada de la resistencia medida en el concreto. Puesto que los ensayos se realizaron a los

pocos días una vez alcanzada la resistencia del concreto, se usó la resistencia del concreto obtenida con el promedio a 28 días del ensayo de tres cilindros.

En la figura Q.16 se presentan los resultados de los ensayos de muros construidos con una cuantía equivalente al 50% de la mínima. Se incluyen los resultados de los muros construidos con los tres tipos de concreto: de peso normal, celular y autocompactable. De la figura Q.16-a se observa que el esfuerzo cortante varió entre 1.0 y 1.7 MPa (10 y 17 kg/cm<sup>2</sup>). En los seis muros se presentó una falla asociada a la tensión diagonal. La rigidez inicial de los muros ensayados fue similar a excepción del muro MCA50C donde se obtuvo una menor rigidez. La distorsión al agrietamiento varió aproximadamente entre 0.1 y 0.2%. La carga fue cercana a los 200 kN excepto en los muros MCC50C y MCA50C donde fue cercana a los 100 kN. La distorsión a la resistencia estuvo entre 0.4% y 1%. No se encontró evidencia de influencia del tipo de concreto en la distorsión a la resistencia. Después de la resistencia los muros desarrollaron cierta ductilidad de cortante antes de la falla. Como se comentó en la sección 4.1, en los ensayos MCN50C, MCC50C y MCA50C se limitó la ductilidad a un nivel de daño reparable para rehabilitar y reensayar nuevamente los muros en otra fase de la investigación.

De la figura Q.16-b se observa que al normalizar las curvas con el cociente entre el esfuerzo cortante y la raíz cuadrada de la resistencia medida a compresión del concreto, cambian significativamente las curvas de los muros construidos con concreto celular. En los muros restantes no se aprecian diferencias significativas. De manera similar al comportamiento observado en los ensayos monótonos, después de la carga de agrietamiento, para una distorsión cercana al 0.15%, las curvas de los muros de concreto celular y autocompactable se encuentran por debajo de las curvas de los muros construidos de concreto de peso normal.

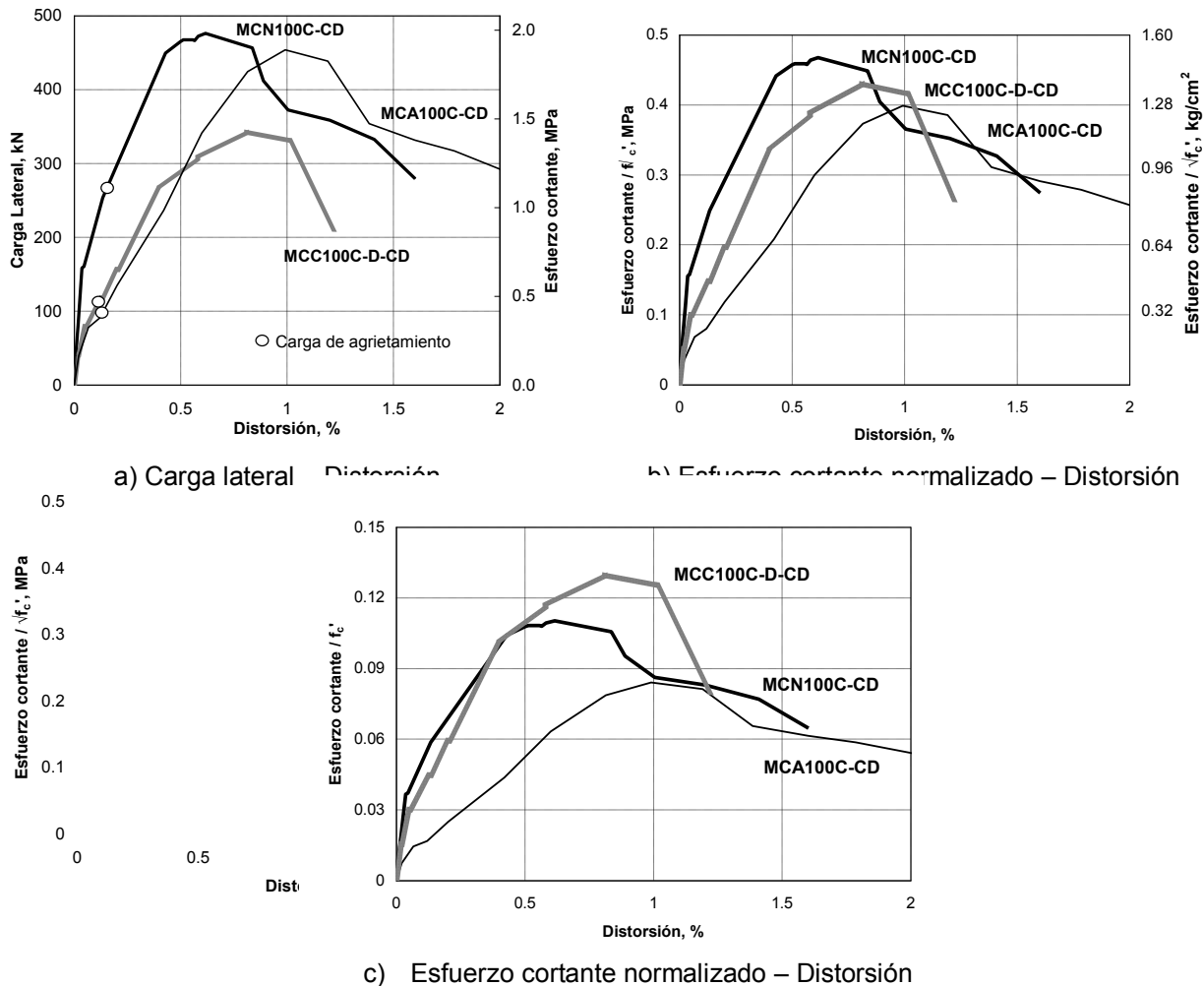


**Figura Q.16** Envolventes de respuesta de los ensayos cíclicos para los muros reforzados con una cuantía equivalente al 50% de la mínima establecida en las NTC-Concreto, 2004

En la figura Q.17 se presentan los resultados de los ensayos de muros construidos con una cuantía equivalente a la mínima. Se incluyen los resultados de los muros construidos con los tres tipos de concreto: de peso normal, celular y autocompactable. De la figura Q.17-a se observa que el esfuerzo cortante varió entre 1.35 y 1.9 MPa (13.5 y 19 kg/cm<sup>2</sup>). En los tres muros se presentó una falla asociada a la compresión diagonal aunque en el muro MCA100C la falla estuvo combinada con deslizamiento en la interfase trabe de liga - muro. La rigidez inicial del muro construido con concreto de peso normal fue mayor. La carga de agrietamiento se presentó a una distorsión cercana al 0.1% en todos los casos. La carga de agrietamiento fue mucho mayor en el muro de concreto de peso normal. La distorsión a la resistencia estuvo entre 0.6% y 1%. Después de la resistencia el muro de concreto celular presentó una



degradación de la resistencia mayor. De la figura Q.17-b se observa que el esfuerzo cortante normalizado con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión medida del concreto fue mayor en el muro de concreto de peso normal. De manera similar al comportamiento observado en los ensayos monótonos, después de la carga de agrietamiento, las curvas de los muros de concreto celular y autocompactable se encuentran por debajo de la curva del muro construido de concreto de peso normal. En la figura Q. 17-c se presenta el esfuerzo cortante normalizado con la resistencia a compresión del concreto medida. Se incluyó esta figura debido a que tiene más sentido físico dicha normalización al controlar  $f_c'$  el tipo de falla por cortante en compresión diagonal. De la figura se observa que para distorsiones menores que 0.50%, el comportamiento de los muros construidos con concretos de peso normal y celular fue similar. La resistencia normalizada fue mayor en el muro construido con concreto celular y menor en el construido con concreto autocompactable.



**Figura Q.17 Envoltentes de respuesta de los ensayos cíclicos para los muros reforzados con una cuantía equivalente al 100% de la mínima establecida en las NTC-Concreto, 2004**

En la figura Q.18 se presenta el agrietamiento a la resistencia de los muros. En la figura se incluye en ancho de los agrietamientos registrados. En los nueve ensayos se presentaron agrietamientos con una inclinación aproximada de 45° con respecto a la base de los muros. Se observa una mayor cantidad de grietas en los muros construidos con la cuantía mínima que se establece en las NTC-Concreto, 2004 en comparación con los muros construidos con el 50% de la cuantía mínima. El ancho promedio de los agrietamientos fue de 4 mm, sin embargo, en los muros MCN50C2 y MCA50C2 se registraron agrietamientos del orden de 10 mm.

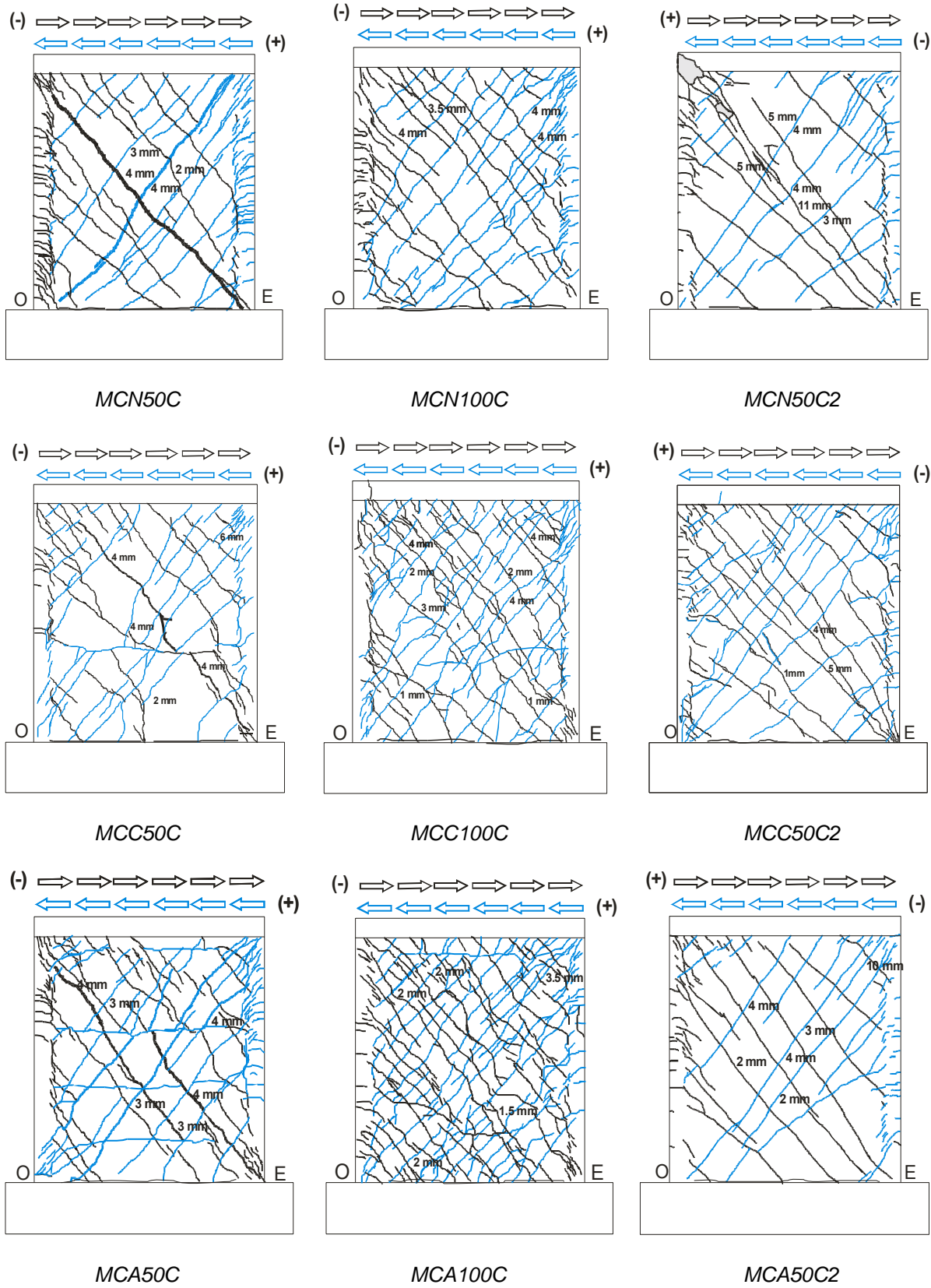
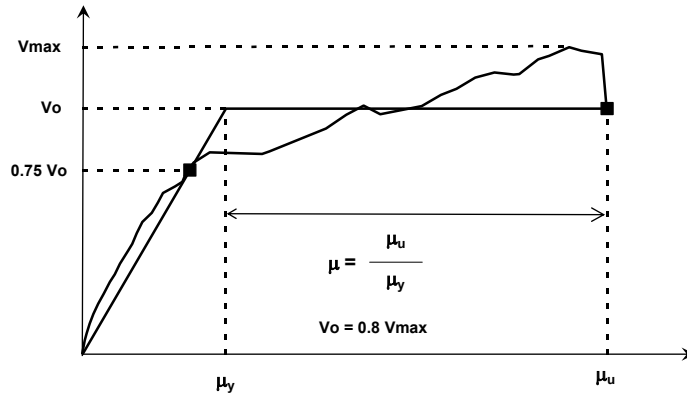


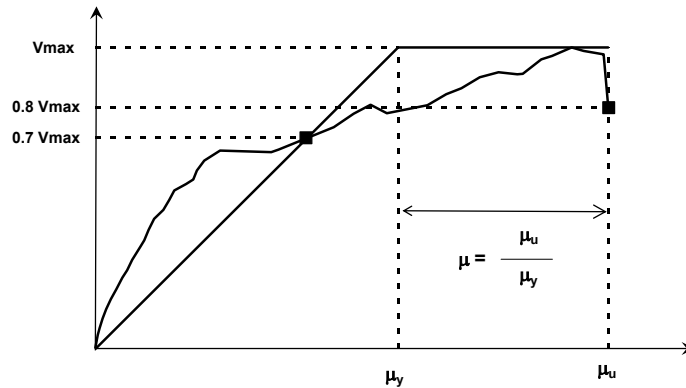
Figura Q.18 Agrietamiento a la resistencia de los muros ensayados en forma cíclica

**Apéndice R. Ductilidad de los muros de concreto**

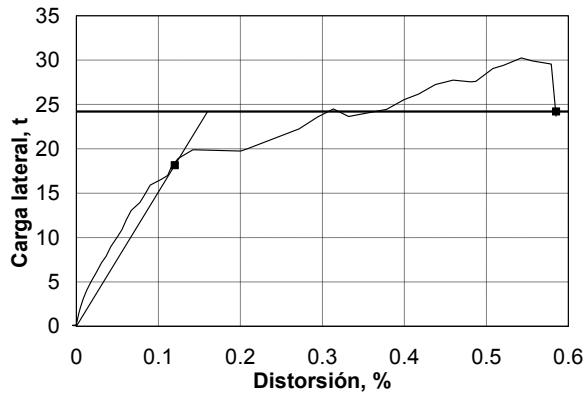
En este apéndice se presenta el procedimiento para calcular la ductilidad de los muros de concreto ensayados empleando los criterios de Park (Paulay y Priestley, 1992) además del sugerido por Sezen y Moehle (2004). En las figuras R.1 y R.2 se presenta el procedimiento para calcular la ductilidad con ambos criterios. En ambos procedimientos se establece como distorsión última el valor correspondiente a una degradación de la resistencia del 20%. La diferencia radica en la determinación del punto de fluencia o agrietamiento. En el procedimiento de Park, el punto de fluencia esta asociado a la rigidez secante que interseca el 75% de la resistencia  $V_o$ , la cual, es equivalente al 80% de la resistencia  $V_{max}$ . De esta forma, el punto de fluencia esta asociado a la rigidez secante que interseca el 60% de la resistencia y es medido al cruzar con el 80% de la resistencia. En el procedimiento de Sezen, el punto de fluencia esta asociado a la rigidez secante que interseca el 70% de la resistencia y es medido al cruzar la resistencia. Debido a lo anterior, no son de extrañar valores de ductilidad menores al emplear el procedimiento de Sezen y Moehle en comparación con los calculados con el procedimiento de Park para todos los casos. En las figuras R.3 a R.16 se presentan las ductilidades calculadas para cada muro.



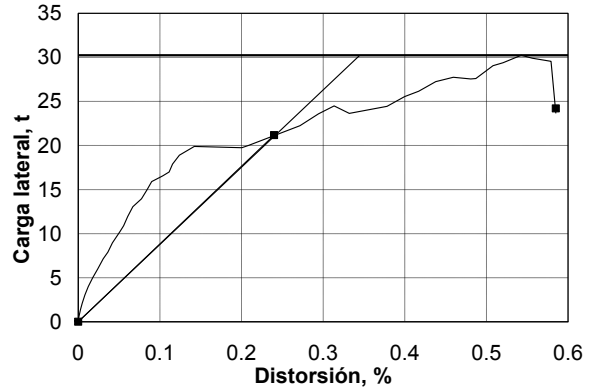
**Figura R.1 Cálculo de la ductilidad equivalente según el criterio de Park**



**Figura R.2 Cálculo de la ductilidad equivalente según el criterio de Sezen y Moehle**

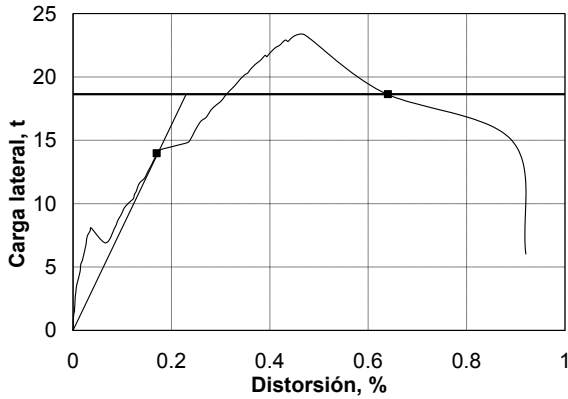


a) Park, 3.66

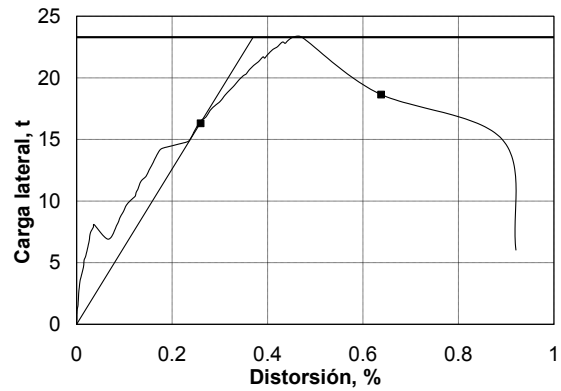


b) Sezen, 1.69

**Figura R.3 Ductilidad del muro MCN0M**

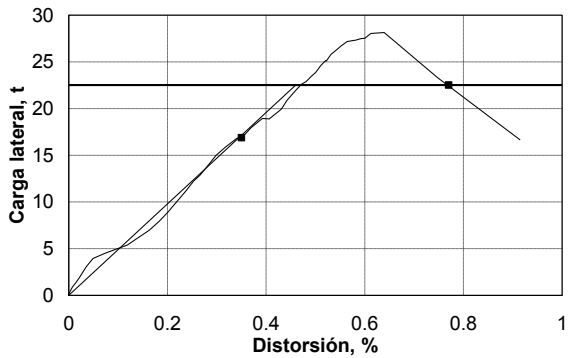


a) Park, 2.78

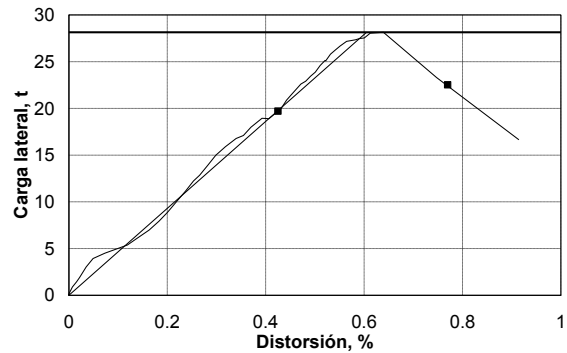


b) Sezen, 1.72

**Figura R.4 Ductilidad del muro MCC0M**



a) Park, 1.67



b) Sezen, 1.27

**Figura R.5 Ductilidad del muro MCA0M**

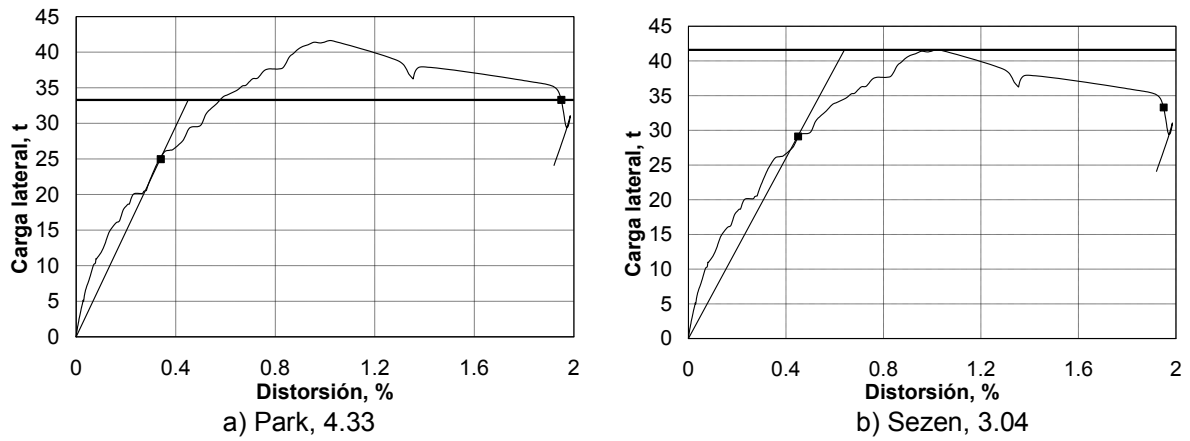


Figura R.6 Ductilidad del muro MCN50M

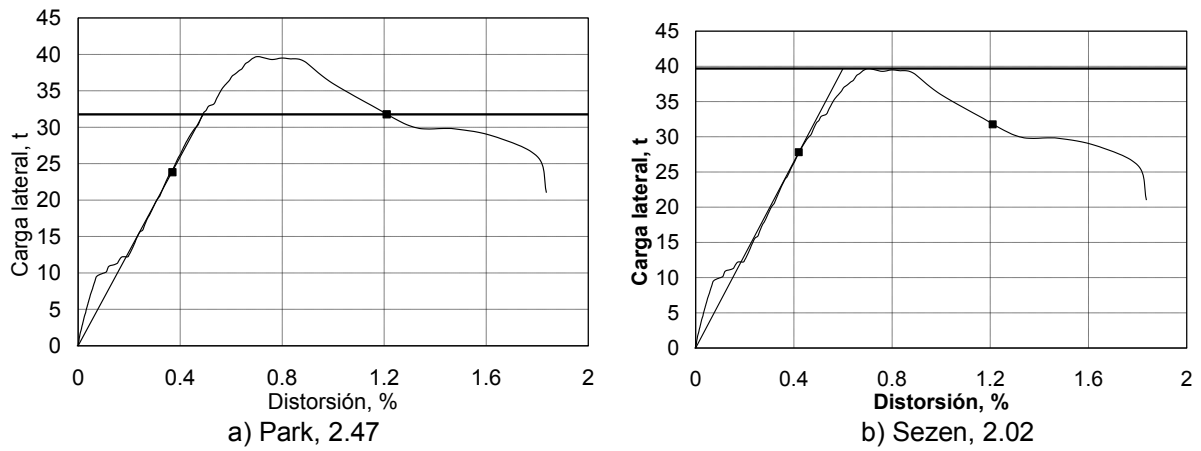
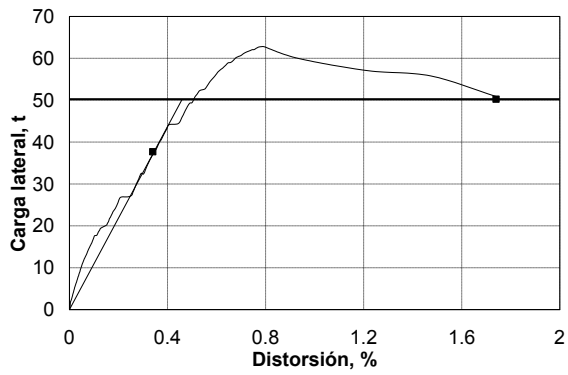
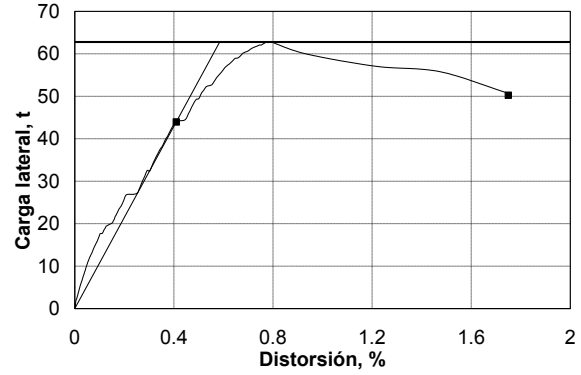


Figura R.7 Ductilidad del muro MCC50M

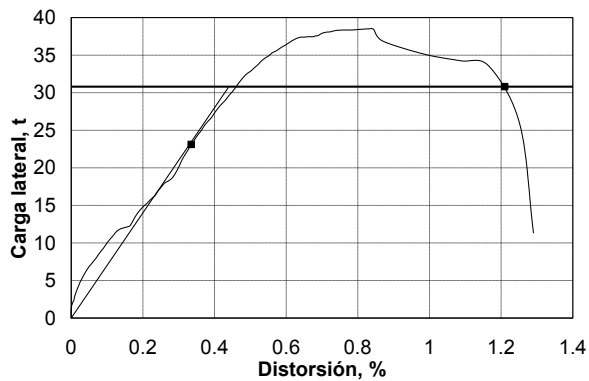


a) Park, 3.78

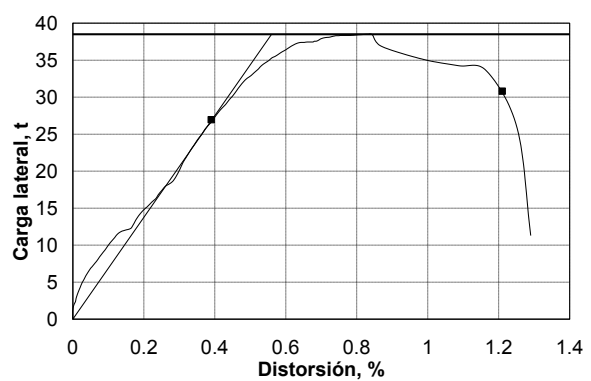


b) Sezen, 2.99

**Figura R.8 Ductilidad del muro MCN100M**

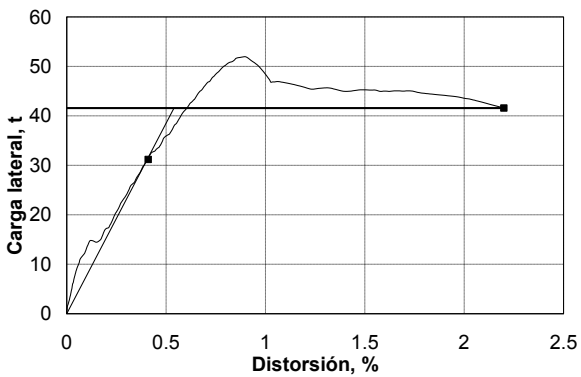


a) Park, 2.75

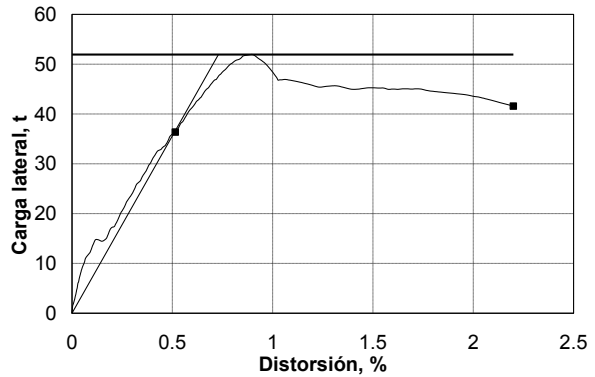


b) Sezen, 2.16

**Figura R.9 Ductilidad del muro MCC100M**

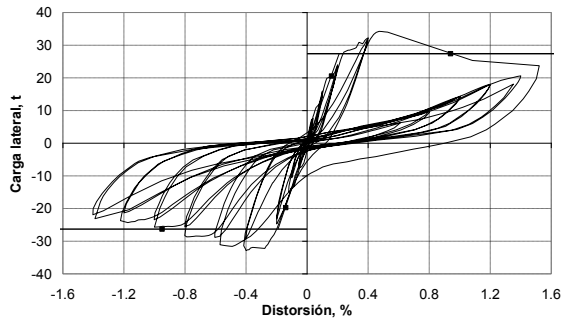


a) Park, 4.07

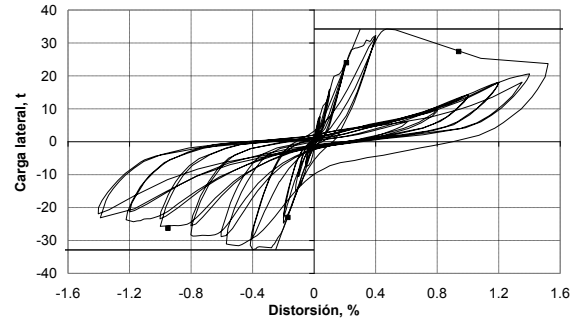


b) Sezen, 3.01

**Figura R.10 Ductilidad del muro MCA100M**

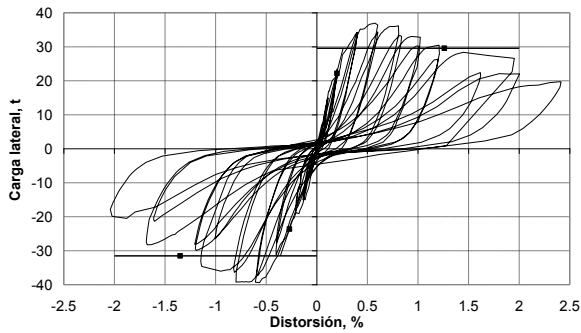


a) Park, + 4.48, - 5.00

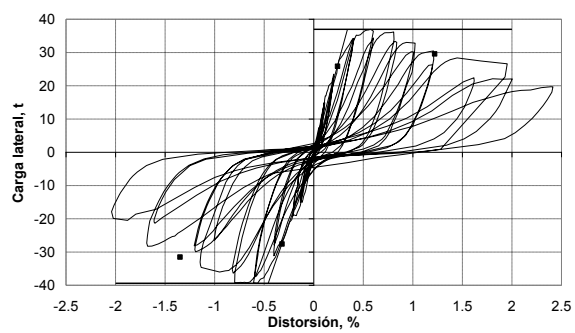


b) Sezen, + 3.13, - 3.80

**Figura R.11 Ductilidad del muro MCN50C2**

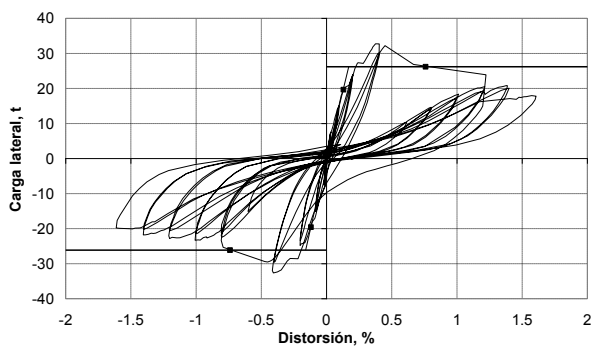


a) Park, + 4.84, - 3.75

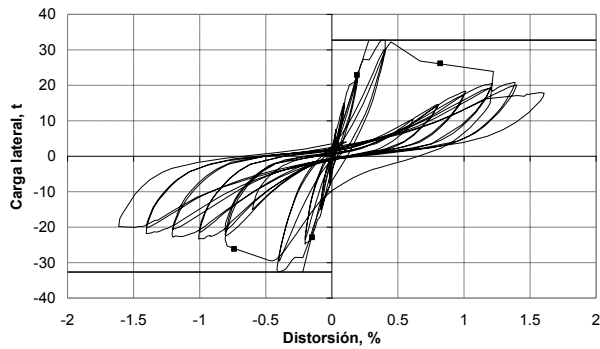


b) Sezen, + 3.58, - 2.93

**Figura R.12 Ductilidad del muro MCC50C2**

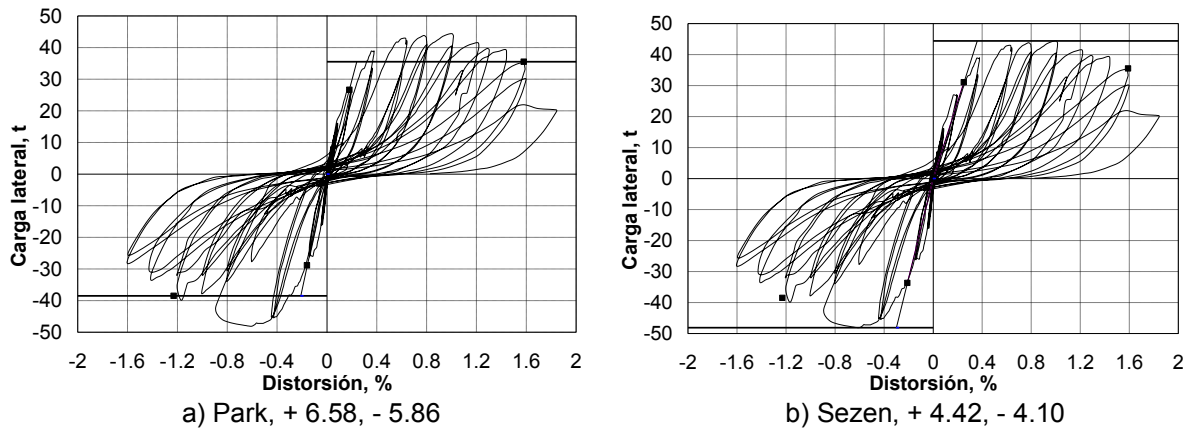


a) Park, + 5.84, - 4.62

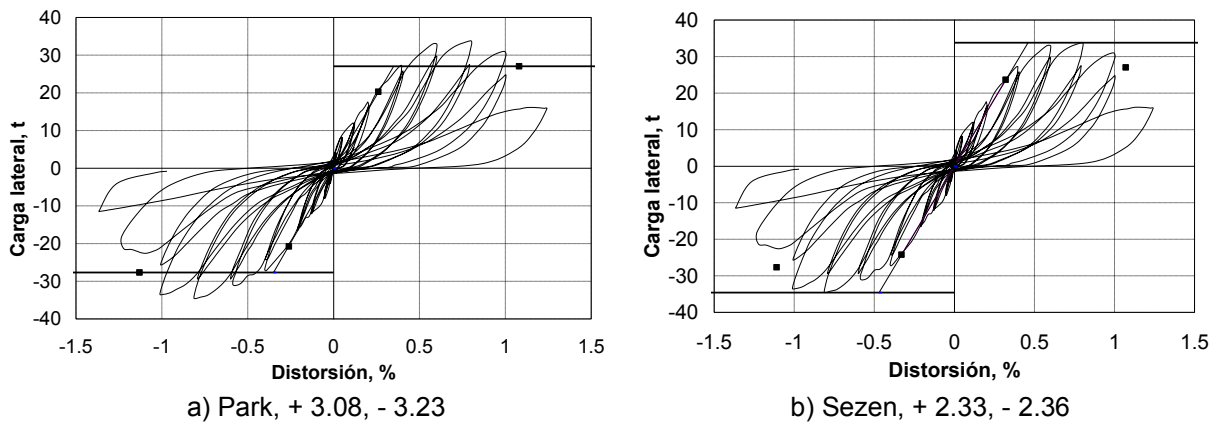


b) Sezen, + 2.93, - 3.36

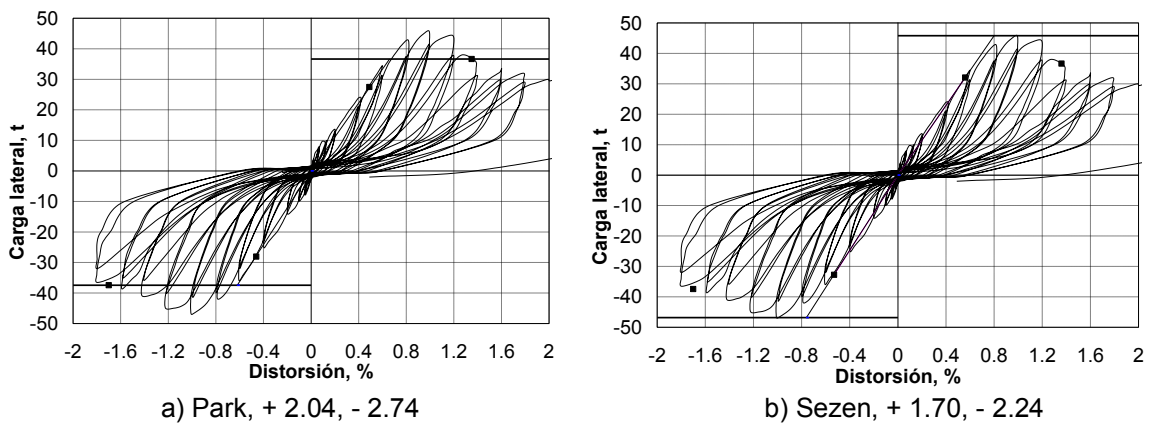
**Figura R.13 Ductilidad del muro MCA50C2**



**Figura R.14 Ductilidad del muro MCN100C**



**Figura R.15 Ductilidad del muro MCC100C**



**Figura R.16 Ductilidad del muro MCA100C**

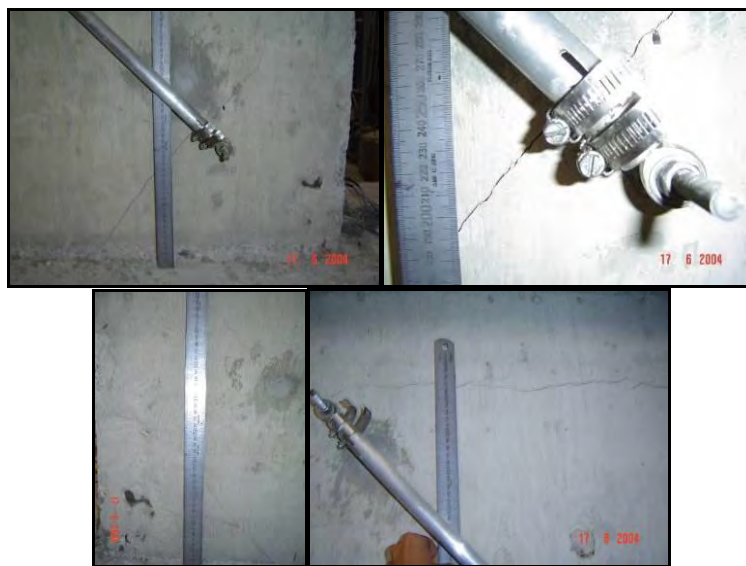


## Apéndice S. Descripción del daño observado en los ensayos

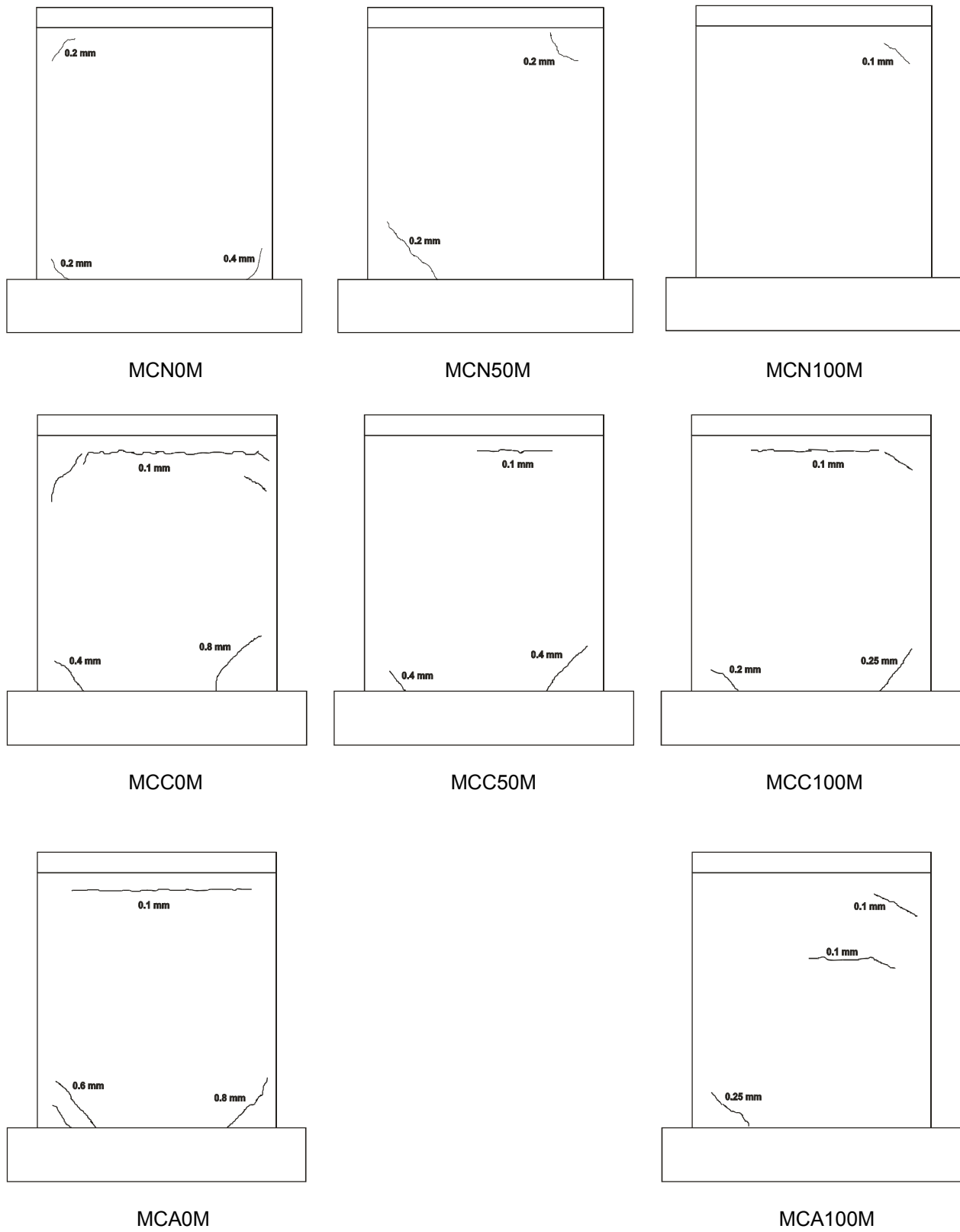
En este apéndice se presenta la descripción del daño observado en los muros. Se incluyen los agrietamientos previos al ensaye y durante la prueba. Además, se muestran las fotografías representativas de la evolución del daño y al final de la prueba. Los anchos de los agrietamientos se presentan para el agrietamiento previo al ensaye y para el estado límite de resistencia.

### S.1 Agrietamientos previos al ensaye de los muros

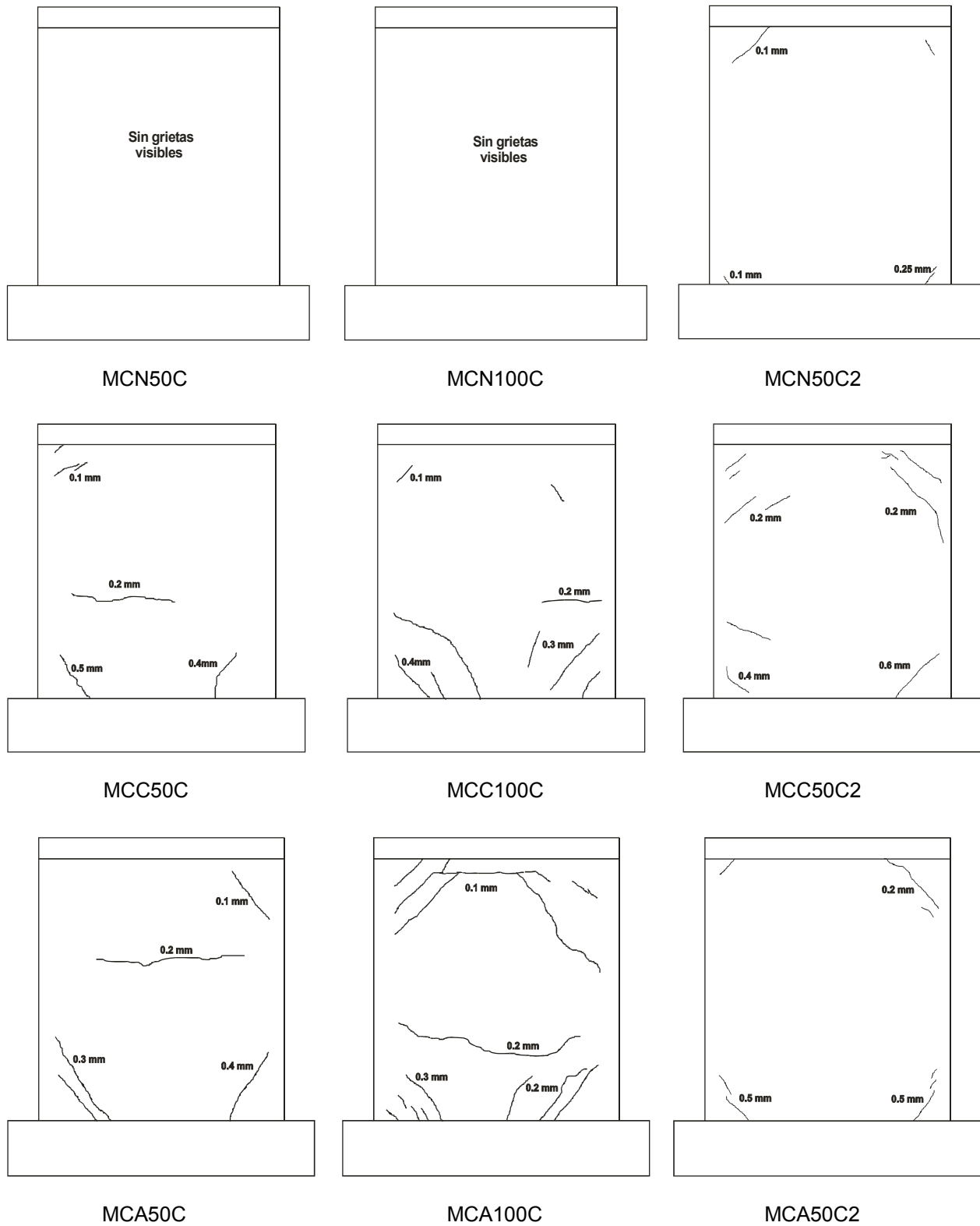
Como se comentó en la sección 5.2, excepto por los muros MCN50C y MCN100C, en todos los ensayos se presentaron agrietamientos previos al ensaye de los muros por contracción y asentamiento plástico del concreto. Los agrietamientos por contracción fueron inclinados y se presentaron en las esquinas superiores e inferiores de los muros mientras que los agrietamientos por asentamiento plástico del concreto fueron horizontales y se presentaron en la mitad superior de los muros. En la figura S.1 se presentan algunos agrietamientos previos al ensaye. Como se comentó en el apéndice L, de manera similar al proceso que se sigue en la construcción de vivienda en México, los muros fueron curados a temperatura ambiente sin emplear ningún proceso de curado extra. En ningún caso se presentaron agrietamientos verticales. En los muros construidos con concreto de peso normal, los agrietamientos fueron del orden de 0.1 mm a 0.4 mm. En los muros construidos con concreto celular y autocompactable, los agrietamientos fueron del orden de 0.1 mm a 0.8 mm. El ancho mayor de los agrietamientos se presentó en la parte inferior de los muros. Como se comentó en el apéndice L, en los muros construidos con concreto celular y autocompactable, el tamaño máximo del agregado fue menor que el empleado en los muros construidos con concreto de peso normal. Por tal motivo, el ancho de los agrietamientos por contracción fue menor en los muros construidos con concreto de peso normal. En las figuras S.2 y S.3 se presenta el agrietamiento previo al ensaye monótono y cíclico de muros respectivamente. De la figura se observa el agrietamiento en las esquinas inferiores de la mayoría de los muros. El ancho de los agrietamientos inclinados fue mayor en la parte inferior y menor en la parte superior; esto se debe a la restricción a la libre contracción que se presentó en la base por los elementos de borde con gran rigidez. Como se comentó en el apéndice C, este tipo de agrietamientos inclinados en la base no son característicos en las viviendas de concreto. En los muros construidos con concreto celular y autocompactable se observa el agrietamiento por asentamiento plástico del concreto en la interfase trabe de liga–muro. En el alma de los muros se presentaron pocos agrietamientos previos al ensaye.



**Figura S.1 Agrietamientos previos al ensaye de muros**



**Figura S.2 Agrietamientos previos al ensaye monótono de muros**



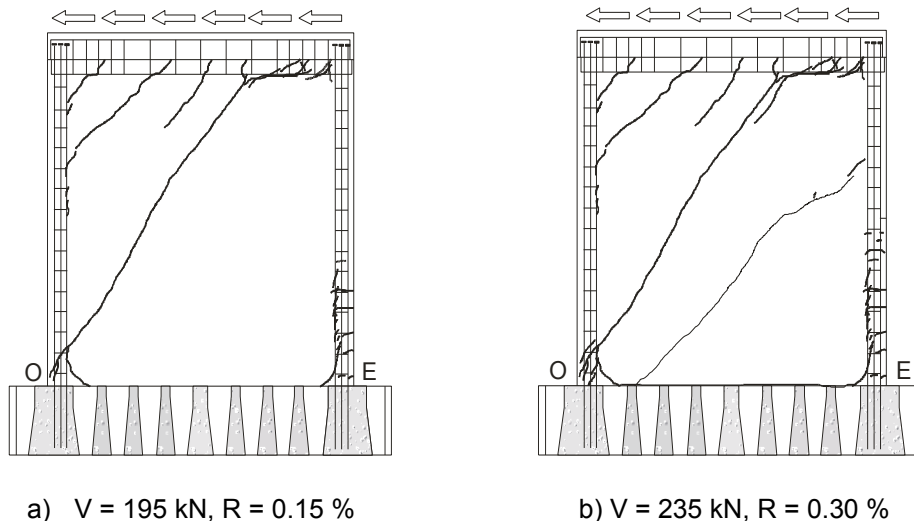
**Figura S.3 Agrietamientos previos al ensaye cíclico de muros**

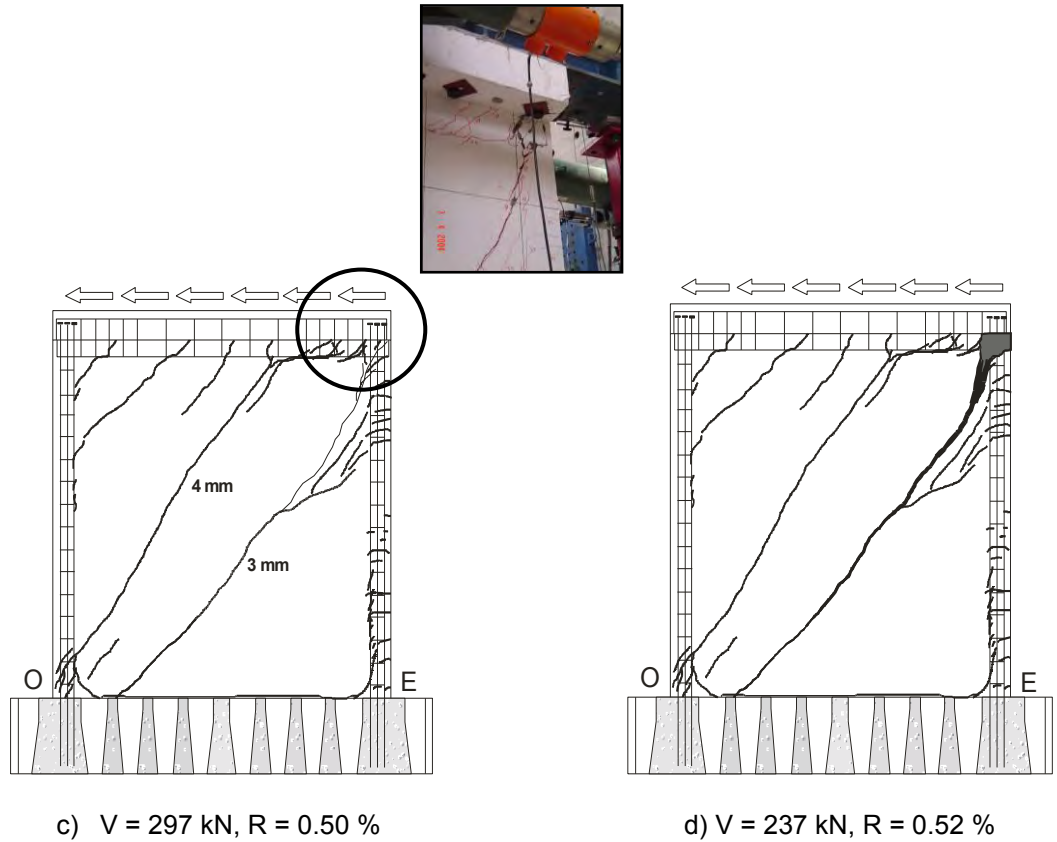
S.2 Descripción del daño en los muros

S.2.1 Muro MCN0M

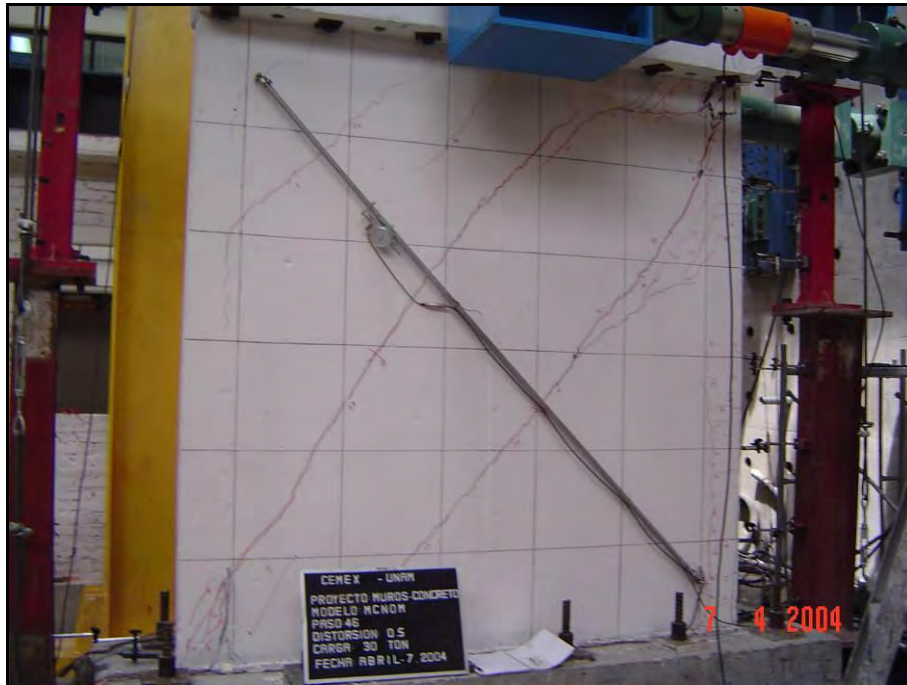
Como se comentó en la sección 4.1, el muro MCN0M fue a un muro cuadrado sin refuerzo en el alma, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. En la figura S.4 se presenta la evolución del agrietamiento. Al inicio del ensaye se presentaron agrietamientos por flexión en la parte inferior del elemento de borde localizado en el lado este (E). Posteriormente aparecieron los primeros agrietamientos con una inclinación aproximada de 45° en la parte superior del lado oeste del muro (O). Para una carga lateral  $V = 195 \text{ kN}$  (19.9 t) y con una distorsión de 0.15%, se presentó una grieta con una inclinación aproximada de 55°. A este estado se le denominó carga de agrietamiento inclinado debido a que la grieta se formó de extremo a extremo del muro (fig. S.4a). Para una carga lateral de 235 kN (24 t), a una distorsión de 0.30%, se formó una nueva grieta con una inclinación aproximada de 40° en la zona inferior del lado este del muro (fig. S.4b). A partir de este punto el daño se concentró en esta zona. A una distorsión de 0.50% se alcanzó la resistencia del muro. La grieta penetró en la esquina superior del muro en el lado este (fig. S.4c). Se incrementó el número de grietas inclinadas en la parte superior de lado este del muro. En la zona inferior del elemento de borde del lado este, las grietas que se presentaron fueron, en términos generales, horizontales. En la zona del muro, las grietas fueron inclinadas. En el punto de resistencia, la anchura máxima de la grieta fue de 4 mm. Para una distorsión de 0.52%, a una carga lateral de 237 kN (24.2 t) se presentó la falla del muro (fig. S.4d). El daño se concentró en la grieta que apareció a una distorsión de 0.30%.

En la figura S.5 se presenta el estado final de daño del muro. Como era de esperarse (tabla K.1), el modo de falla fue de cortante por tensión diagonal. Debido a la falta de refuerzo en el alma del muro, las grietas inclinadas están concentradas, destacándose grietas que sugieren la delimitación de un campo inclinado de deformaciones y fuerzas en compresión. Las grietas fueron inclinadas entre 40° y 50° con respecto a la base del muro.





**Figura S.4 Evolución del agrietamiento durante el ensayo MCN0M**

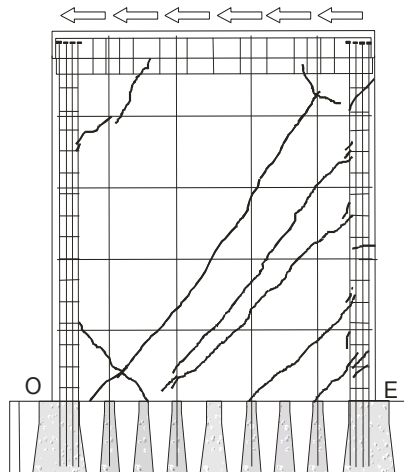


**Figura S.5 Estado final de daño del muro MCN0M**

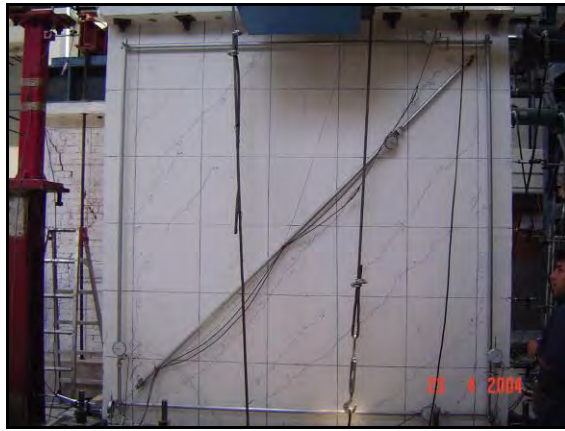
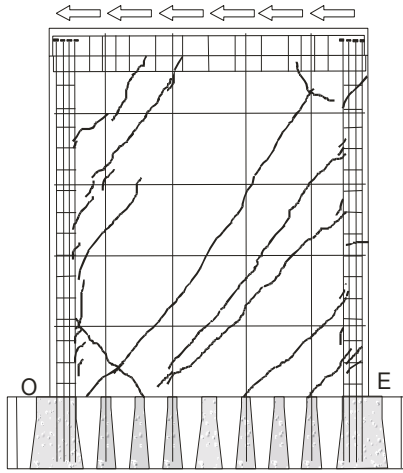
S.2.2 Muro MCN50M

El muro MCN50M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en las NTC-C, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. En la figura S.6 se presenta la evolución del agrietamiento. Al inicio del ensaye se presentaron grietas debidas a la flexión en la zona de tensión. Posteriormente, aparecieron los primeros agrietamientos con una inclinación aproximada a 45° en las esquinas inferior este y superior oeste. El agrietamiento diagonal se presentó para una carga lateral de 196 kN (20 t) a una distorsión de 0.22% (fig. S.6a). Para una carga lateral de 294 kN (30 t) se presentaron nuevas grietas en la zona superior oeste del muro (fig. S.6b). Sobre el elemento de borde oeste se presentaron grietas debidas al campo inclinado de compresiones actuando en el muro. La resistencia del muro se presentó a una distorsión de 1.02%, y coincidió con la aparición de una grieta con una inclinación aproximada de 50° muy cercano a la grieta diagonal. La anchura máxima de la grieta al alcanzar la resistencia se presentó en la diagonal principal con un ancho de 10 mm (fig. S.6c). Después de la aparición de esta grieta, al incrementar el nivel de distorsión, el daño se concentró en la grieta diagonal principal. Se presentaron grietas con una inclinación aproximada a 45° cerca de la diagonal principal. Finalmente, la grieta diagonal penetró en las esquinas opuestas del muro y se presentó la falla del muro (fig. S.6c)

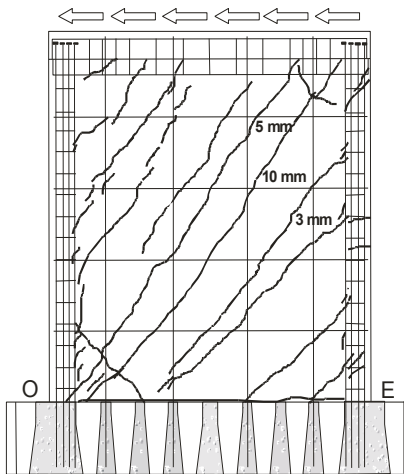
En la figura S.7 se presenta el estado final de daño. Al igual que en el muro anterior, se observó una falla a cortante por tensión diagonal. Se presentó un agrietamiento más distribuido sobre todo el muro de concreto en comparación con el muro MCN0M. De la figura se observa como el agrietamiento penetró en la esquina inferior oeste del muro presentándose el pandeo del refuerzo localizado en el borde del muro.



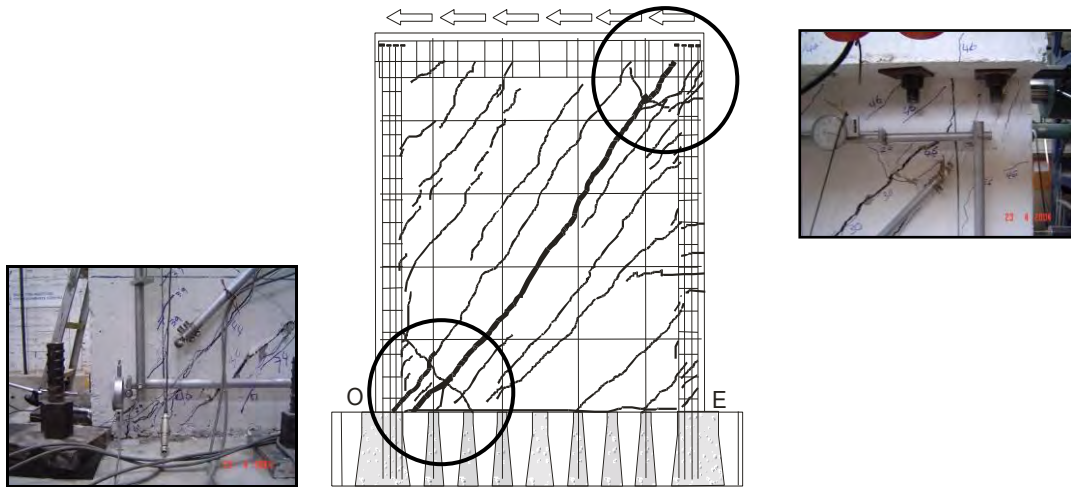
a)  $V = 196 \text{ kN}$ ,  $R = 0.22\%$



b)  $V = 294 \text{ kN}$ ,  $R = 0.50\%$

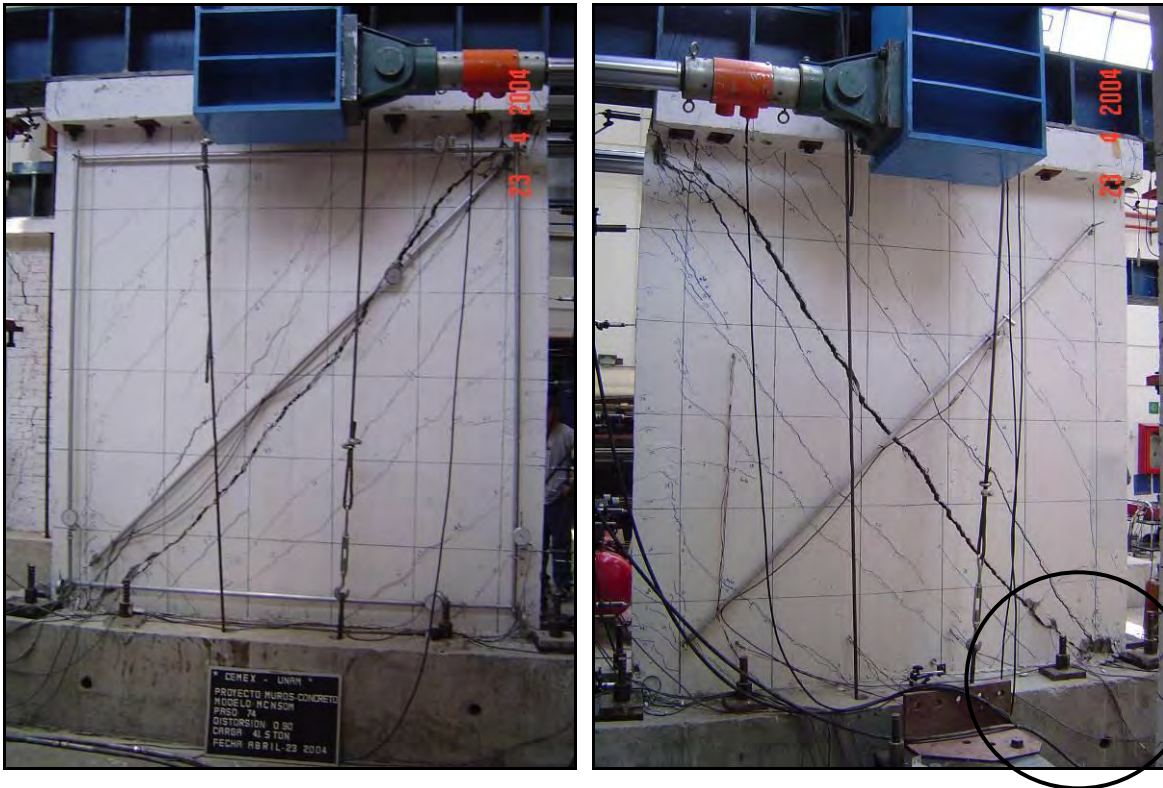


c)  $V = 408 \text{ kN}$ ,  $R = 1.02\%$



d)  $V = 341 \text{ kN}$ ,  $R = 1.90\%$

**Figura S.6 Evolución del agrietamiento durante el ensayo MCN50M**



a) Vista frontal

b) Vista posterior

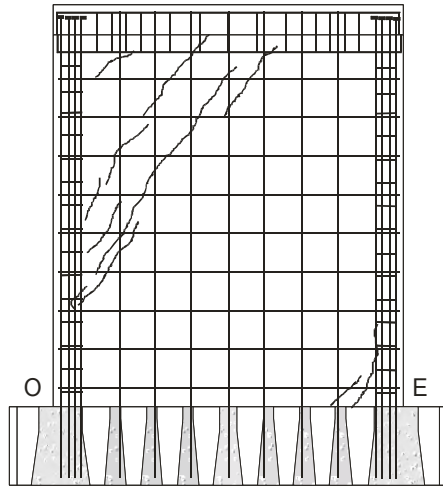
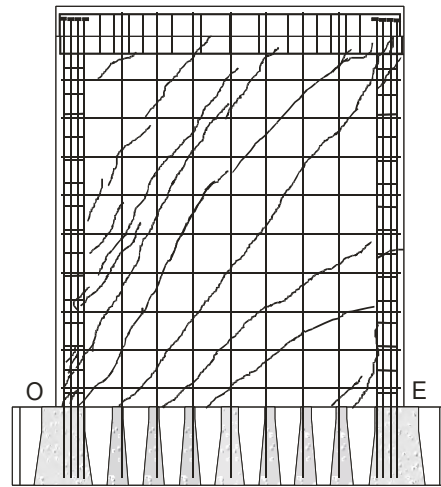
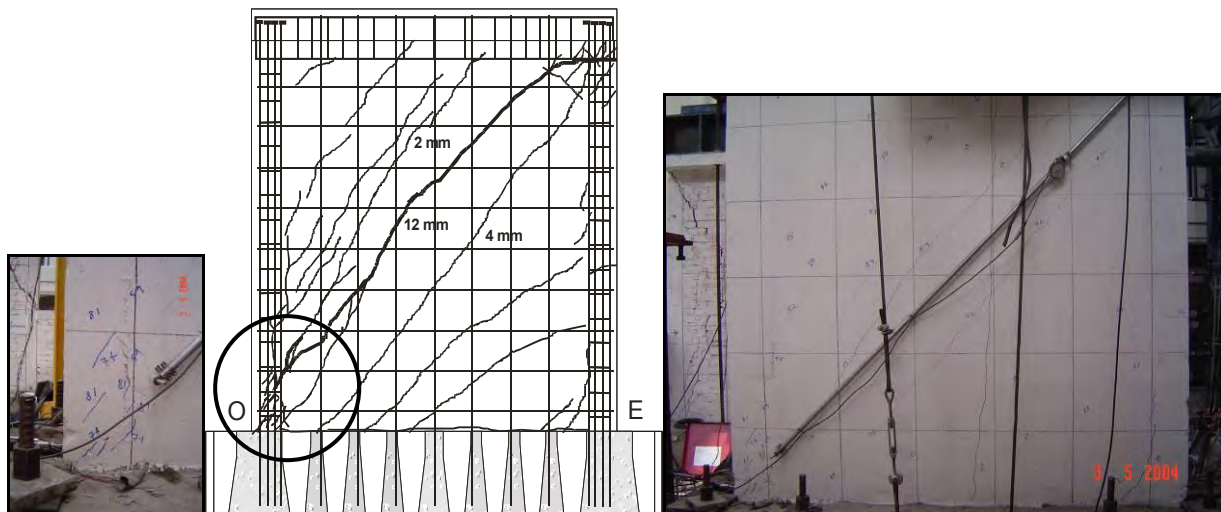
**Figura S.7 Estado final de daño del muro MCN50M**

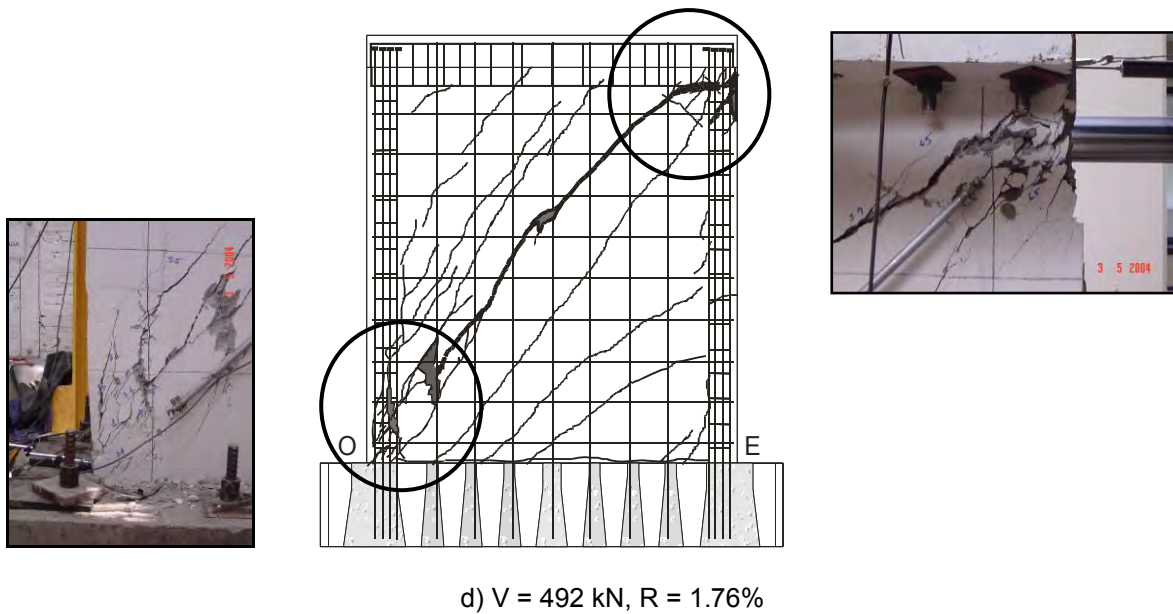




## S.2.3 Muro MCN100M

El muro MCN100M fue un muro cuadrado con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en las NTC-C 2004, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. En la figura S.8 se presenta la evolución del agrietamiento. En la figura S.8a se presenta el daño al agrietamiento inclinado, el cual se presentó a una distorsión de 0.18%. Las grietas se presentaron en la zona superior oeste. El tipo de falla corresponde a una falla asociada nuevamente a cortante por tensión diagonal. Al 0.5% de distorsión (fig S.8b) se presentó el agrietamiento diagonal y grietas en la zona inferior este del muro. Un poco antes de alcanzar la resistencia del muro, se presentó el aplastamiento en la zona de compresión por flexión del muro (fig. S.8c). A la resistencia del muro a una distorsión de 0.75% (fig. S.8c) el agrietamiento penetró en la zona inferior del elemento de borde oeste. La anchura máxima de la grieta fue de 12 mm. El número de grietas no se incremento de manera significativa con respecto al obtenido a una distorsión de 0.50% pero si se incrementó el ancho de los agrietamientos.

a)  $V = 263 \text{ kN}$ ,  $R = 0.18\%$ b)  $V = 500 \text{ kN}$ ,  $R = 0.50\%$ b)  $V = 616 \text{ kN}$ ,  $R = 0.75\%$



**Figura S.8 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCN100M**

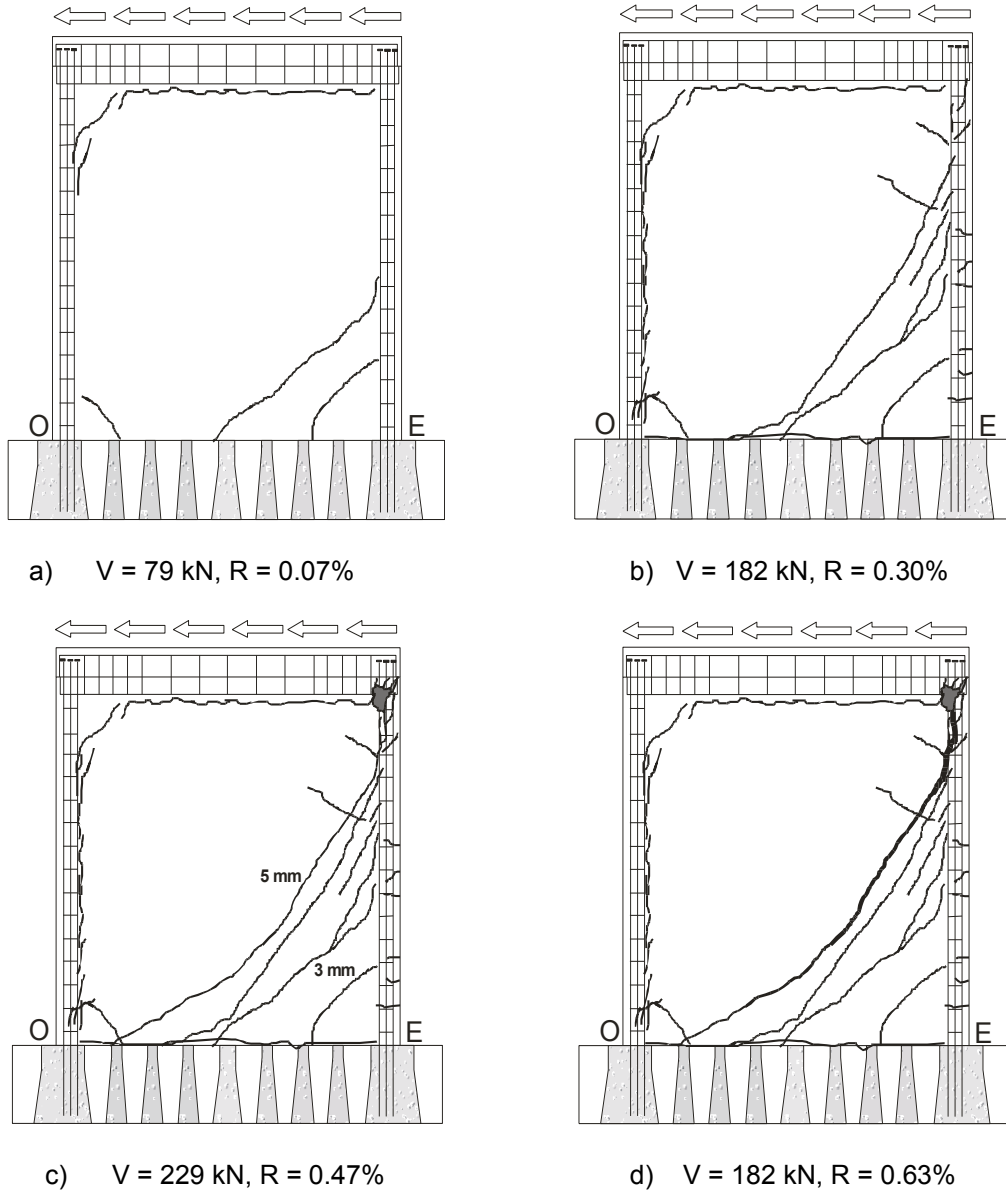


**Figura S.9 Estado final de daño del muro MCN100M**

Al final del ensaye (fig. S.8d), se presentó el aplastamiento del concreto en las zonas extremas de los elementos de borde. El daño en el muro se concentró en una sola grieta diagonal. En la figura S.9 se presenta el muro al final del ensaye. El daño (evaluado mediante el número de agrietamientos que se presentaron en el muro) fue muy similar al obtenido en el muro MCN50C (ver fig. S.7). Para este caso, el incremento de la cuantía de refuerzo no modificó la distribución de daño en ambos muros.

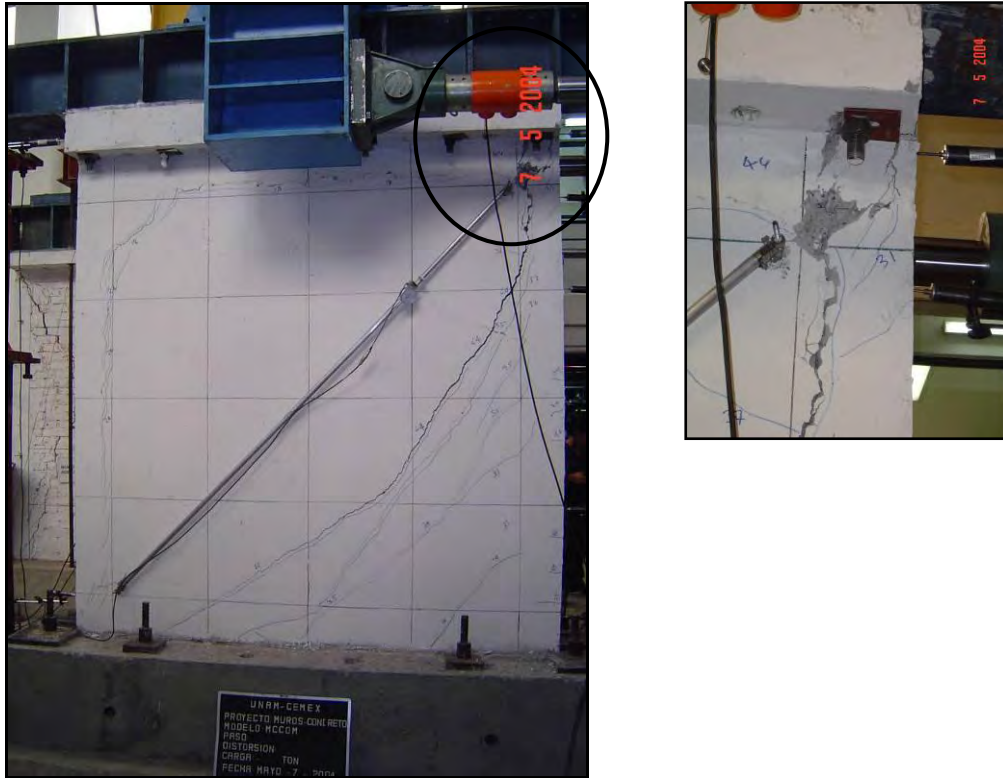
## S.2.4 Muro MCC0M

El muro MCC0M correspondió a un muro cuadrado, sin refuerzo en el alma, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. En la figura S.10 se presenta la evolución del agrietamiento. Al inicio de la prueba no se presentaron grietas adicionales a las existentes por contracción y asentamiento plástico. El agrietamiento inclinado se presentó a una distorsión de 0.07% (fig. S.10a). Una grieta con una inclinación aproximada de 45° se presentó en la zona inferior este del muro, en la zona de tensión. Al 0.30% de distorsión, se incrementaron las grietas en la zona este del muro. También se extendieron agrietamientos sobre toda la altura del elemento de borde localizado en la zona oeste. A la resistencia, se presentó una grieta inclinada en su parte superior a 45° aproximadamente y en su parte inferior a 30° (fig. S.10c). El agrietamiento se extendió al borde superior este del muro. La grieta principal estuvo cercana a la diagonal y su anchura fue de 5 mm. A la carga última no aparecieron nuevos agrietamientos y sólo se presentó el incremento del ancho de las grietas existentes (fig. S.10d).



**Figura S.10 Evolución del agrietamiento durante el ensayo MCC0M**

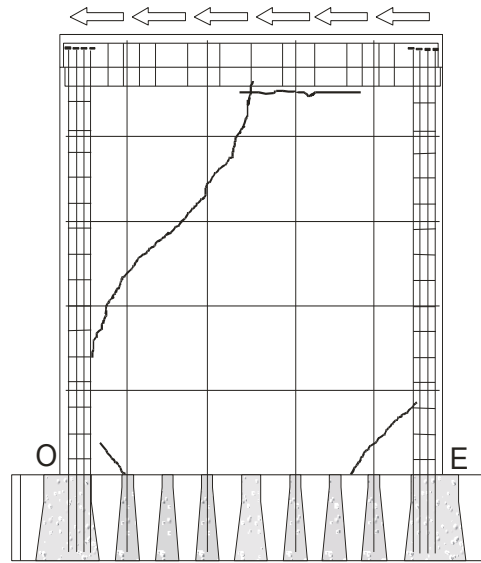
En la figura S.11 se presenta el estado del muro al final del ensaye. La falla del muro fue por cortante a tensión diagonal. De la figura se observa el escaso número de grietas y el aplastamiento de la esquina superior este del muro presentado al final del ensaye. También se observa el agrietamiento horizontal en la interfase dala superior-muro. El buen detallado del refuerzo evitó una falla por deslizamiento de esta zona.



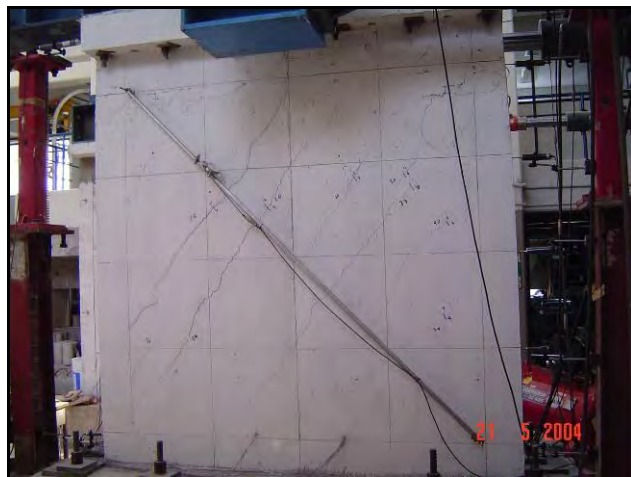
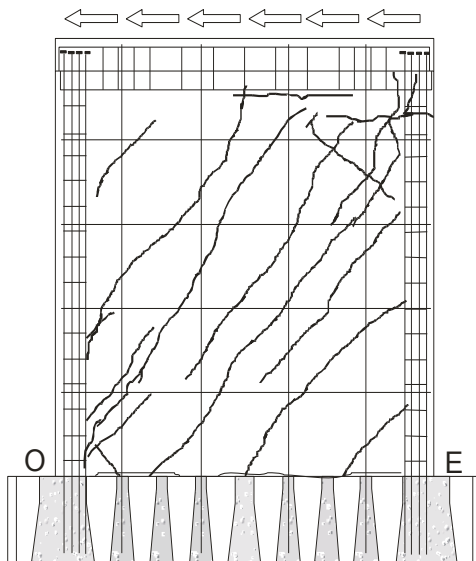
**Figura S.11 Estado final de daño del muro MCC0M**

### S.2.5 Muro MCC50M

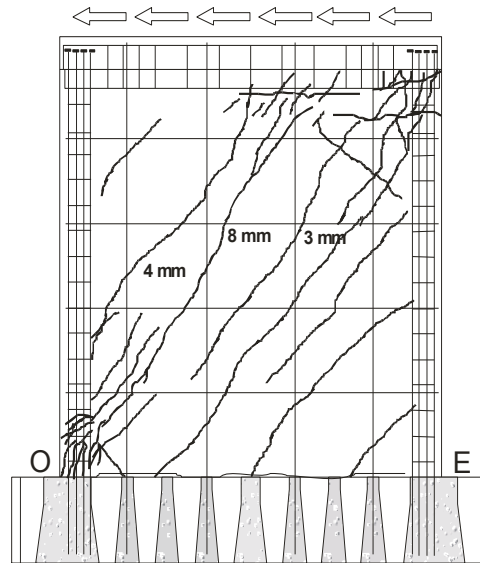
El muro MCC50M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. En la figura S.12 se presenta la evolución del agrietamiento. La carga de agrietamiento inclinado se presentó a una distorsión de 0.11% con la presencia de una grieta en la parte superior oeste del muro (fig. S.12a). El estado de daño se presenta en la figura S.12b. Se presentó agrietamiento distribuido con una inclinación cercana a 45° en toda el área del muro. La resistencia se presentó a una distorsión del 0.71% (fig. S.12c). En este estado de daño, las grietas penetraron en las esquinas superior este e inferior opuesta de los elementos de borde. Sobre el área del muro, la presencia de nuevas grietas fue escasa en comparación con la presentada a una distorsión de 0.50%. La anchura máxima de la grieta fue de 8 mm y se presentó cerca de la diagonal principal. La resistencia última se caracterizó por el aplastamiento del concreto en los elementos de borde (fig. S.12d). El daño se concentró en una sola grieta al final del ensaye. Para este punto, el nivel de daño fue similar al presentado en el muro construido con concreto de peso normal de las mismas características (MCN50C). En la figura S.13 se presenta el estado final de daño del muro. El tipo de falla que dominó el ensaye fue por cortante en tensión diagonal.



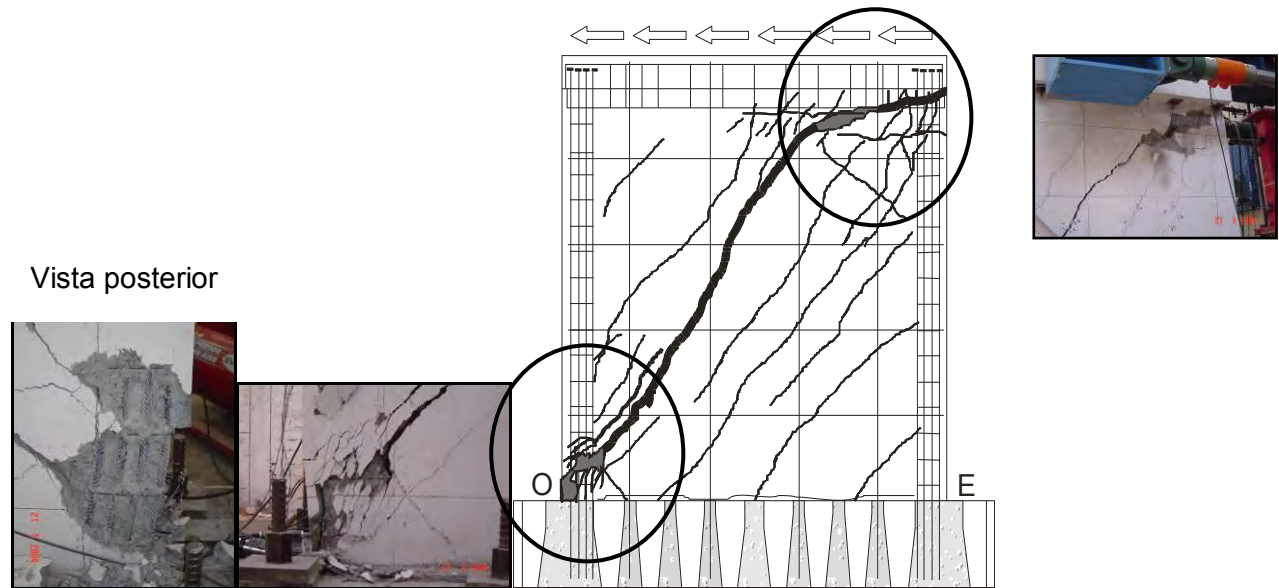
a)  $V = 100 \text{ kN}$ ,  $R = 0.11\%$



b)  $V = 326 \text{ kN}$ ,  $R = 0.50\%$

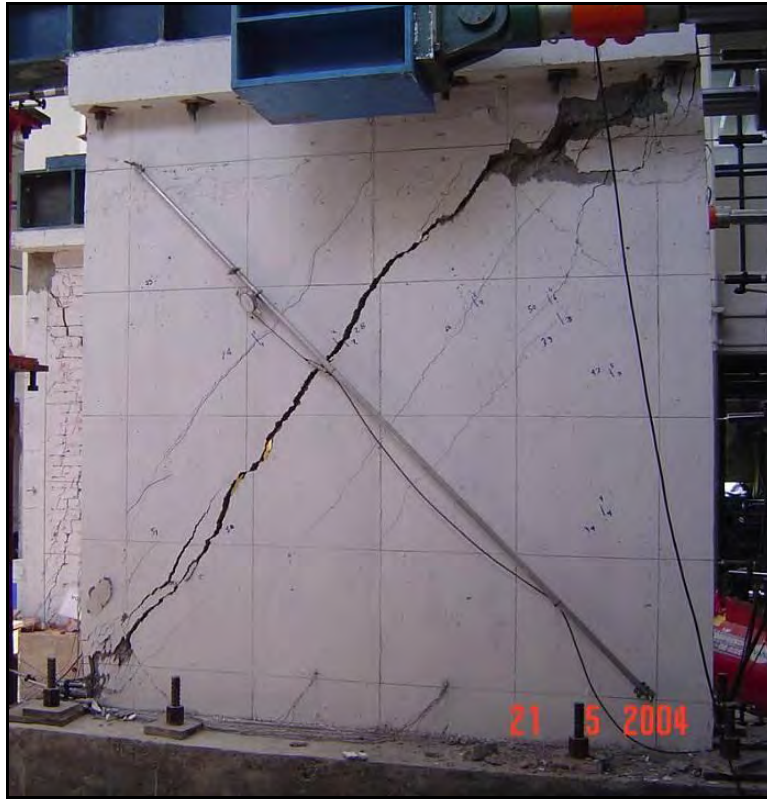


c)  $V = 389 \text{ kN}$ ,  $R = 0.71\%$



d)  $V = 312 \text{ kN}$ ,  $R = 1.21\%$

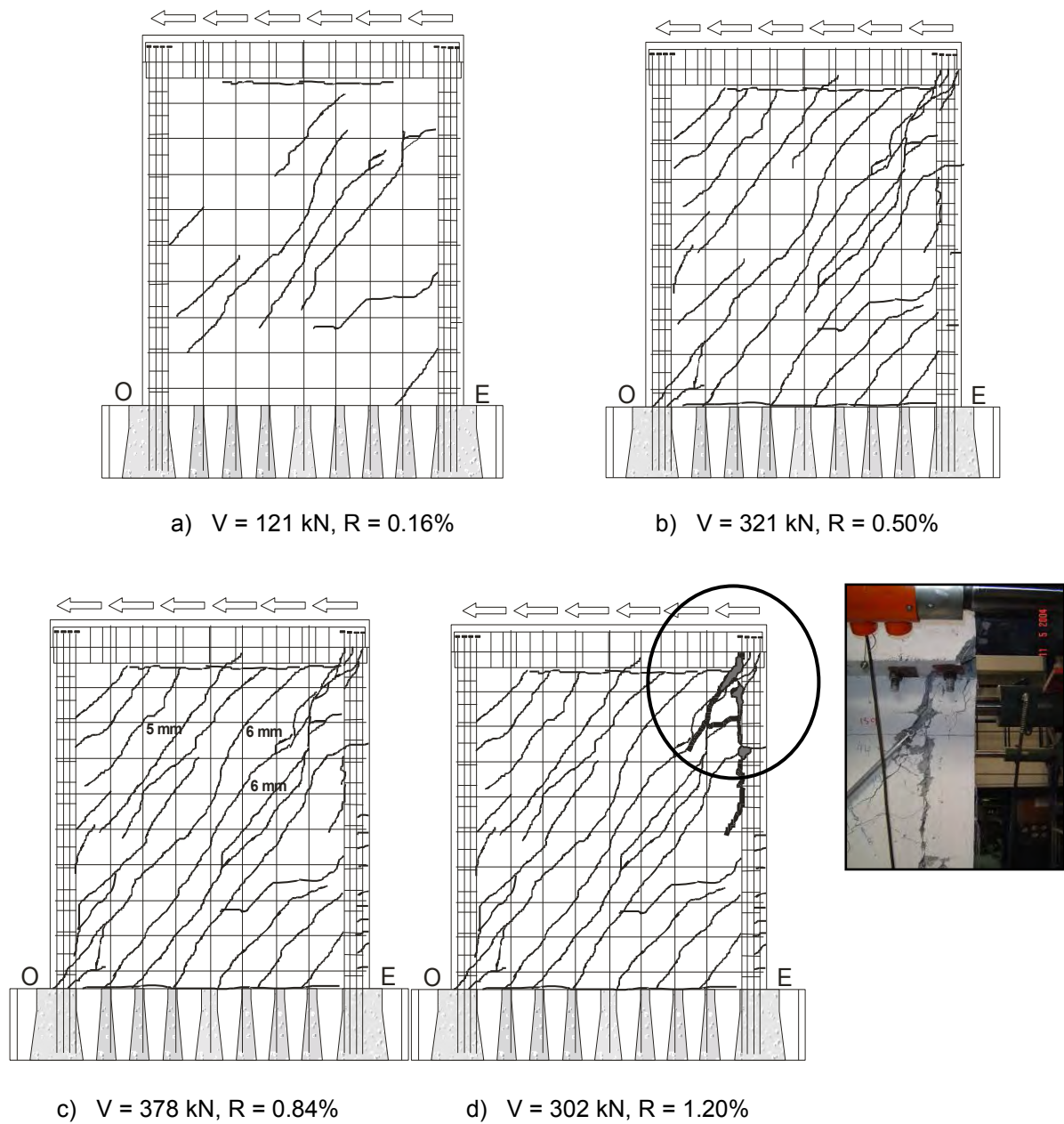
**Figura S.12 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC0M**



**Figura S.13 Estado final de daño del muro MCC50M**

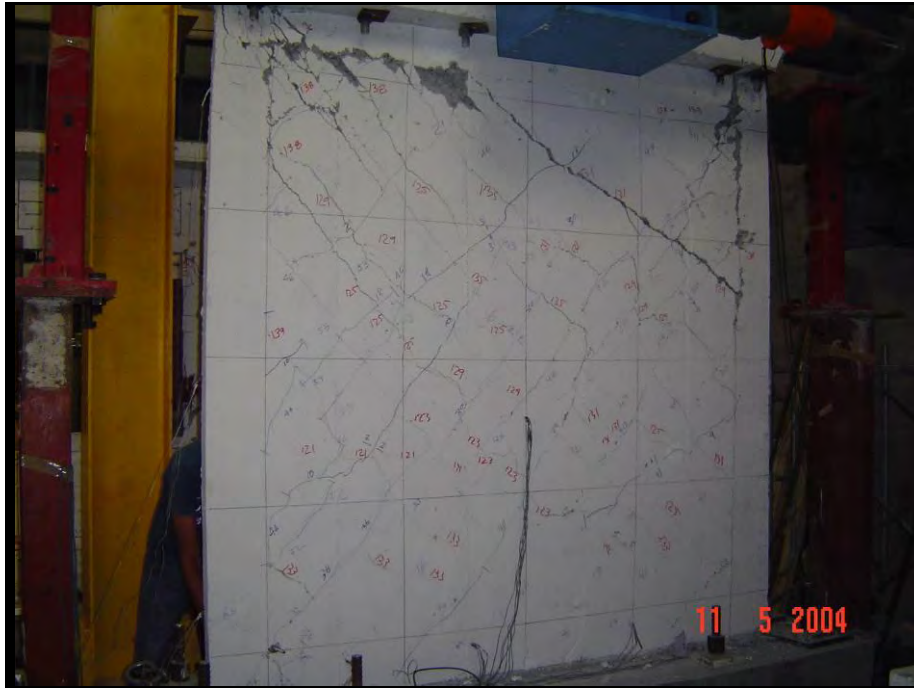
#### S.2.6 Muro MCC100M

El muro MCC100M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. En la figura S.14 se presenta la evolución del agrietamiento. El punto de agrietamiento inclinado se presentó a una distorsión de 0.16%. Se presentaron grietas inclinadas en la diagonal principal con un ángulo aproximado de 45°, sin abarcar completamente la diagonal del muro (fig. S.14a). El daño para una distorsión de 0.50% se presenta en la figura S.14b. Los grietas que se presentaron en este punto se extendieron de lado a lado del muro y aparecieron nuevas grietas inclinadas en las esquinas superior oeste e inferior este. En este punto se inició la penetración del agrietamiento en las esquinas superior este e inferior este de los elementos de borde. La resistencia se presentó a una distorsión de 0.84% (fig. S.14c). En términos generales, no se presentaron nuevas grietas en el alma del muro con respecto a los que se presentaron en el punto de distorsión del 0.50%. Las grietas penetraron completamente en las esquinas superior este e inferior oeste del muro. La anchura máxima de las grietas en este punto fue de 6 mm. La resistencia última se caracterizó por el aplastamiento del borde superior este del muro (fig. S.14d). Se aplastó el concreto en la interfase entre el elemento de borde y el muro a la vez que se presentó aplastamiento en la unión entre losa y muro. A diferencia de los ensayos anteriores, la falla en este muro estuvo dominada por cortante a compresión diagonal y no por cortante a tensión diagonal. Antes de que se presentara el aplastamiento, el agrietamiento fue uniforme en toda el área del muro. En la figura S.15 se presenta el estado final de daño del muro. En la figura se presenta el agrietamiento en ambos sentidos de carga debido a que al finalizar el ensaye en la dirección indicada se llevó el muro a la falla en la dirección contraria con el objeto de evaluar el funcionamiento del marco de carga para los ensayos cíclicos de la investigación.



**Figura S.14 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC100M**

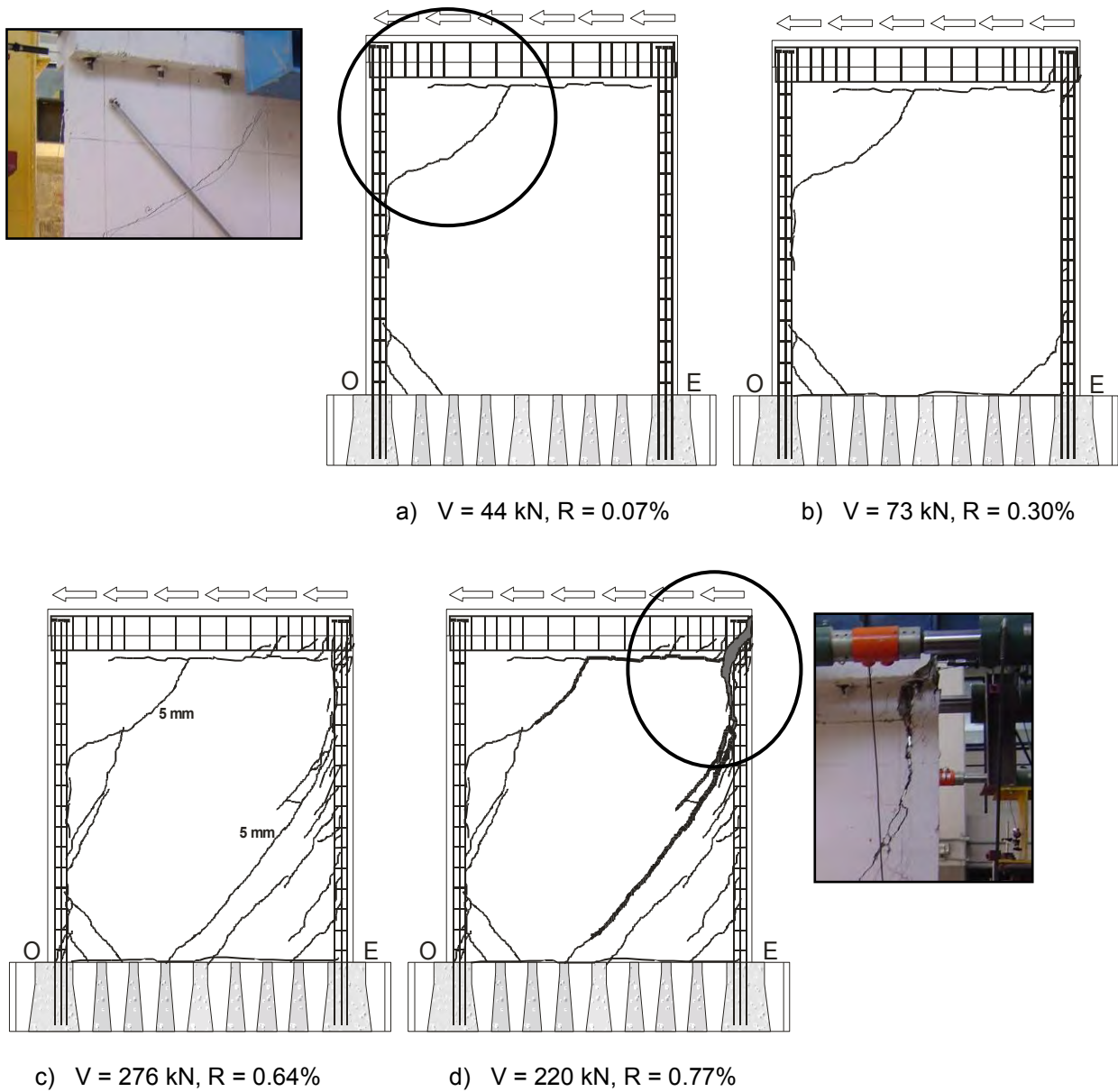




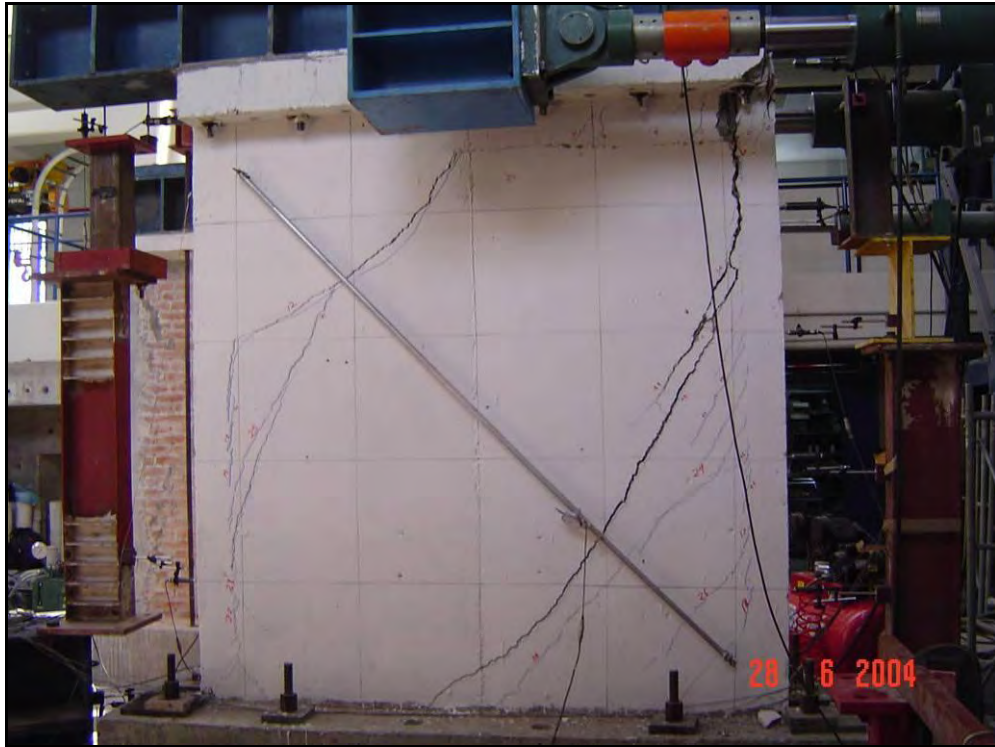
**Figura S.15 Estado final de daño del muro MCC100M**

#### S.2.7 Muro MCA0M

El muro MCA0M correspondió a un muro cuadrado, sin refuerzo en el alma, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga monótona. En la figura S.16 se presenta la evolución del agrietamiento. El agrietamiento inclinado se presentó a una distorsión de 0.07% (fig S.16a). Además de las grietas existentes previas al ensaye, se presentó una grieta con una inclinación aproximada de 45° en la parte superior oeste del muro. Al 0.30% de distorsión, no se observaron cambios significantes en el estado de daño del muro excepto por una grieta inclinada que se presentó en el borde inferior este del muro (S.16b). La resistencia se presentó a una distorsión de 0.64% (fig. S.16c). En esta etapa se presentaron grietas con una inclinación cercana a 60° en la parte central oeste del muro y grietas en la zona inferior este del muro con una inclinación de 55°, aproximadamente. La anchura de las grietas fue de 5 mm. La carga última se obtuvo a una distorsión de 0.77% (fig. S.16d). Para este estado de daño, las grietas penetraron en la parte superior este del muro al tiempo que se aplastó el concreto en esta zona. No se presentaron grietas sobre la diagonal del muro. El daño fue muy similar al obtenido en el ensaye del muro MCC0M (fig. S.10). En la figura S.17 se presenta el estado final de daño del muro. El mecanismo de falla del muro fue a cortante por tensión diagonal. Debido a la falta de refuerzo en el muro, el daño se concentró en pocas grietas. Al igual que en el caso del muro similar construido con concreto celular (MCC0M), el detallado de la trabe y bordes superiores evitó una falla por deslizamiento debido al agrietamiento previo en la interfase trabe de liga-muro.



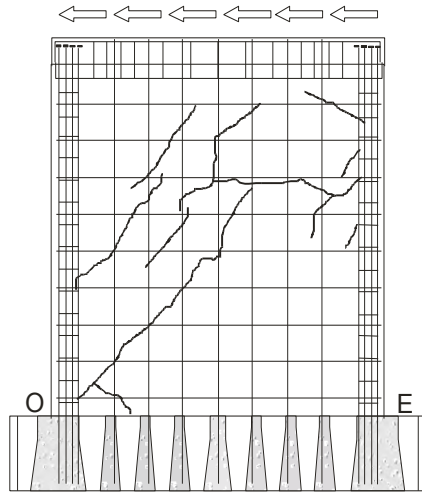
**Figura S.16 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA0M**



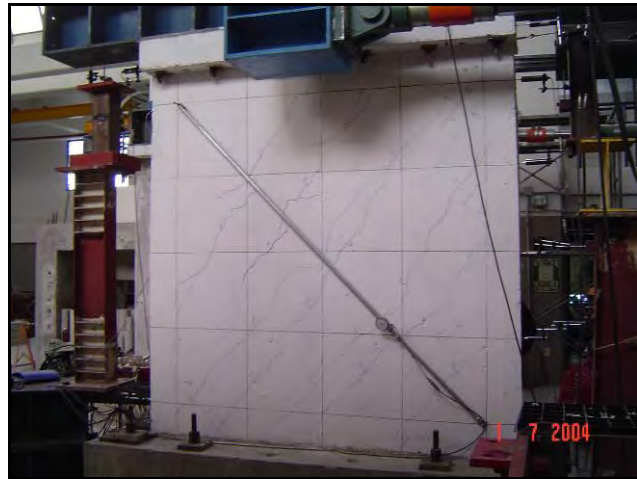
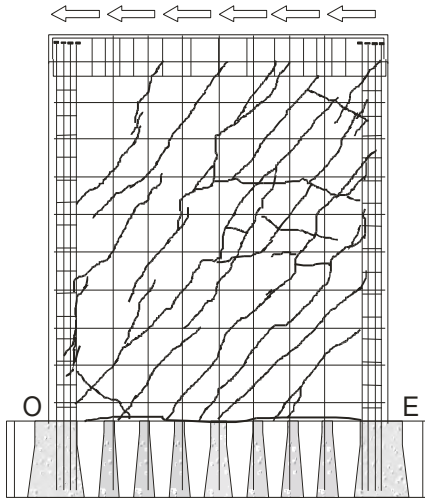
**Figura S.17 Estado final de daño del muro MCA0M**

#### S.2.8 Muro MCA100M

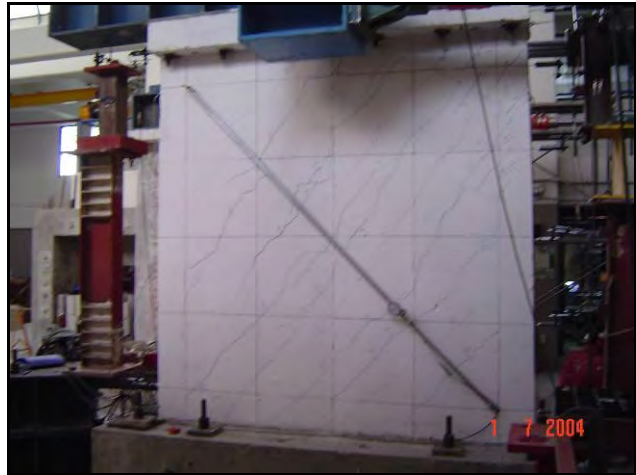
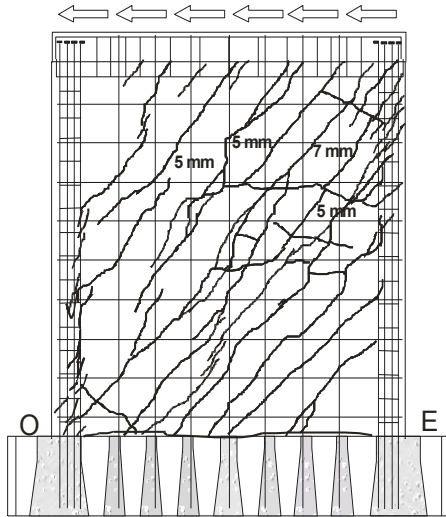
El muro MCA100M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga monótona. En la figura S.18 se presenta la evolución del agrietamiento. El agrietamiento inclinado se presentó a una distorsión de 0.13% (fig. S.18a). El daño se caracterizó por grietas inclinadas a 45° en la parte superior oeste del muro y sobre la diagonal en la parte inferior. A una distorsión de 0.50% las grietas que se presentaron fueron inclinadas a 45° y distribuido sobre toda la superficie del muro (fig. S.18b). También se presentaron varias grietas horizontales en la parte central del muro. Las grietas horizontales coincidieron con la posición del refuerzo horizontal en el muro. Se inició la penetración de las grietas en las esquinas superior este e inferior oeste del muro. La resistencia se presentó a una distorsión de 0.90% (fig. S.18c). El daño en el muro no se modificó de manera apreciable con respecto al presentado a la distorsión de 0.50%. las grietas penetraron completamente en las esquinas superior este e inferior oeste del muro. La anchura máxima de las grietas fue de 7 mm y se presentó en la diagonal principal del muro. El punto último se presentó a una distorsión del 2.0% (fig. S.18d). No se incrementaron significativamente las grietas con respecto a las registrados a la resistencia. La anchura de las grietas fue mayor en la parte superior del muro y conforme bajaba la grieta hacia la base del muro, sistemáticamente se reducía la anchura de la grieta. Se presentó el aplastamiento del concreto en lo parte superior oeste del muro. En la zona de intersección del elemento de borde con la losa, el daño fue muy severo. El tipo de falla que se presentó fue a cortante por compresión diagonal. En la figura S.19 se presenta el estado final de daño del muro.



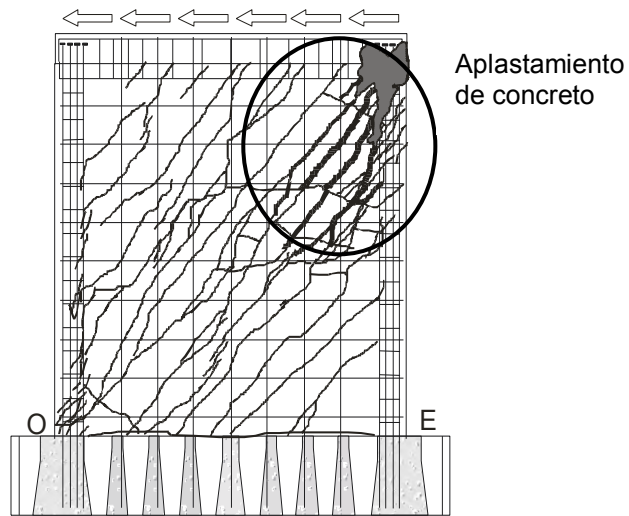
a)  $V = 144 \text{ kN}$ ,  $R = 0.13\%$



b)  $V = 348 \text{ kN}$ ,  $R = 0.50\%$

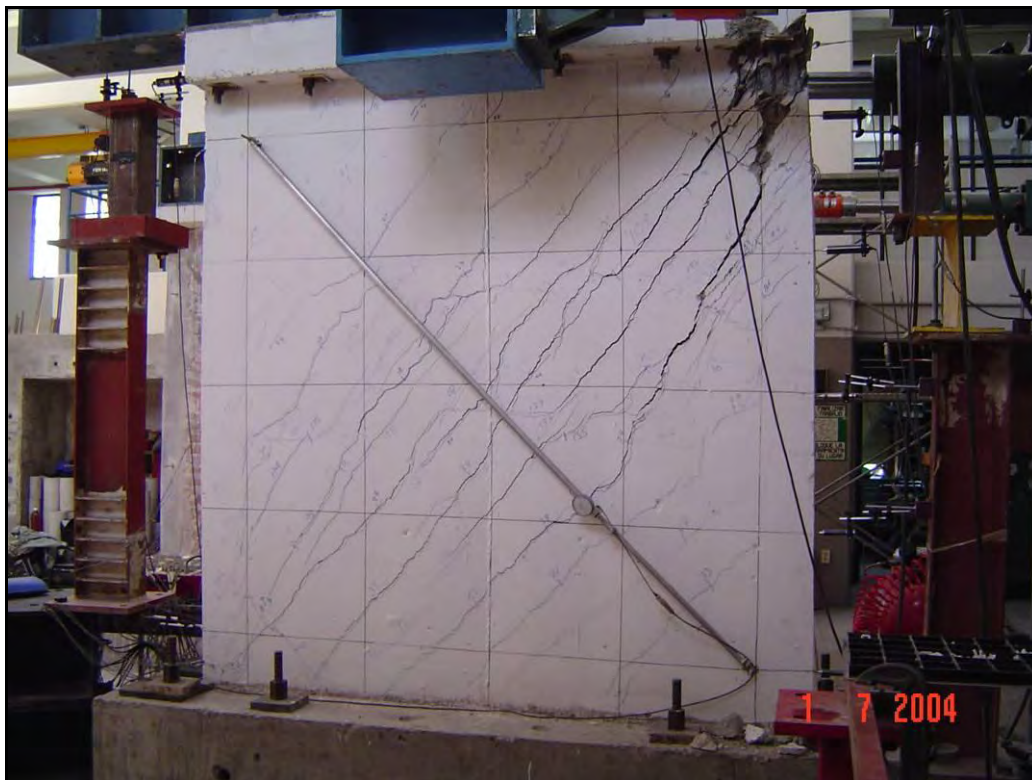


c)  $V = 510 \text{ kN}$ ,  $R = 0.90\%$



d)  $V = 431 \text{ kN}$ ,  $R = 2.00\%$

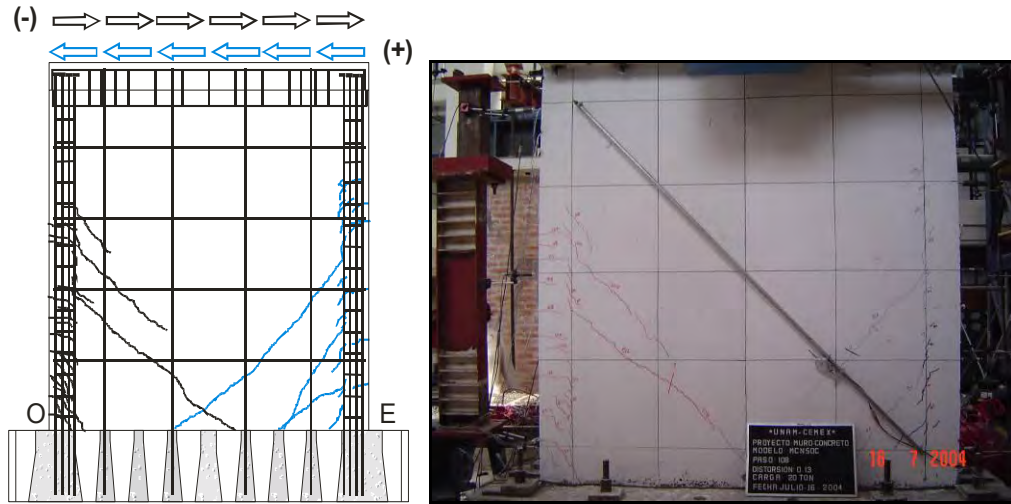
**Figura S.18 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA100M**



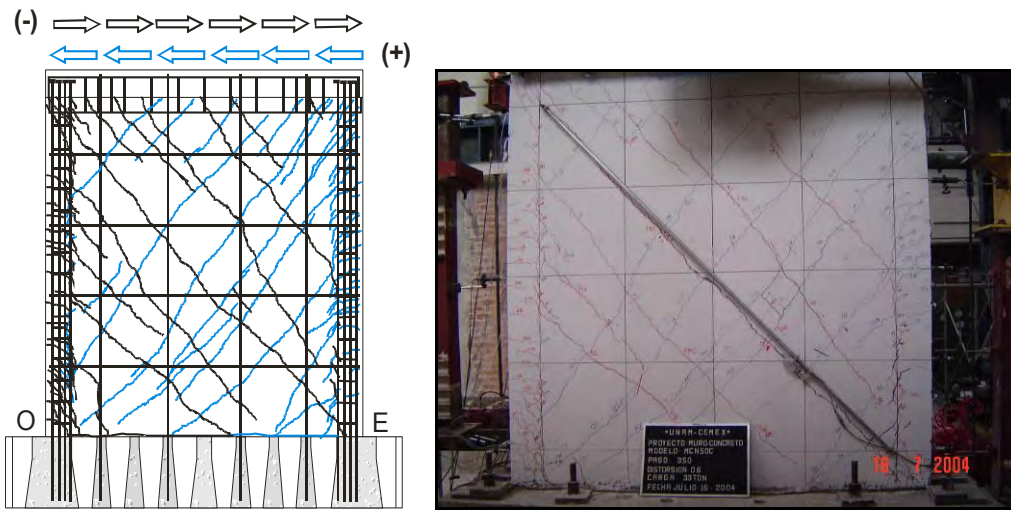
**Figura S.19 Estado final de daño del muro MCA100M**

### S.2.9 Muro MCN50C

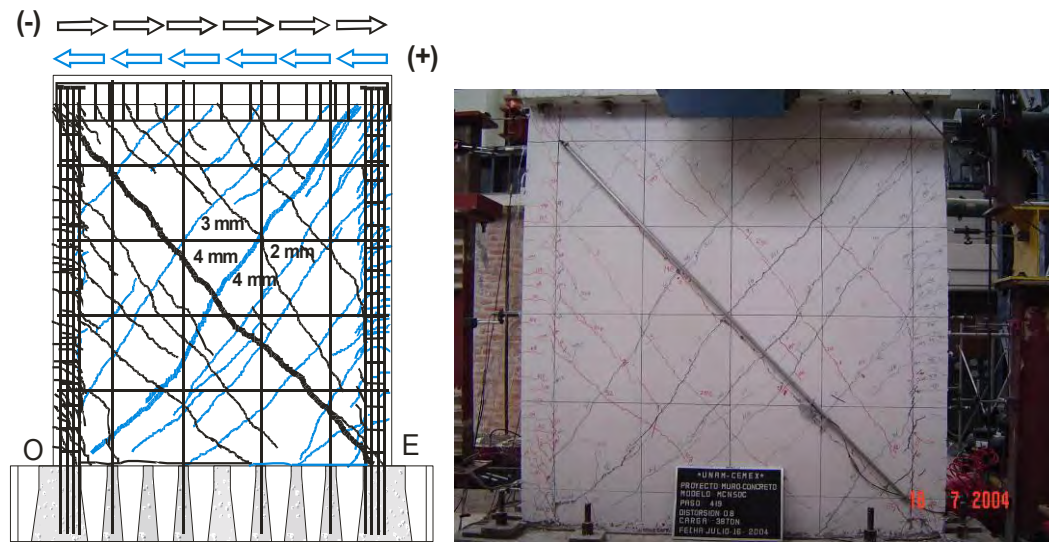
El muro MCN50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. En la figura S.20 se presenta la evolución del agrietamiento. El agrietamiento inclinado se presentó a una distorsión de 0.15% en el sentido positivo y a 0.13% en el sentido negativo de aplicación de carga lateral, respectivamente (fig. S.20a). En ambos casos el agrietamiento se presentó en la parte inferior del muro con grietas con una inclinación aproximada de 45°. A una distorsión de 0.60% se presentó un agrietamiento distribuido sobre todo el muro (fig. S.20b). Las grietas fueron inclinadas a 45° con respecto a la base del muro. En ambas direcciones de carga se presentaron grietas horizontales en los elementos de borde del muro. Las grietas se extendieron a las esquinas superiores e inferiores del muro. La resistencia se presentó a distorsiones de 0.75% y 0.57% en las direcciones positiva y negativa, respectivamente (fig. S.20c). El daño no se modificó de manera significativa con respecto al registrado al 0.60% de distorsión para la dirección de carga positiva. En la dirección de carga negativa, la resistencia se presentó a una distorsión de 0.57%. La anchura máxima de las grietas fue de 4 mm en ambas direcciones de carga. La prueba fue suspendida al 1.00% de distorsión (fig. S.20d). Para esta distorsión, las grietas penetraron completamente en las esquinas inferiores del muro presentándose el aplastamiento en esta zona. El daño en las esquinas superiores fue menor que el registrado en las esquinas inferiores. No se presentaron más grietas con respecto a las registradas a la resistencia. En la figura S.21 se presenta el estado final de daño del muro. El tipo de falla que se presentó en el muro estuvo asociado al cortante por tensión diagonal.



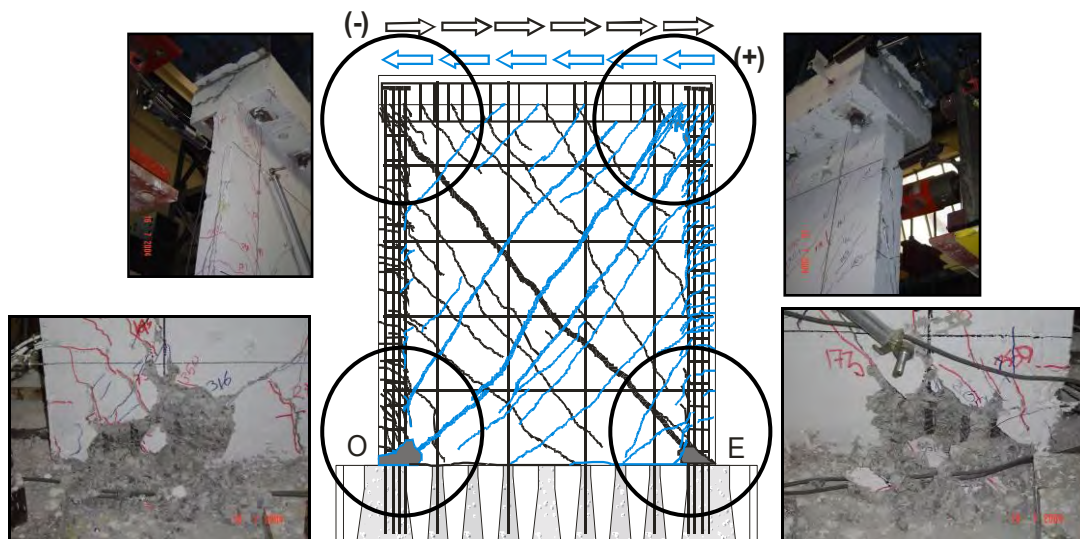
a)  $V (+) = 194 \text{ kN}$ ,  $R = 0.15\%$   
 $V (-) = 196 \text{ kN}$ ,  $R = 0.13\%$



b)  $V (+) = 367 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



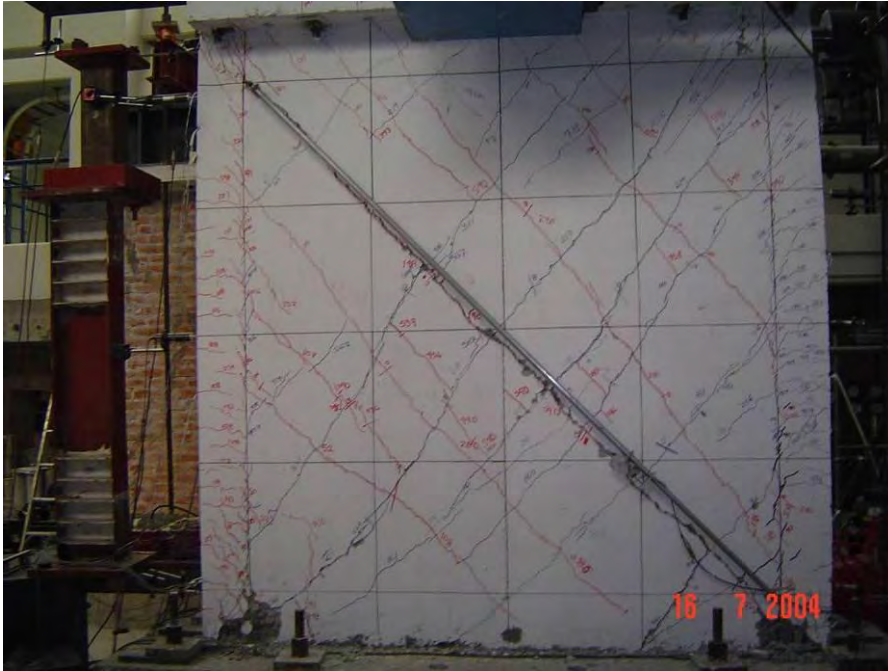
c)  $V (+) = 374 \text{ kN}$ ,  $R = 0.75\%$   
 $V (-) = 333 \text{ kN}$ ,  $R = 0.57\%$



d)  $V (+) = 348 \text{ kN}$ ,  $R = 1.07\%$   
 $V (-) = 294 \text{ kN}$ ,  $R = 0.99\%$

**Figura S.20 Evolución del agrietamiento durante el ensayo MCN50C**

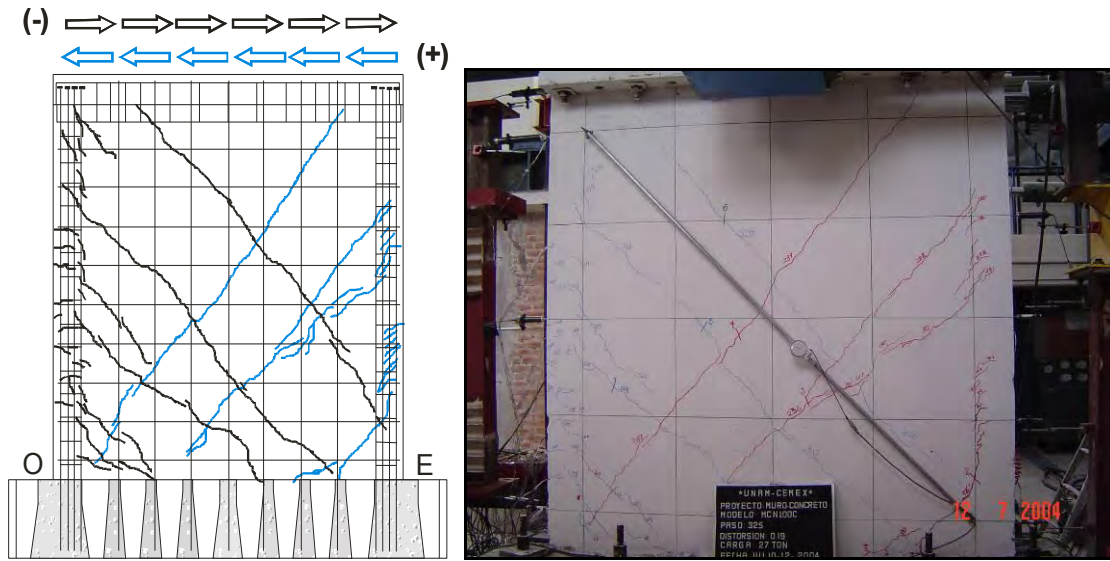




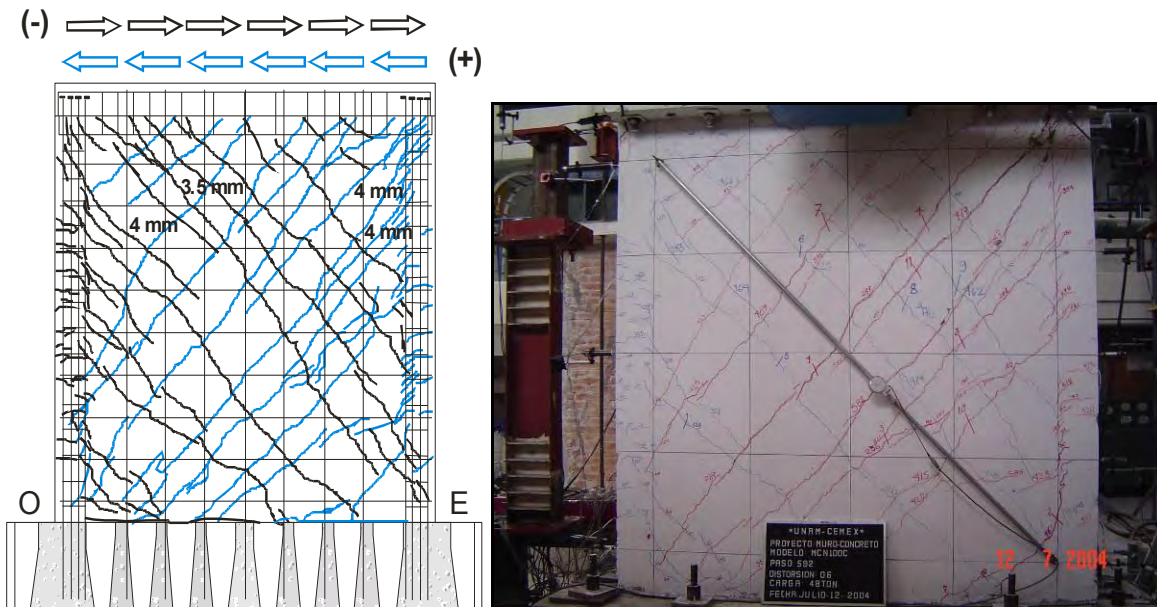
**Figura S.21 Estado final de daño del muro MCN50C**

#### S.2.10 Muro MCN100C

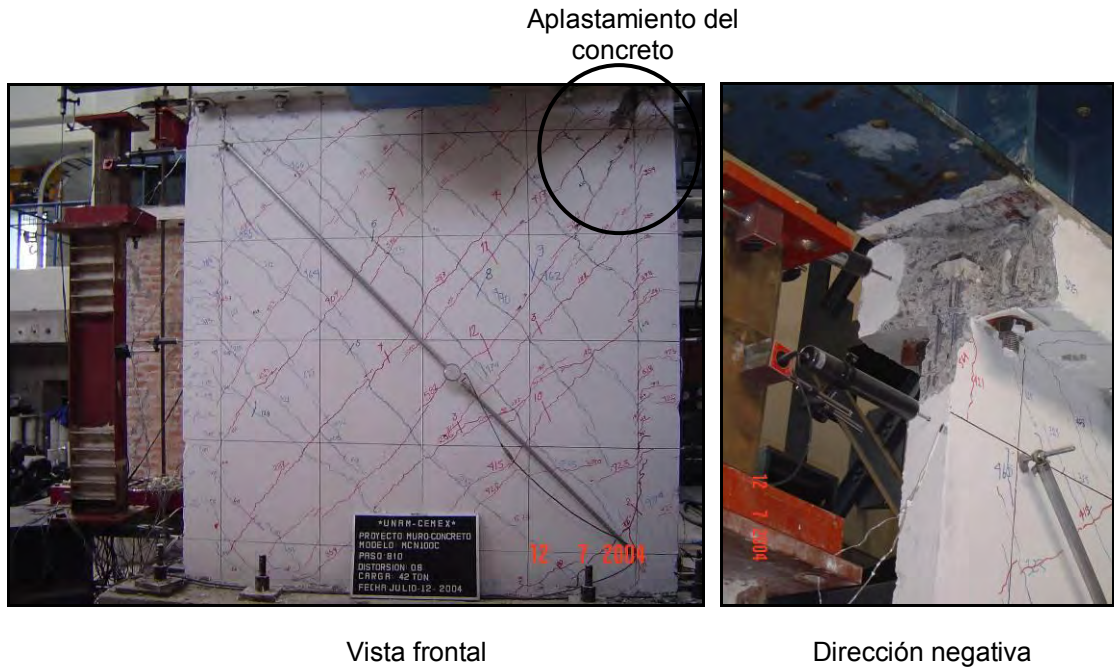
El muro MCN100C fue un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. En la figura S.22 se presenta la evolución del agrietamiento. Antes de la presencia del agrietamiento inclinado, se observaron grietas horizontales por flexión en los elementos de borde del muro. El agrietamiento inclinado se presentó a distorsiones de 0.14% y 0.16% para las direcciones de carga positiva y negativa, respectivamente (fig. S.22a). El agrietamiento inclinado se caracterizó por grietas con inclinaciones de 45° aproximadamente con respecto a la base del muro. A distorsiones de 0.62 y 1.00% se alcanzó la resistencia del muro en las direcciones positiva y negativa de carga, respectivamente. La anchura máxima de las grietas fue de 4 mm y se presentó cerca de la diagonal principal en la parte superior del muro en ambas direcciones de carga. El daño fue uniforme sobre toda la superficie del muro. Para el daño asociado a la resistencia, las grietas solo penetraron en las esquinas superiores del muro pero no en las inferiores. En la dirección negativa, a una distorsión de 0.80% (fig. S.22c), se aplastó el concreto en el borde del muro en su parte superior (unión losa-muro) mientras que en la dirección positiva se aplastó el concreto en la esquina superior este del muro. La resistencia última se registró a distorsiones de 1.23 y 1.59% para las direcciones positiva y negativa, respectivamente. Al final de ensaye, el daño no penetró en las esquinas inferiores de los elementos de borde y la resistencia se vio reducida debido al aplastamiento del concreto en la parte superior zona central. En la figura S.23 se presenta el daño del muro al final del ensaye tanto en su vista frontal como posterior. En la vista posterior se tiene una mejor apreciación del aplastamiento del concreto.



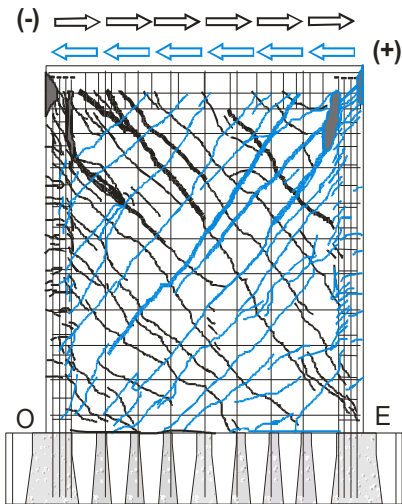
a)  $V (+) = 257 \text{ kN}$ ,  $R = 0.14\%$   
 $V (-) = 265 \text{ kN}$ ,  $R = 0.16\%$



b)  $V (+) = 472 \text{ kN}$ ,  $R = 0.62\%$   
 $V (-) = 436 \text{ kN}$ ,  $R = 1.00\%$

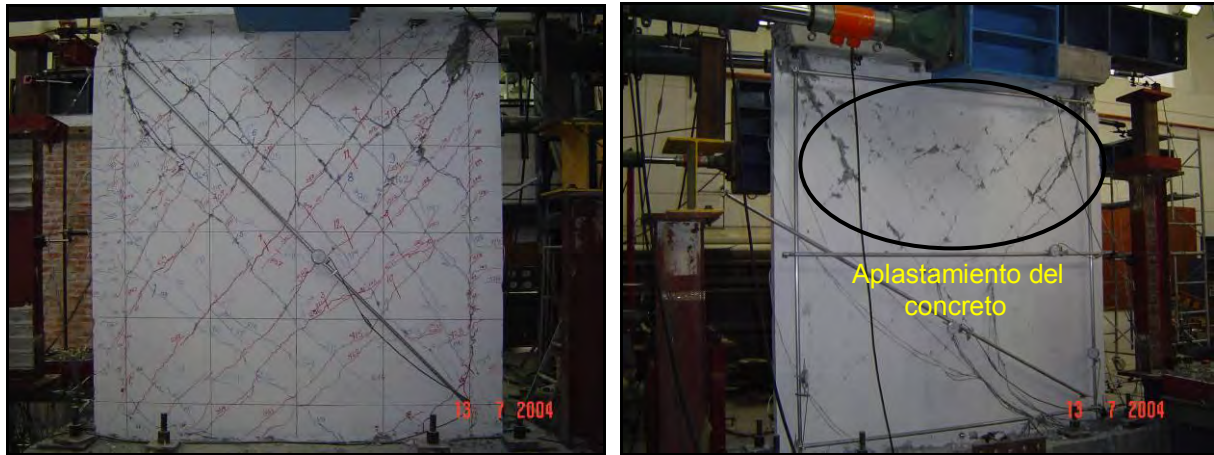


c) Distorsión,  $R = 0.80\%$



d)  $V (+) = 378 \text{ kN}$ ,  $R = 1.23\%$   
 $V (-) = 348 \text{ kN}$ ,  $R = 1.59\%$

**Figura S.22 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCN100C**



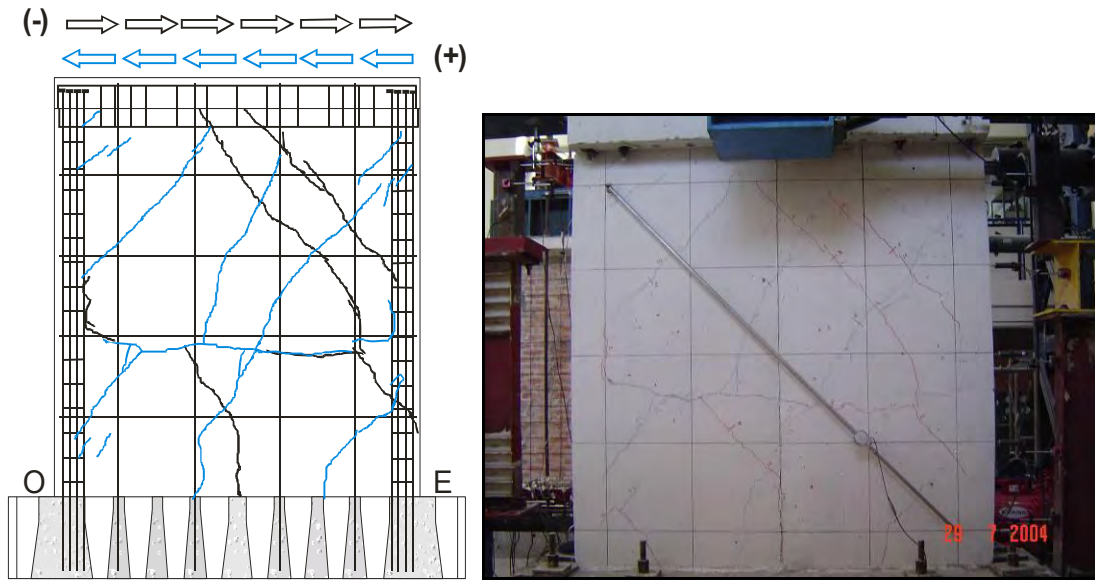
a) Vista frontal

b) Vista posterior

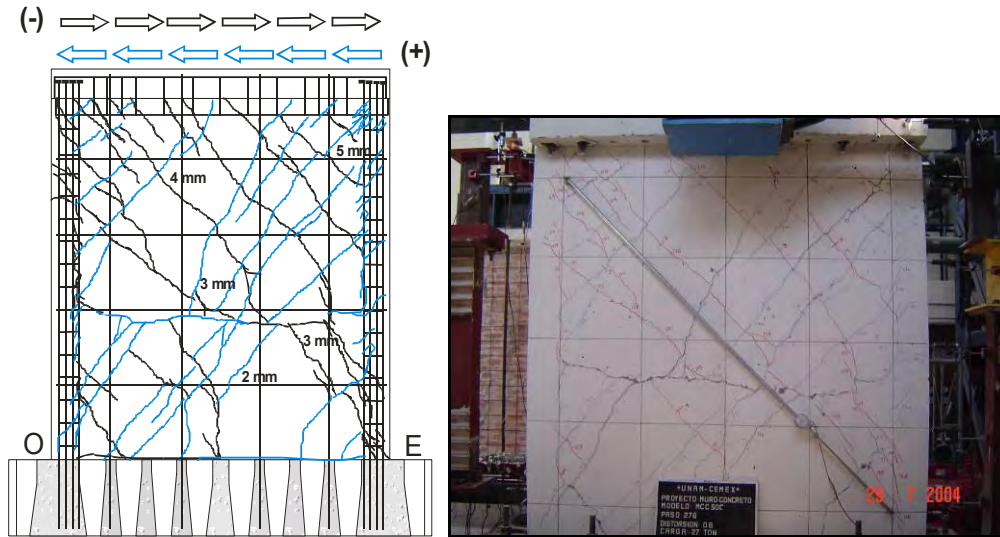
**Figura S.23 Estado final de daño del muro MCN100C**

#### S.2.11 Muro MCC50C

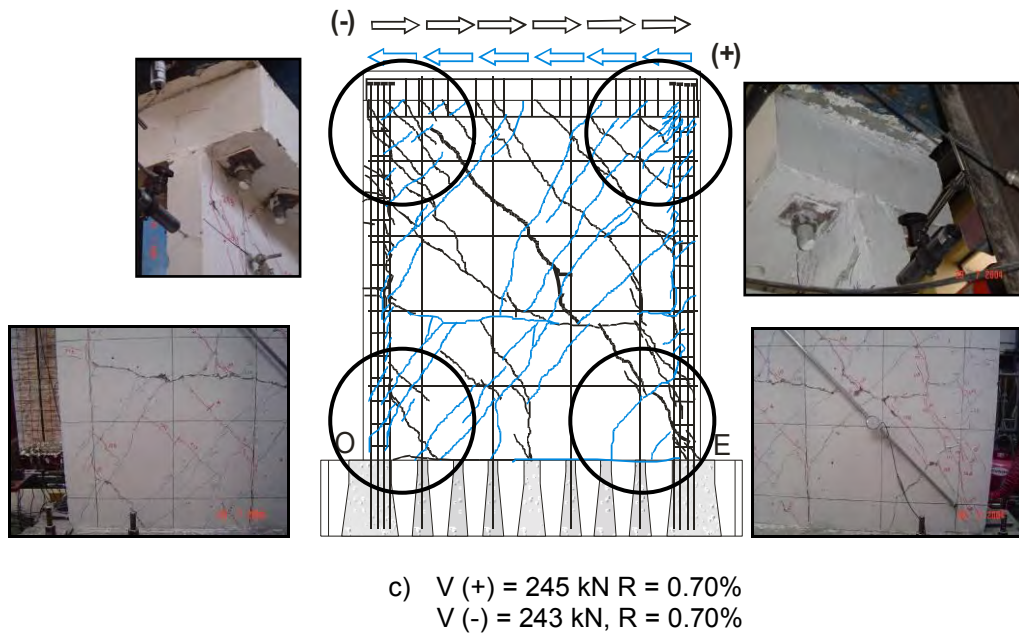
El muro MCC50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. En la figura S.24 se presenta la evolución del agrietamiento. El agrietamiento inclinado se presentó a distorsiones de 0.07% y 0.11% para la dirección de carga positiva y negativa, respectivamente (fig. S.24a). El daño se caracterizó por grietas verticales en la base del muro inclinadas a 45° y 60° aproximadamente en la parte superior del muro. Las grietas horizontales existente en el muro por asentamiento plástico del concreto se extendieron sobre toda la longitud horizontal del muro. La resistencia se presentó a distorsiones de 0.58% y 0.60%, (fig. S.24b). En este nivel de distorsión, se incrementaron las grietas inclinadas sobre todo el muro. Las grietas penetraron en las esquinas inferiores y superiores de los elementos de borde. Como se comentó en el capítulo cuatro, este muro no se llevó a un nivel de daño severo para rehabilitarlo y reensayarlo en otra fase de la investigación. Por lo anterior, se optó por suspender la prueba al 0.70% de distorsión y después de alcanzar la resistencia al considerar que el muro tenía un nivel de daño reparable. En la figura S.24c se presenta el daño en el muro al 0.70% de distorsión. De la figura se observa que el daño penetró en los bordes de la losa superior sin llegar a presentarse el aplastamiento del concreto. De igual manera las grietas penetraron en los bordes inferiores del muro sin llegar a aplastarse el concreto en esta zona. En la figura S.25 se presenta el daño del muro al final del ensaye. El tipo de falla que se presentó en el muro estuvo asociado al cortante por tensión diagonal.



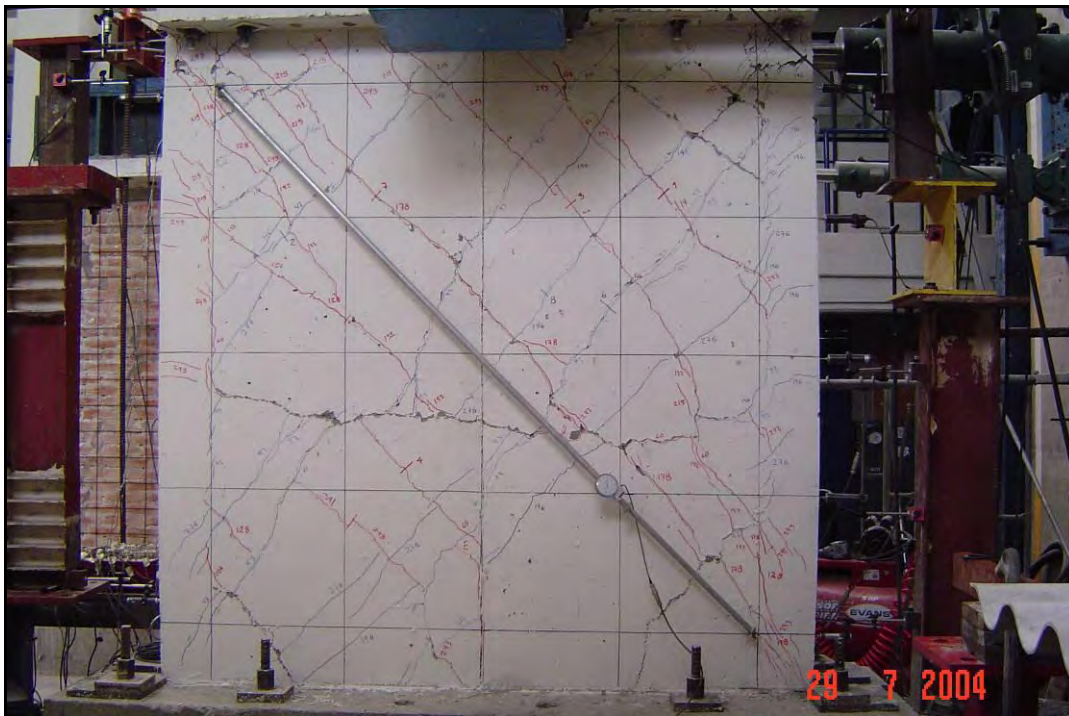
a)  $V (+) = 99 \text{ kN}$ ,  $R = 0.07\%$   
 $V (-) = 98 \text{ kN}$ ,  $R = 0.11\%$



b)  $V (+) = 262 \text{ kN}$ ,  $R = 0.58\%$   
 $V (-) = 260 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



**Figura S.24 Evolución del agrietamiento durante el ensayo MCC50C**

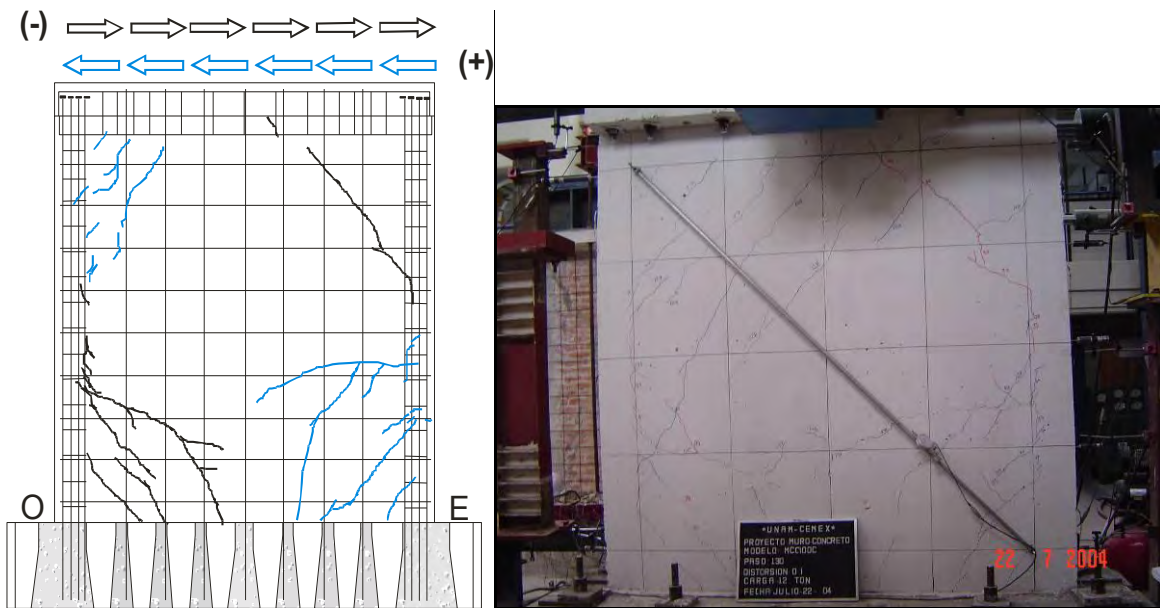


**Figura S.25 Estado final de daño del muro MCC50C**

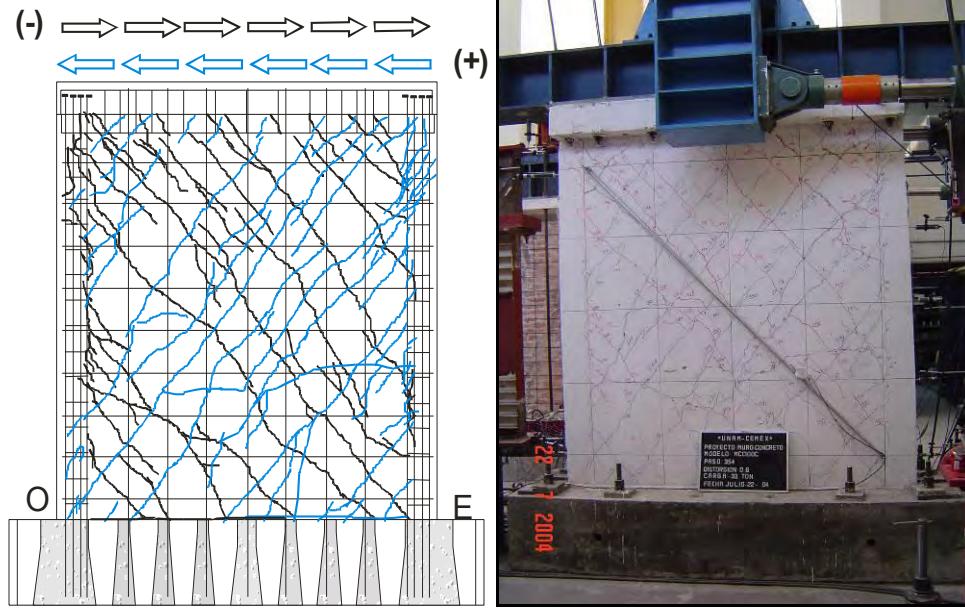
S.2.12 Muro MCC100C

El muro MCC100C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente a la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. En la figura S.26 se presenta la evolución del agrietamiento. Antes de la presencia del

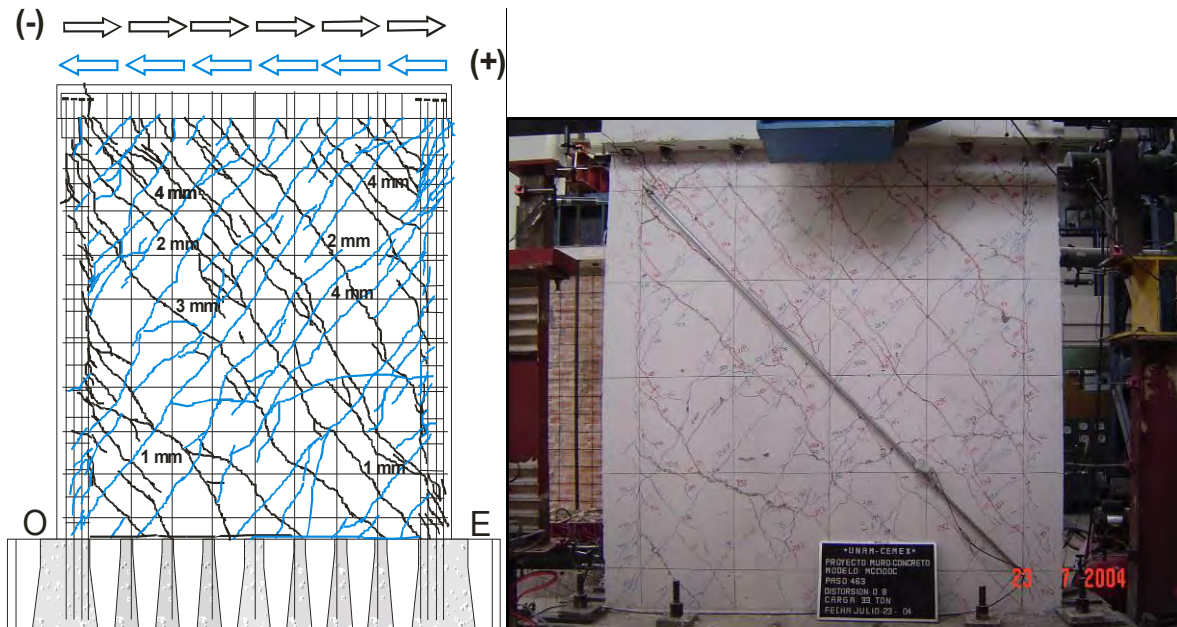
agrietamiento inclinado, se observaron grietas horizontales por flexión en los elementos de borde del muro. El agrietamiento inclinado se presentó a distorsiones de 0.13% y 0.11%, para las direcciones de carga positiva y negativa, respectivamente (fig. S.26a). El agrietamiento inclinado se caracterizó por grietas con inclinaciones de 45° aproximadamente con respecto a la base del muro en los extremos del muro, lejos de la diagonal principal. A una distorsión de 0.60%, el daño fue distribuido sobre todo el muro. No se presentaron grietas horizontales por flexión en los elementos de borde. A distorsiones de 0.81 y 0.80% se alcanzó la resistencia del muro en las direcciones positiva y negativa de carga, respectivamente. La anchura máxima de las grietas fue de 4 mm en ambas direcciones de carga y se presentó cerca de la diagonal principal en la parte superior del muro. La anchura de las grietas se fue reduciendo en la medida que se encontraba más cerca de la base del muro. El daño fue uniforme sobre toda la superficie del muro. Para este nivel de daño, las grietas penetraron en las esquinas superiores e inferiores del muro. La resistencia última se registró a distorsiones de 1.11 y 1.07% para las direcciones positiva y negativa, respectivamente. Al final de ensaye, el daño se concentró en la interfase trabe de ligamuro, presentándose un daño por deslizamiento en el plano horizontal. En la figura S.23 se presenta el daño del muro al final del ensaye donde se observa el plano de falla horizontal del muro.



- a)  $V (+) = 117 \text{ kN}$ ,  $R = 0.13\%$   
 $V (-) = 118 \text{ kN}$ ,  $R = 0.11\%$

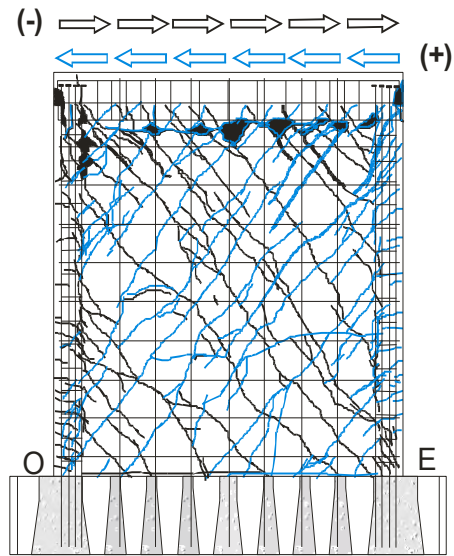


b)  $V (+) = 305 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



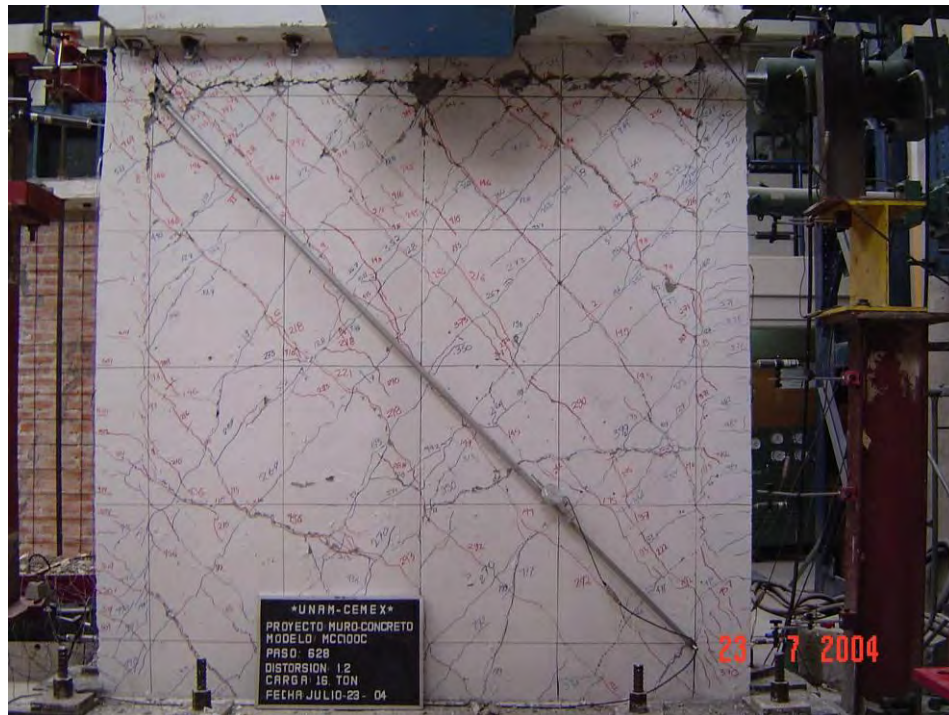
c)  $V (+) = 341 \text{ kN}$ ,  $R = 0.81\%$   
 $V (-) = 333 \text{ kN}$ ,  $R = 0.80\%$





d)  $V (+) = 272 \text{ kN}$ ,  $R = 1.11\%$   
 $V (-) = 275 \text{ kN}$ ,  $R = 1.07\%$

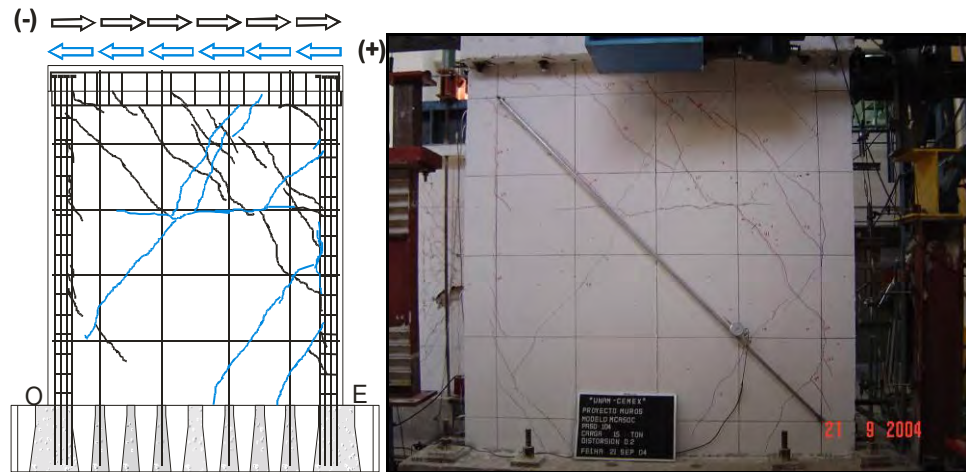
**Figura S.26 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC100C**



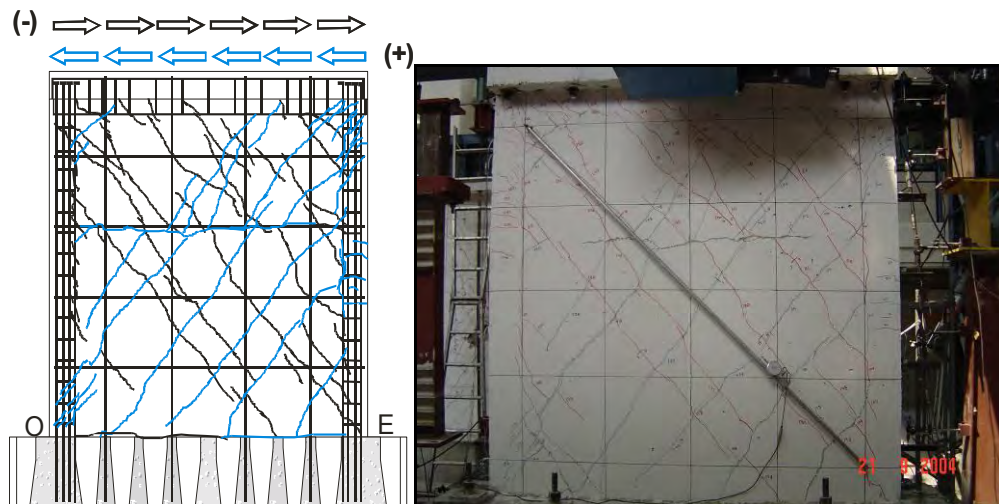
**Figura S.27 Estado final de daño del muro MCC100C**

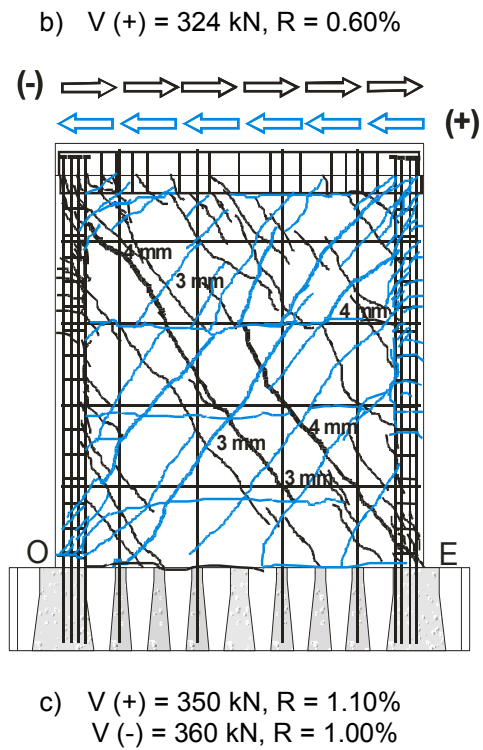
S.2.13 Muro MCA50C

El muro MCA50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. En la figura S.28 se presenta la evolución del agrietamiento. El agrietamiento inclinado se presentó a una distorsión de 0.20% en ambos sentidos de carga lateral. (fig. S.28a). En el sentido positivo el agrietamiento fue inclinado a 45° cercano a la diagonal del muro mientras que en el sentido negativo el agrietamiento se presentó en la parte superior este del muro. A una distorsión de 0.60% se presentó un agrietamiento distribuido sobre todo el muro (fig. S.28b). Las grietas fueron inclinadas a 45° con respecto a la base del muro. Las grietas se extendieron a las esquinas superiores e inferiores del muro. La resistencia se presentó a una distorsión de 1.00% en ambas direcciones de carga (fig. S.20c). El daño no se modificó de manera significativa con respecto al registrado al 0.60% de distorsión. La anchura máxima de las grietas fue de 4 mm en ambas direcciones de carga. Las grietas penetraron completamente en las esquinas superiores e inferiores del muro. En la figura S.29 se presenta el estado final de daño del muro. El tipo de falla que se presentó en el muro estuvo asociado al cortante por tensión diagonal.

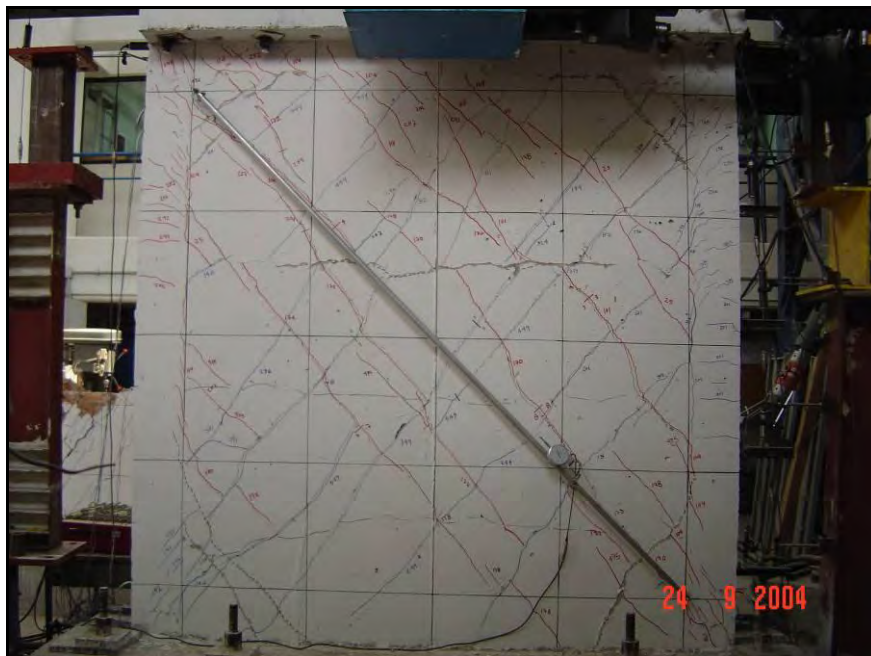


a)  $V (+) = 118 \text{ kN}$ ,  $R = 0.20\%$   
 $V (-) = 148 \text{ kN}$ ,  $R = 0.20\%$





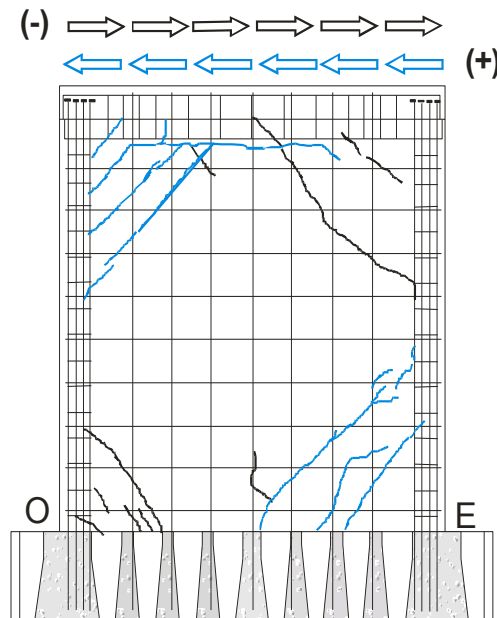
**Figura S.28 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA50C**



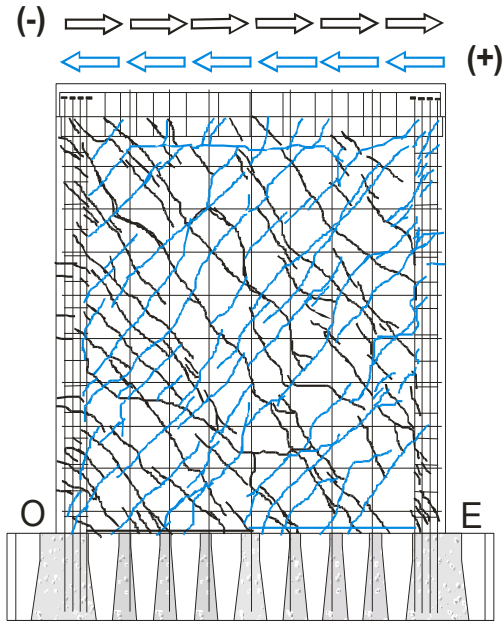
**Figura S.29 Estado final de daño del muro MCA50C**

S.2.14 Muro MCA100C

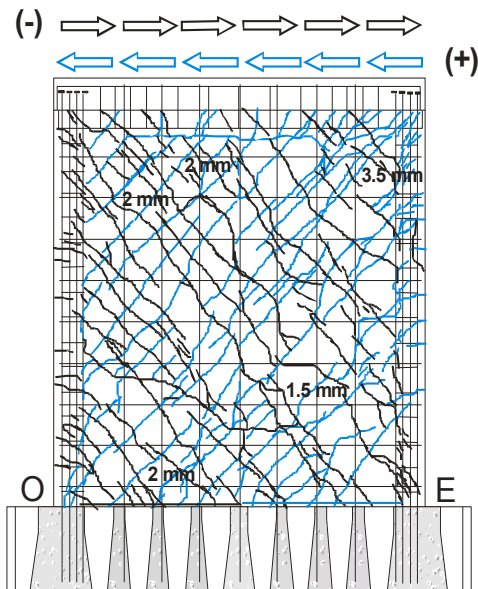
El muro MCA100C fue un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. En la figura S.30 se presenta la evolución del agrietamiento. El agrietamiento inclinado se presentó a distorsiones de 0.12% y 0.10% para las direcciones de carga positiva y negativa, respectivamente (fig. S.30a). El daño en este punto se caracterizó por grietas con inclinaciones de 45° aproximadamente con respecto a la base del muro. Las grietas aparecieron en las esquinas superiores e inferiores del muro. El nivel de daño a una distorsión de 0.60% se presenta en la figura S.30b. De la figura se observa que el daño fue distribuido en toda la superficie del muro con grietas a una inclinación aproximada a 45° y en la zona de los elementos de borde con grietas horizontales distribuidas en toda la altura. La resistencia se presentó a una distorsión cercana al 1.00% en ambas direcciones de carga (fig. S.30c). La anchura máxima de las grietas fue de 3.5 mm y se presentó cerca de la diagonal principal en la parte superior este del muro para la dirección de carga positiva. El daño fue uniforme sobre toda la superficie del muro. Las grietas penetraron en las esquinas superiores e inferiores del muro. Para este nivel de daño no se presentó aplastamiento del concreto en ninguna zona del muro. La resistencia última se registró a distorsiones de 1.36 y 1.70% para las direcciones de carga positiva y negativa respectivamente. Al final de ensaye, el daño no penetró completamente en las esquinas inferiores de los elementos de borde. De manera similar al muro MCN100C, la resistencia se vio reducida debido al aplastamiento del concreto en la parte superior zona central. En la figura S.31 se presenta el daño del muro al final del ensaye resaltando con marcador la zona de aplastamiento del muro.



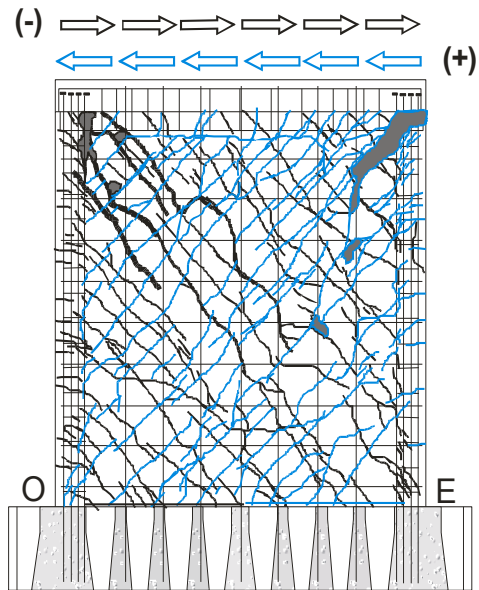
a)  $V(+) = 98 \text{ kN}$ ,  $R = 0.12\%$   
 $V(-) = 98 \text{ kN}$ ,  $R = 0.10\%$



b)  $V = 338 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



c)  $V(+)$  = 449 kN,  $R = 0.99\%$   
 $V(-)$  = 459 kN,  $R = 1.01\%$



d)  $V(+)$  = 359 kN,  $R$  = 1.36%  
 $V(-)$  = 367 kN,  $R$  = 1.70%

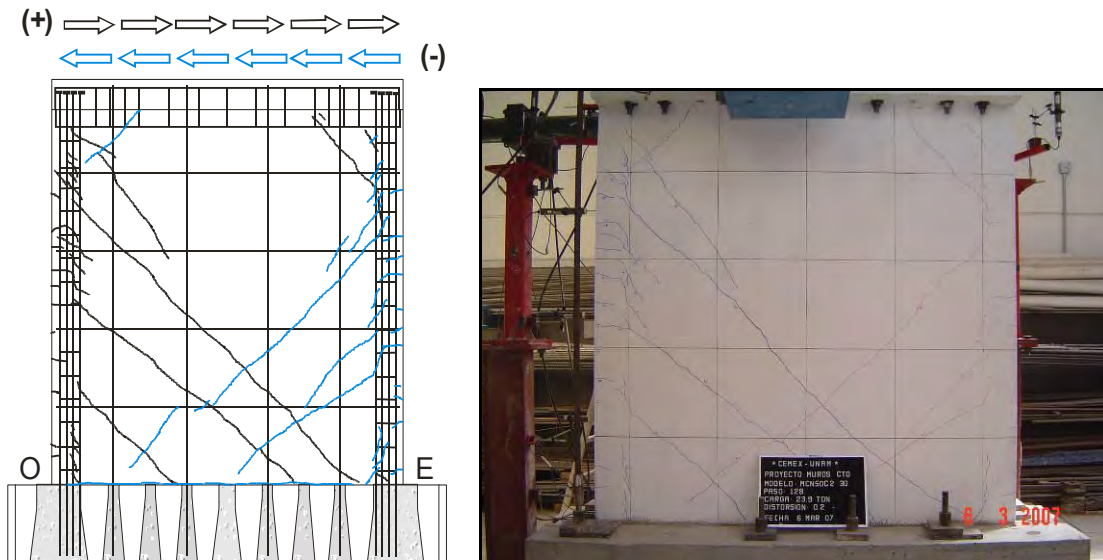
**Figura S.30 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA100C**



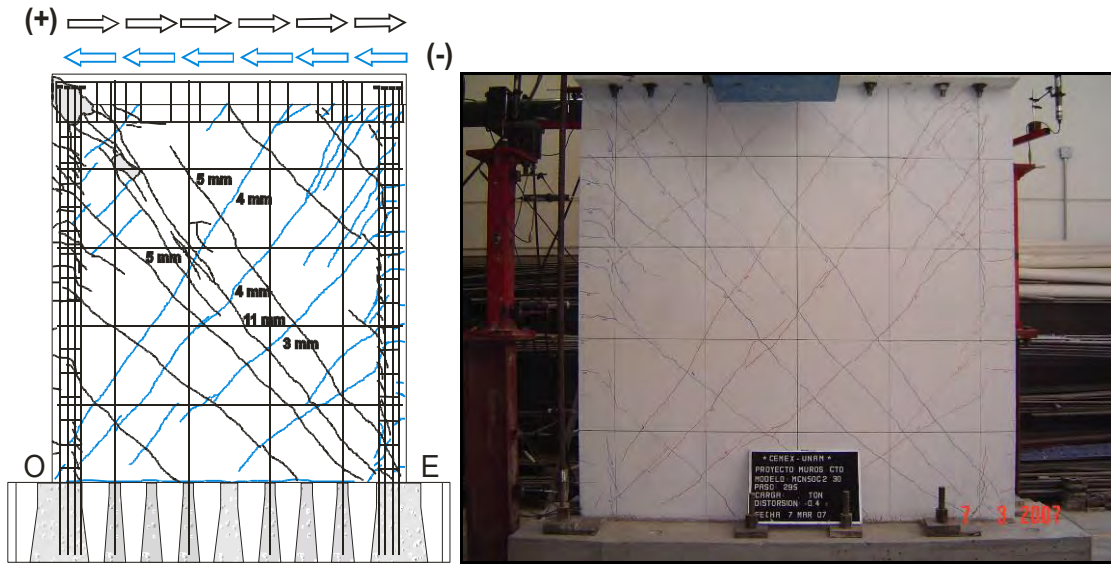
**Figura S.31 Estado final de daño del muro MCA100C**

## S.2.15 Muro MCN50C2

El muro MCN50C2 correspondió a una repetición del ensayo MCN50C, es decir, a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. En la figura S.32 se presenta la evolución del agrietamiento. El agrietamiento inclinado se presentó a una distorsión de 0.20% en el sentido positivo y a 0.28% en el sentido negativo de aplicación de carga lateral respectivamente (fig. S.32a). Al igual que en el ensayo del muro MCN50C, las grietas se presentaron en ambos casos en la parte inferior del muro con grietas a una inclinación aproximada de 45°. La resistencia se alcanzó a distorsiones de 0.47% y 0.40% en las direcciones positiva y negativa, respectivamente (fig. S.32b). Con respecto al daño que se presentó a la carga de agrietamiento, en esta etapa aparecieron grietas inclinadas en la parte superior del muro y sobre la diagonal además de la presencia de grietas horizontales en los elementos de borde. La anchura máxima de las grietas fue de 4 mm en la dirección positiva y de 11 mm en la dirección negativa (fig. S.32b). En la figura S.32c se presenta el daño del muro al pico de carga lateral en la resistencia ( $R=0.90\%$ ). De la figura se observa como la anchura de la grieta principal se va reduciendo en la medida que se aproxima a la base del muro. La grieta llegó al elemento de borde del lado este pero no se presentó el aplastamiento del concreto en la zona. En la figura S.32d se presenta el daño del muro al final de ensayo a distorsiones de 0.95% y 0.94% para las direcciones de carga lateral positiva y negativa, respectivamente. El daño en el muro no se modificó de manera apreciable con respecto al obtenido a la resistencia (fig. S.32b). En la figura S.33 se presenta el estado del muro al final del ensayo. De la figura se observa el daño concentrado en los bordes superiores del muro y el escaso daño en los extremos inferiores. El tipo de falla que se presentó en el muro estuvo asociado al cortante por tensión diagonal con la presencia del desprendimiento de la losa en los extremos del muro.



a)  $V(+)$  = 234 kN,  $R$  = 0.20%  
 $V(-)$  = 316 kN,  $R$  = 0.28%

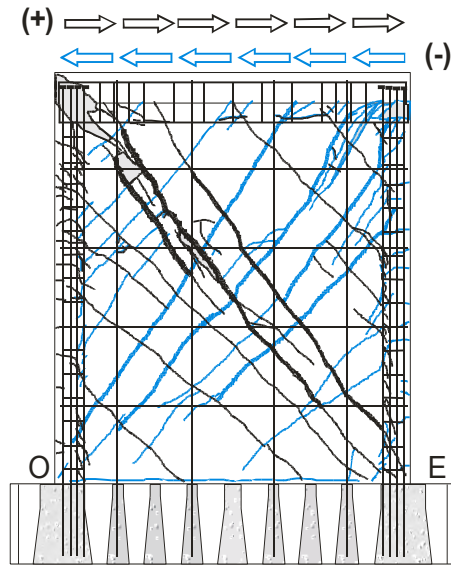


b)  $V(+)$  = 336 kN,  $R$  = 0.47%  
 $V(-)$  = 322 kN,  $R$  = 0.40%



c) Resistencia, pico de carga lateral,  $R$  = 0.90%





d)  $V(+)$  = 269 kN,  $R$  = 0.94%  
 $V(-)$  = 258 kN,  $R$  = 0.95%

**Figura S.32 Evolución del agrietamiento durante el ensayo MCN50C2**

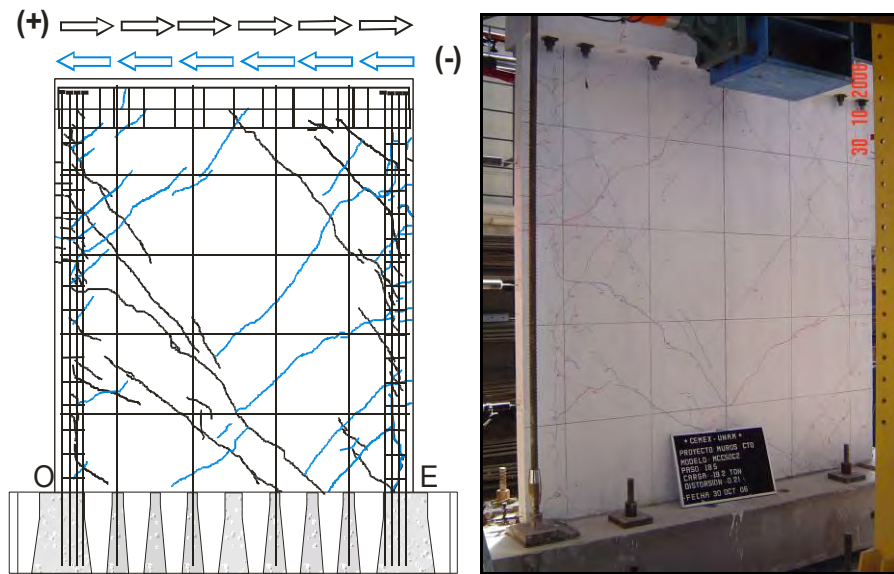


**Figura S.33 Estado final de daño del muro MCN50C2**

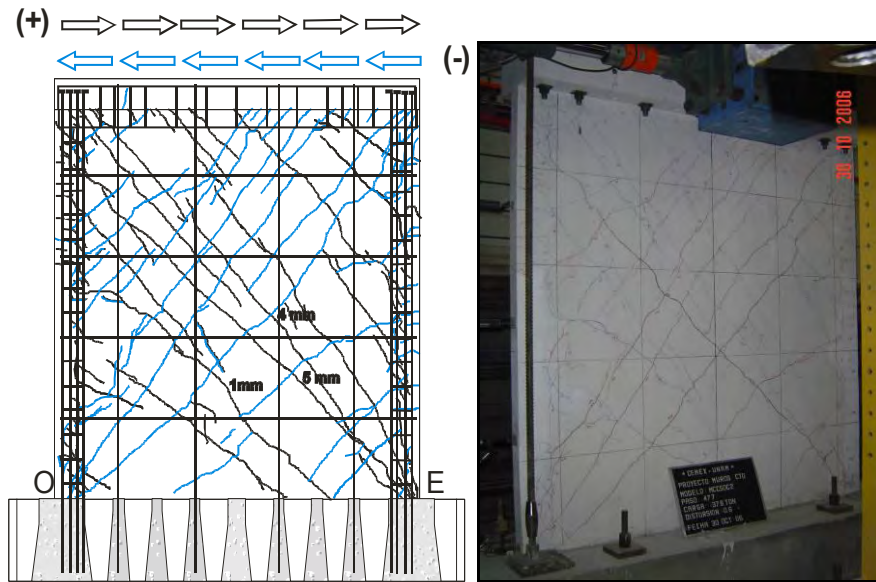
#### S.2.16 Muro MCC50C2

El muro MCC50C2 correspondió a la repetición del muro MCC50C, es decir, a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. En la figura S.34 se presenta la evolución del agrietamiento. El agrietamiento inclinado se presentó a distorsiones de 0.23% y 0.19% para la dirección de carga positiva y negativa, respectivamente (fig. S.34a). El daño se caracterizó por grietas

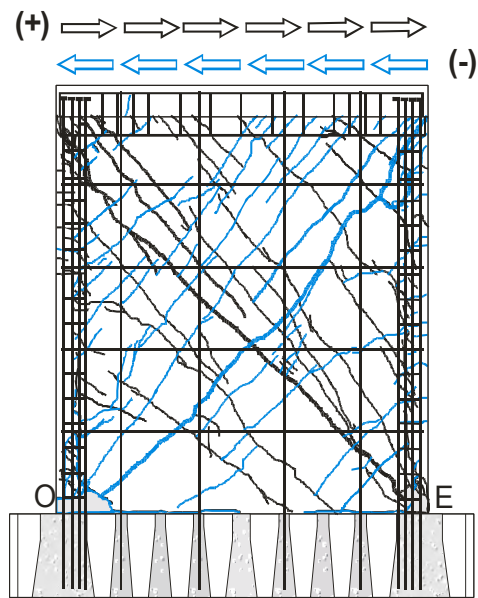
inclinadas a 45° en las esquinas del muro. La resistencia se alcanzó a distorsiones de 0.57% en ambas direcciones de carga, (fig. S.34b). En este nivel de distorsión, se presentaron grietas diagonales en el muro. Las grietas penetraron en las esquinas inferiores y superiores de los elementos de borde. Se presentaron grietas horizontales por flexión en los elementos de borde del muro sobre toda su altura. Las anchuras máximas de las grietas se midieron en la diagonal del muro y correspondieron anchuras de 4 mm y 5 mm para las direcciones de carga lateral positiva y negativa, respectivamente. En la figura S.34c se presenta el daño en el muro al final del ensaye para distorsiones de 1.22% y 1.35%. De la figura se observa que no modificó el daño de manera significativa con respecto al registrado a la resistencia. Las grietas penetraron en los bordes inferiores del muro sin llegar a aplastarse el concreto en esta zona. En la figura S.35 se presenta el daño del muro al final del ensaye. Al igual que el ensaye MCN50C, el tipo de falla que se presentó en el muro estuvo asociado al cortante por tensión diagonal con la presencia del desprendimiento de la losa en los extremos del muro.



a)  $V(+) = 231 \text{ kN}$ ,  $R = 0.23\%$   
 $V(-) = 168 \text{ kN}$ ,  $R = 0.19\%$



b)  $V(+) = 363 \text{ kN}$ ,  $R = 0.57\%$   
 $V(-) = 386 \text{ kN}$ ,  $R = 0.57\%$



c)  $V(+) = 290 \text{ kN}$ ,  $R = 1.22\%$   
 $V(-) = 309 \text{ kN}$ ,  $R = 1.35\%$

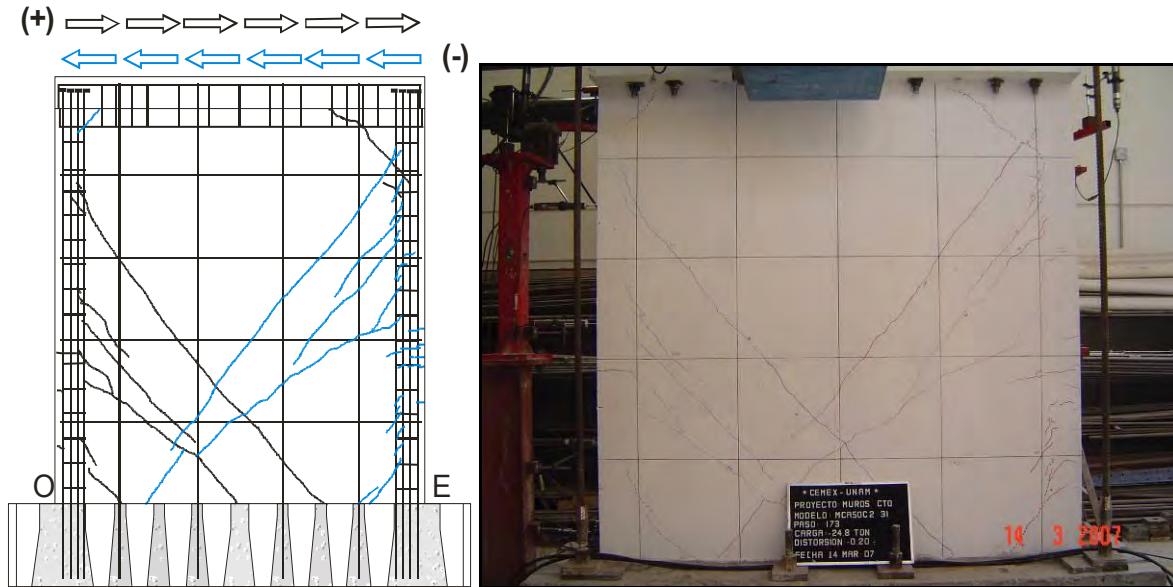
**Figura S.34 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCC50C2**



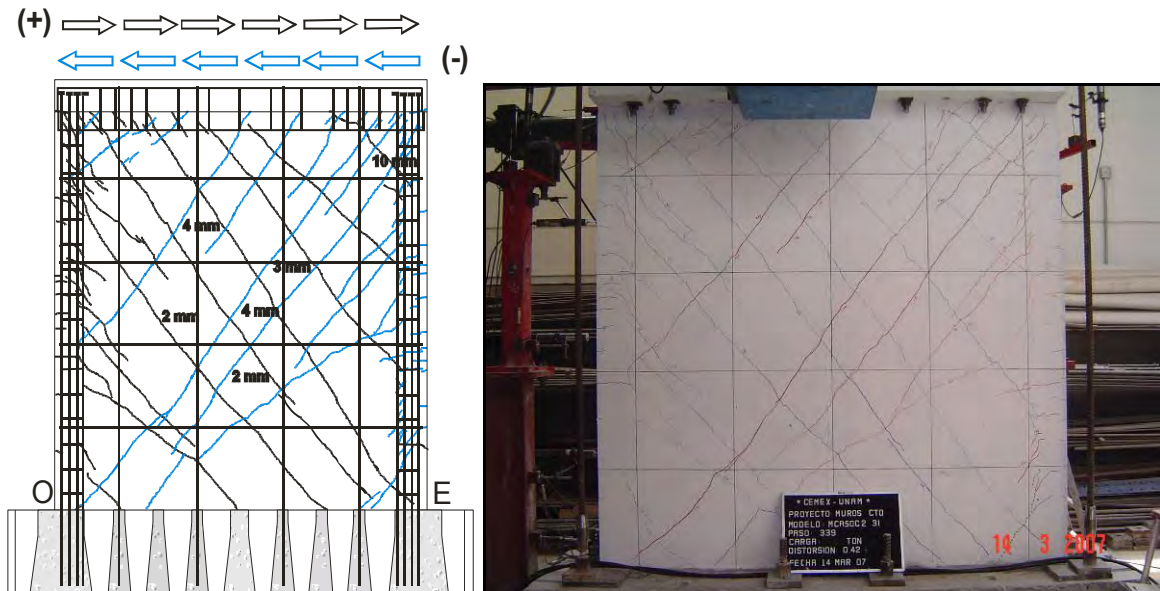
**Figura S.35 Estado final de daño del muro MCC50C2**

#### S.2.17 Muro MCA50C2

El muro MCA50C2 fue una repetición del ensayo MCA50C, es decir, a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. En la figura S.36 se presenta la evolución del agrietamiento. El agrietamiento inclinado se presentó a una distorsión de 0.13% en el sentido positivo y a 0.17% en el sentido negativo de aplicación de carga lateral, respectivamente (fig. S.36a). A diferencia que en el ensayo del muro MCA50C, el agrietamiento se presentó en ambos casos en la parte inferior del muro con grietas a una inclinación aproximada de 45°. La resistencia se alcanzó a distorsiones de 0.38% y 0.41% en las direcciones positiva y negativa, respectivamente (fig. S.36b). Con respecto al daño que se presentó a la carga de agrietamiento, en esta etapa aparecieron grietas sobre la diagonal además de la presencia de grietas horizontales en los elementos de borde. La anchura máxima de las grietas fue de 4 mm en la zona central del muro y de 10 mm cerca de los extremos superiores del muro (fig. S.36b). En la figura S.32c se presenta el daño del muro al pico de carga lateral, en la resistencia ( $R = 0.80\%$ ). De manera similar al ensayo del muro MCN50C2, de la figura se observa como la anchura de la grieta principal se va reduciendo en la medida que se aproxima a la base del muro. La grieta llegó al elemento de borde del lado este pero no se presentó el aplastamiento del concreto en la zona. En la figura S.36d se presenta el daño del muro al final de ensayo a distorsiones de 0.82% y 0.74% para las direcciones de carga lateral positiva y negativa, respectivamente. El daño en el muro no se modificó de manera apreciable con respecto al obtenido a la resistencia excepto por la anchura de las grietas que se incrementó (fig. S.36b). En la figura S.37 se presenta el estado del muro al final del ensayo. De manera similar al ensayo del muro MCN50C2, de la figura se observa el daño concentrado en los bordes superiores del muro y el escaso daño en los extremos inferiores. El tipo de falla que se presentó en el muro estuvo asociado al cortante por tensión diagonal con la presencia del desprendimiento de la losa en los extremos del muro.

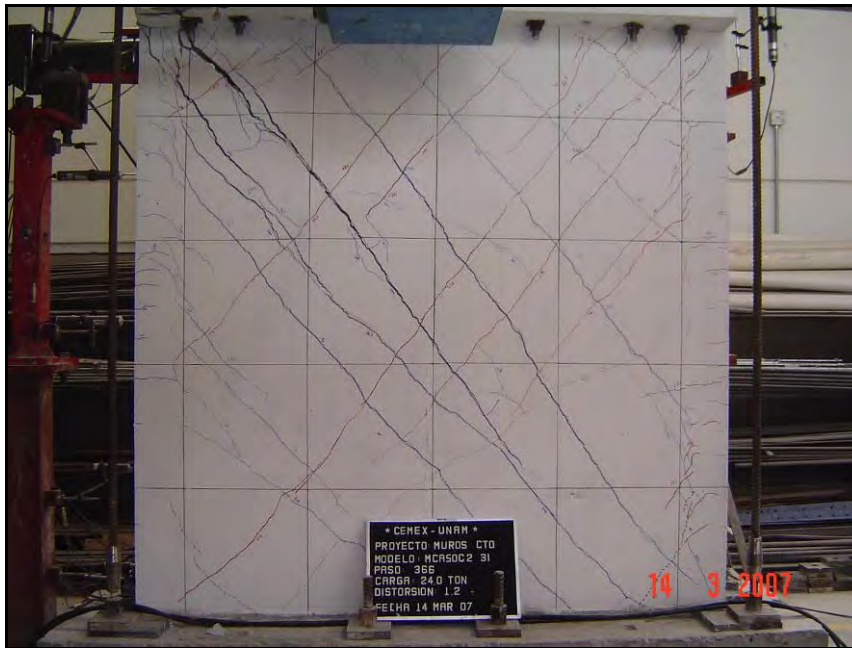


a)  $V(+)$  = 197 kN,  $R$  = 0.13%  
 $V(-)$  = 235 kN,  $R$  = 0.17%

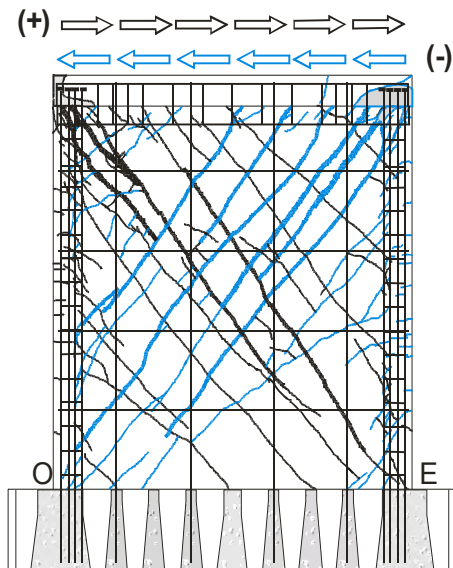


b)  $V(+)$  = 321 kN,  $R$  = 0.38%

$V(-) = 320 \text{ kN}$ ,  $R = 0.41\%$



c) Resistencia, pico de carga lateral



d)  $V(+) = 257 \text{ kN}$ ,  $R = 0.82\%$   
 $V(-) = 256 \text{ kN}$ ,  $R = 0.74\%$

**Figura S.36 Evolución del agrietamiento durante el ensaye MCA50C2**



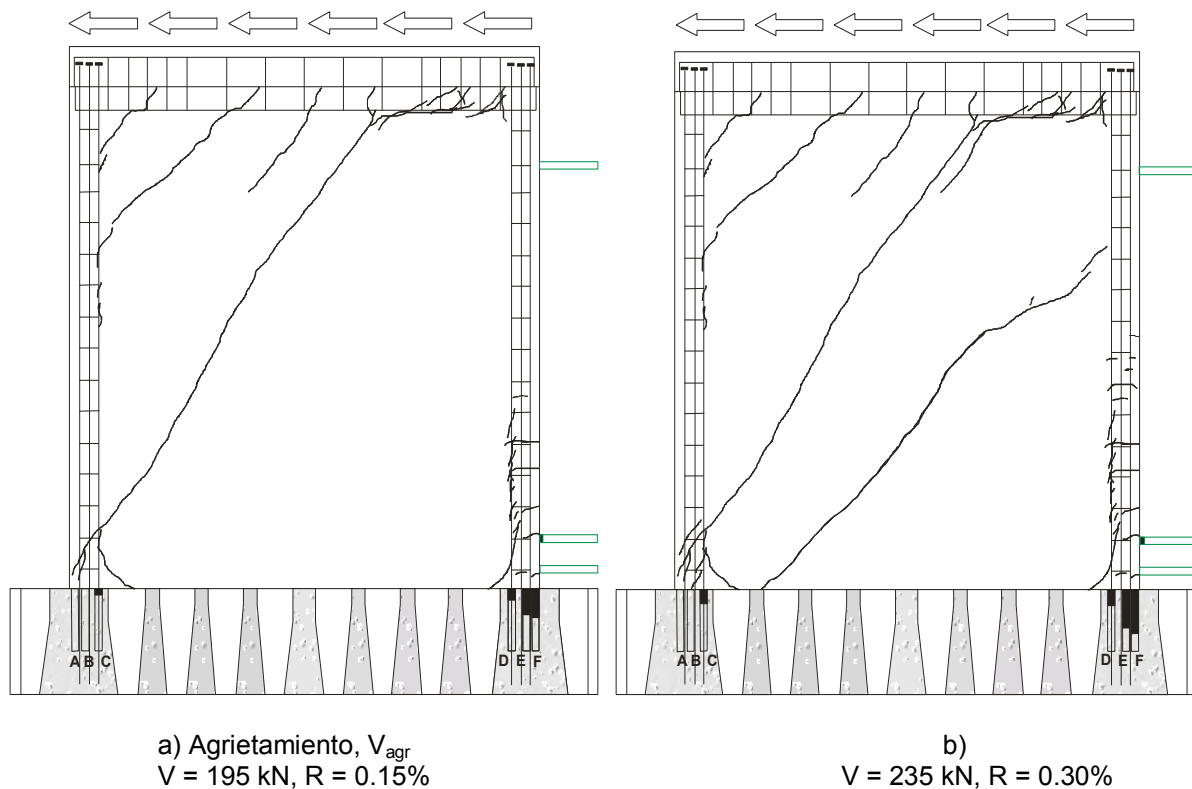
**Figura S.37 Estado final de daño del muro MCA50C2**

**Apéndice T. Comportamiento del refuerzo interior de los muros de concreto**

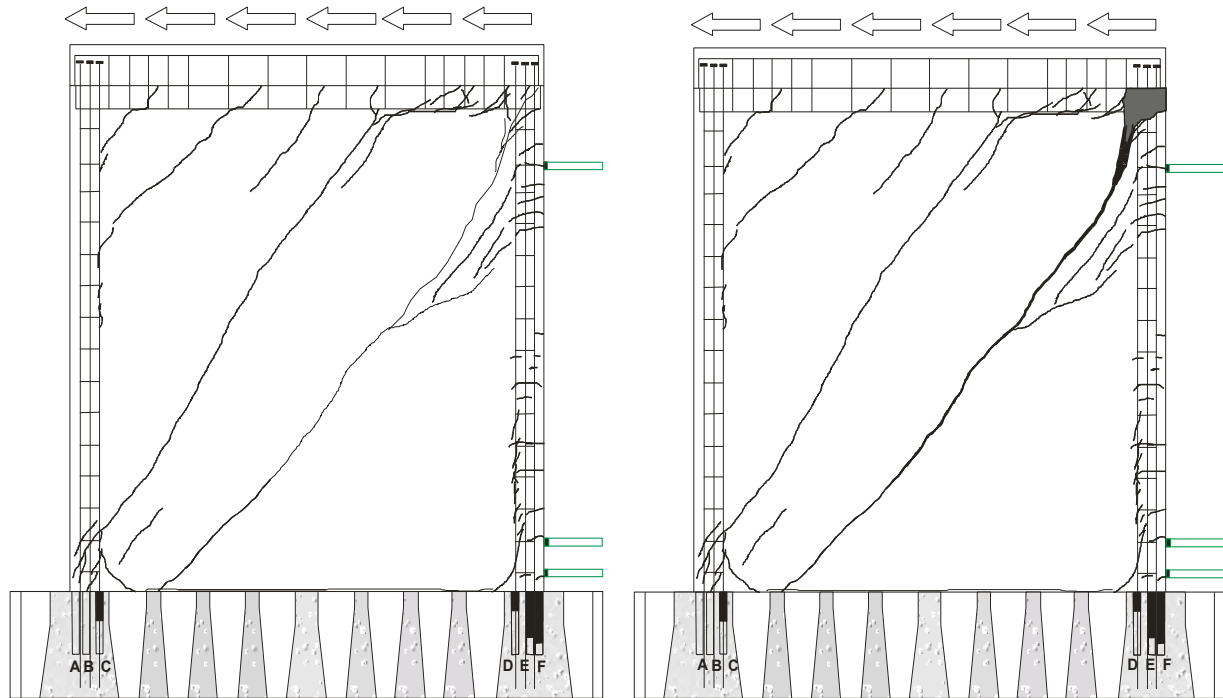
En este apéndice se presenta el comportamiento del refuerzo interior de los muros de concreto. En las figuras de esta sección, se indica el nivel de las deformaciones registrado durante los ensayos en el refuerzo con barras achuradas. Cada barra achurada corresponde a un deformímetro y su posición coincide con la posición real del sensor dentro del muro. La ausencia de achurado indica la ausencia de deformaciones por tensión en el sensor, mientras que el achurado completo indica la fluencia del refuerzo en la zona, que incluye, la deformación por endurecimiento en caso de haberse presentado. Se consideró como fluencia cuando el nivel de deformación registrado fue mayor que la deformación medida en las pruebas de barras presentadas en el apéndice N ( $\epsilon_y > 0.0026$ , pruebas monótonas y  $\epsilon_y > 0.0022$ , pruebas cíclicas). La deformación por endurecimiento no fue capaz de medirla con los deformímetros adheridos debido a la falla previa de la adherencia entre el deformímetro y la barra de acero. Situaciones intermedias de achurado indican el nivel de las deformaciones de la barra con respecto a la deformación de fluencia. La barra horizontal o vertical indica el sentido del deformímetro dentro del muro. Las barras con el contorno en color verde corresponden a lecturas de deformímetros localizadas en estribos. En las figuras sólo se indican los esfuerzos de tensión registrados durante los ensayos. El registro de las deformaciones de compresión es presentado en el apéndice U. Las figuras incluyen el agrietamiento que se presentó durante los ensayos y el detallado de los muros. A continuación se describe el comportamiento del refuerzo interior observado durante los ensayos.

**T.1 Muro MCN0M**

El muro MCN0M correspondió a un muro cuadrado sin refuerzo en el alma, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura T.1 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensayo del muro.







c) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 297 \text{ kN}$ ,  $R = 0.51\%$

d) Último,  $V_u$   
 $V = 235 \text{ kN}$ ,  $R = 0.56\%$

— Deformación nula  
 ■ Deformación elástica  
 ■ Fluencia

**Figura T.1 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN0M**

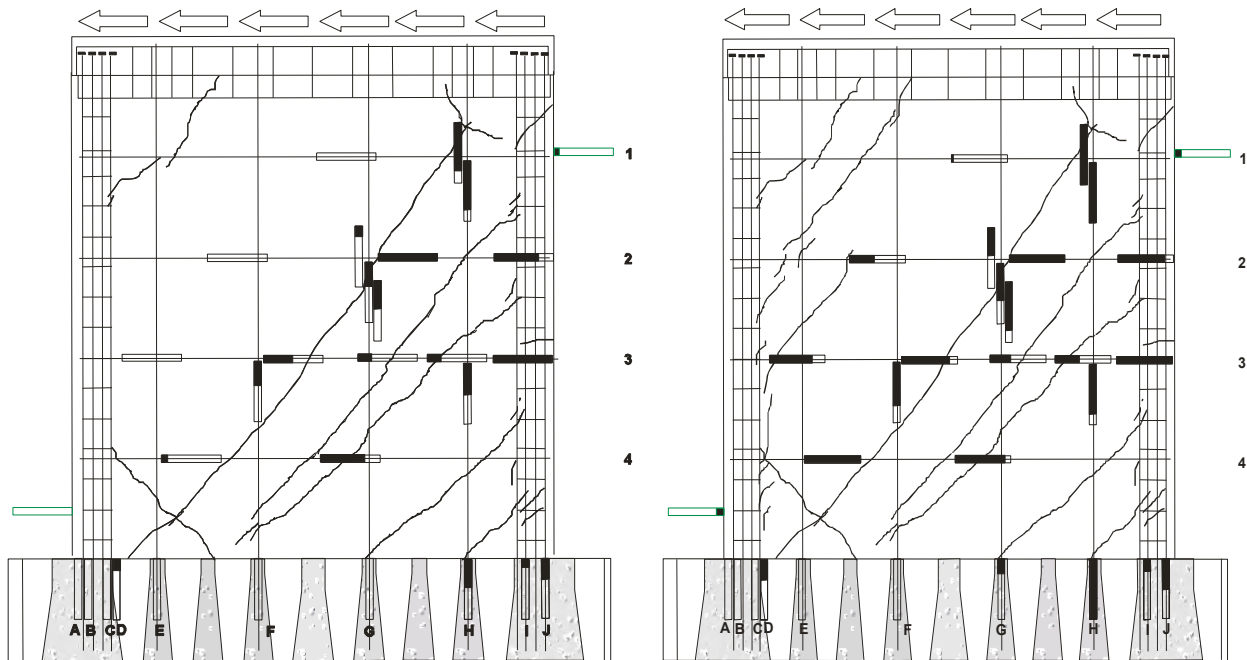
De la figura T.1a se observa que para el punto de agrietamiento, la deformación de los estribos es prácticamente nula. En la base del muro, el refuerzo longitudinal presenta deformaciones en la zona de tensión sin llegar a la fluencia (barras D, E y F). También se presenta deformación en una de las barras localizada en el extremo opuesto de la zona de tensión muy cerca de la zona de compresión (barra C). En la medida que se incrementa la carga (al 0.30% de distorsión, a la resistencia y al punto último), aumenta el número de grietas y el nivel de las deformaciones en el refuerzo longitudinal es mayor. Para el punto asociado a la resistencia se mantuvieron en niveles muy bajos de deformación los sensores colocados en los estribos. En ninguno de los deformímetros se presentó la fluencia del refuerzo longitudinal.

## T.2 Muro MCN50M

El muro MCN50M fue un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura T.2 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

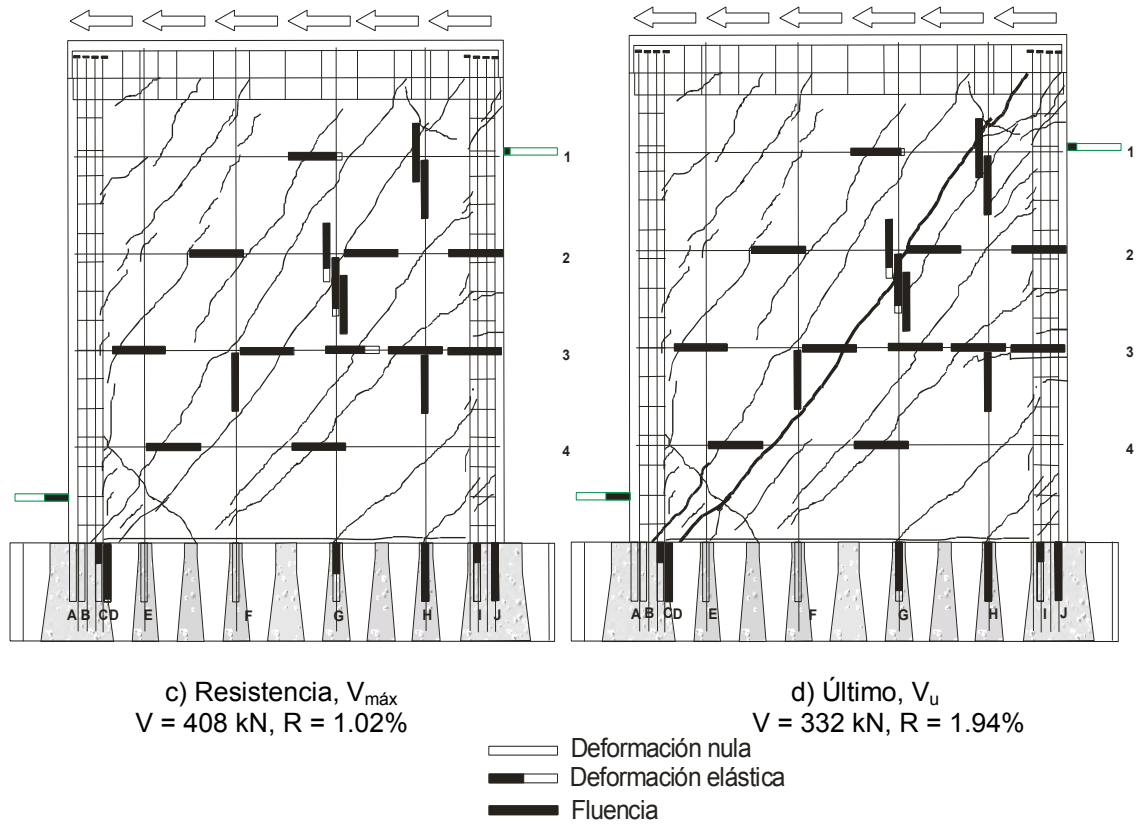
De la figura 5.2 se observa que en el punto de agrietamiento diagonal, al igual que en el ensaye del muro MCN0M, en la base del muro, el refuerzo longitudinal presentó deformaciones en la zona de tensión sin llegar a la fluencia. También se presentó deformación en una de las barras localizada en el extremo opuesto de la zona de tensión muy cerca de la zona de compresión (barra D). De las cuatro barras colocadas longitudinalmente en el alma del muro (barras E a H), sólo una presentó deformaciones por tensión (barra H). Como era de esperarse, el refuerzo vertical y horizontal presentó deformaciones en las zonas donde aparecen los agrietamientos del muro. En dos deformímetros colocados en barras

horizontales se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia del acero. Para el estado asociado al 0.60% de distorsión (fig. T.2b), se incrementaron las deformaciones en las barras. Excepto por el deformímetro localizado en la barra No 3, en todos los deformímetros horizontales colocados en la diagonal principal presentaron deformaciones asociadas a la fluencia de las barras. Los deformímetros colocados sobre la diagonal principal del alma del muro en la barra H presentaron deformaciones asociadas a la fluencia. Para el estado asociado a la resistencia (fig. T.2c), en 13 de los 18 deformímetros colocados en las barras del alma del muro presentaron deformaciones equivalentes a la fluencia de las barras incluyendo todos los deformímetros localizados en las barras horizontales de la diagonal principal. La deformación de los estribos no alcanzó el 50% de la deformación de fluencia. En la base del muro, se registraron deformaciones asociadas a la fluencia en las barras colocados en la zona extrema de tensión (barras J y H) y en la primera barra longitudinal del alma del muro (barra D). Las deformaciones para el punto último fueron similares a las descritas para el punto máximo (ver fig. T.2d).



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 196 \text{ kN}$ ,  $R = 0.22\%$

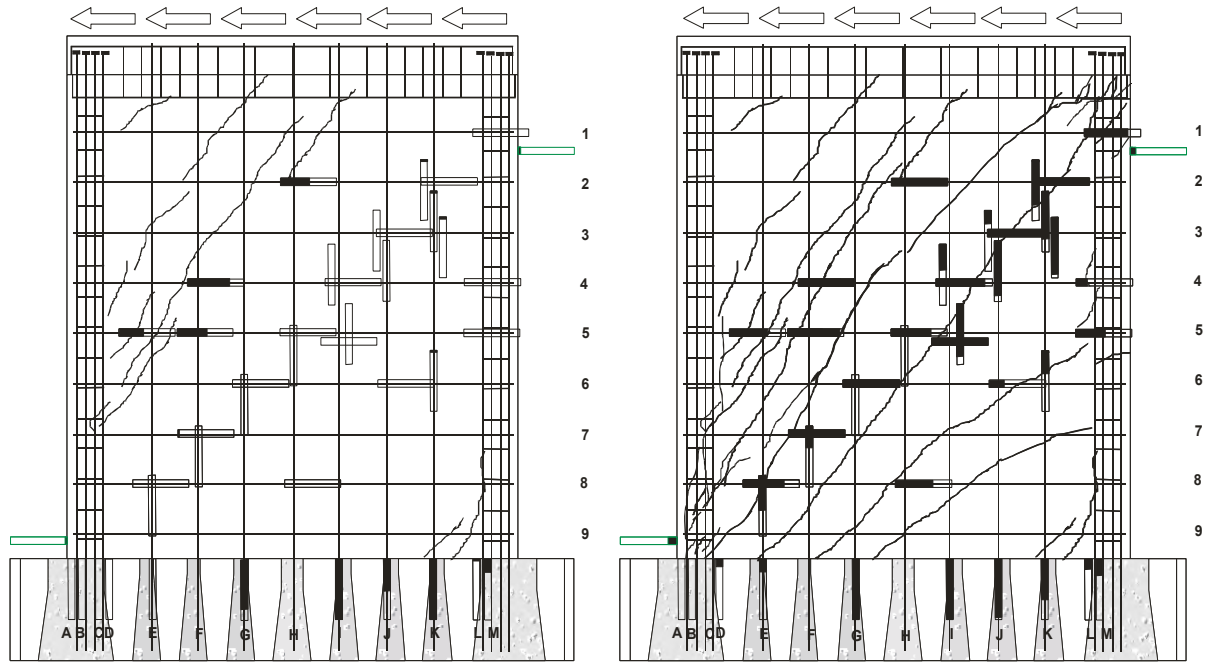
b)  
 $V = 334 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



**Figura T.2 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN50M**

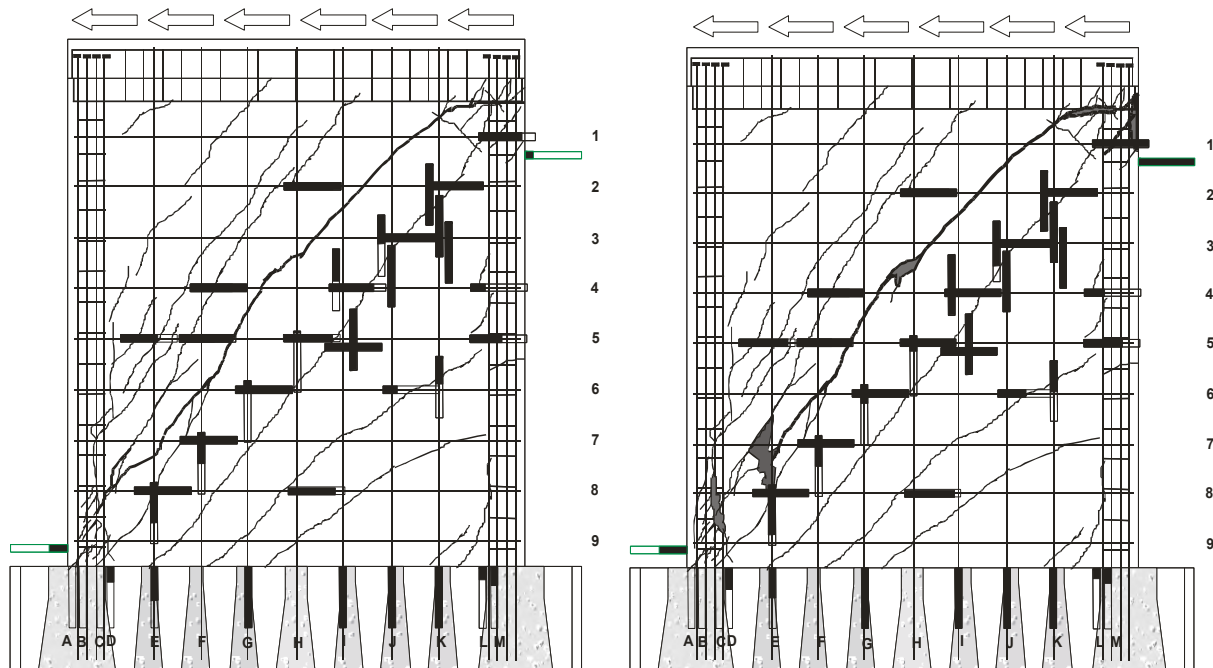
T.3 Muro MCN100M

El muro MCN100M correspondió a un muro cuadrado con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura T.3 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro. De la figura T.3a se observa que en el estado de agrietamiento inclinado, en la base del muro, se presentó deformación en cuatro de las siete barras longitudinales del alma del muro (barras G, I, J y K), en dos de ellas (barras I, K) se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia. El daño se concentró en la parte superior izquierda del muro. Para la distorsión asociada al 0.60% (fig. T.3b), el daño principal fue en la diagonal principal; así, coincide con el registro de deformaciones en la mayoría de los sensores de esta zona. Para el estado de daño a la resistencia, se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en las barras 2, 3, 6, 7 y 8 localizadas en el alma del muro de la diagonal principal. En la barra longitudinal del alma del muro (barra K) se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en la parte superior de la diagonal principal. En la base del muro la deformación de las barras longitudinales de los elementos de borde (barras L y M) fue menor que la deformación de dichas barras en los ensayos MCN0M y MCN50M. En la base del muro se presentó la fluencia en las barras G, I, J y K localizadas en el alma del muro. La deformación en los estribos de los elementos de borde fue menor que el 50% de la deformación de fluencia. Para el estado último, se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en todas las barras horizontales localizadas en la diagonal principal (barras 1 a 9), ver fig. T.3d. En la base del muro las deformaciones son muy similares a las observadas en el punto de resistencia. Finalmente, se presentó una deformación asociada a la fluencia en el estribo localizado en la parte superior derecha del muro. En esta zona se presentó el aplastamiento del concreto durante el ensaye.



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 263 \text{ kN}$ ,  $R = 0.18\%$

b)  $V = 566 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



c) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 616 \text{ kN}$ ,  $R = 0.75\%$

d) Último,  $V_u$   
 $V = 492 \text{ kN}$ ,  $R = 1.76\%$

- Deformación nula
- ▬ Deformación elástica
- ▬ Fluencia

Figura T.3 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN100M

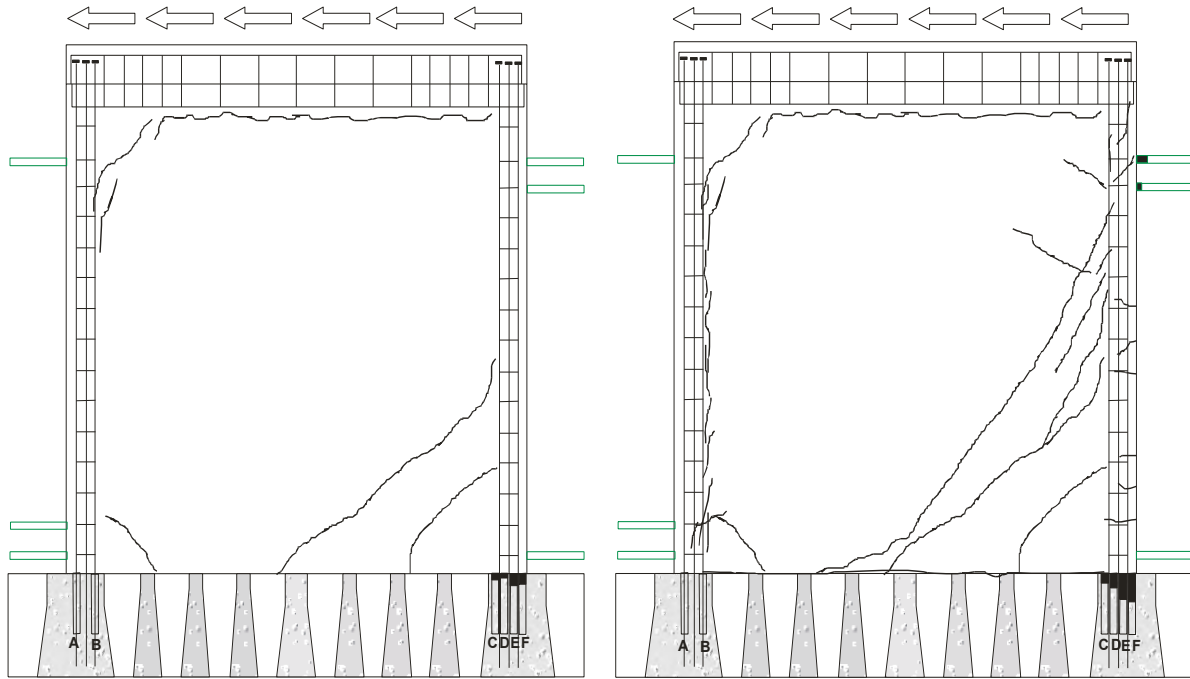
Para el punto asociado a la resistencia de los muros, comparando los resultados del muro reforzado con una cuantía equivalente al 50% de la mínima establecida en las NTC-Concreto (MCN50M), con el muro reforzado con una cuantía equivalente a la mínima (MCN100M) se puede comentar lo siguiente:

- a) En el muro MCN50M se registraron deformaciones equivalentes a la fluencia en todos los deformímetros localizados sobre la diagonal del muro en las barras horizontales mientras que en el ensaye del muro MCN100M se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en cinco de las ocho barras localizadas en esta misma zona.
- b) De las figuras T.2c y T.3c se observa que las deformaciones registradas en las barras verticales fueron mayores en el muro con refuerzo equivalente al 50% de la mínima por lo que la participación de este refuerzo fue mayor en este muro con respecto a la obtenida en el muro reforzado con una cuantía equivalente a la mínima.

#### T.4 Muro MCC0M

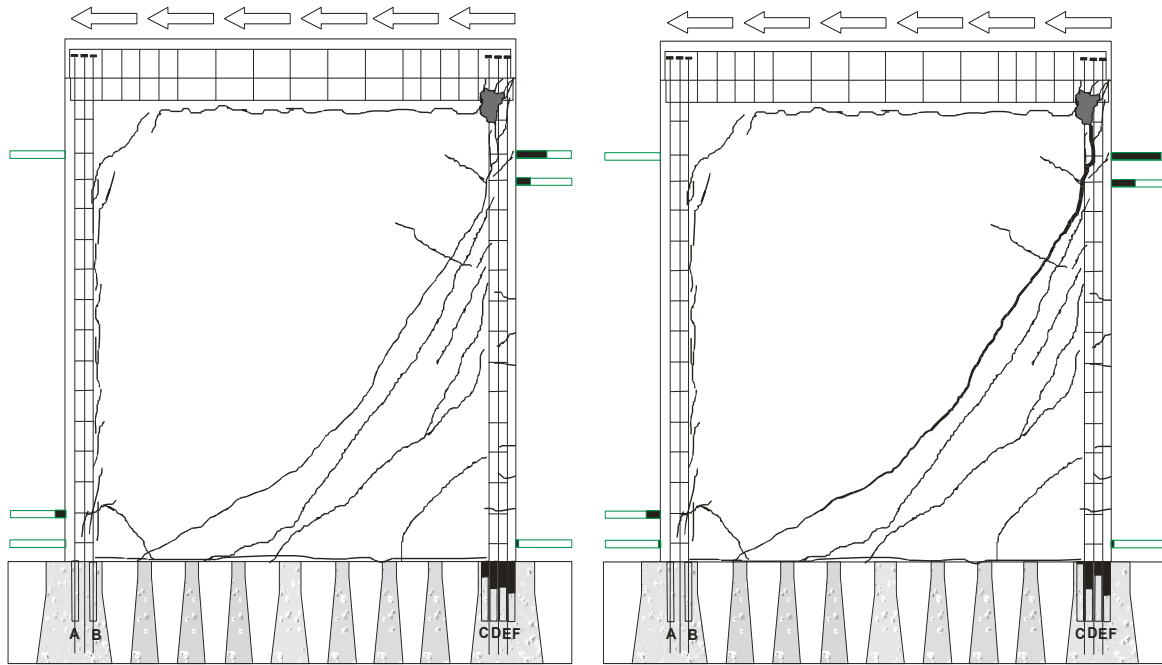
El muro MCC0M correspondió a un muro cuadrado sin refuerzo en el alma, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura T.4 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

Al igual que para el muro MCN0M, de la figura T.4a se observa que para el estado de agrietamiento, la deformación de los estribos fue prácticamente nula. En la base del muro, se presentaron deformaciones menores que el 20% de la deformación asociada a la fluencia en las cuatro barras localizadas en la zona de tensión (barras C a F). A diferencia del ensaye MCN0M, no se presentaron deformaciones en ninguna de las barras localizadas cerca de la zona de compresión (barras A y B). La pérdida de rigidez en el ensaye se debió a la aparición de una grieta horizontal en la conexión del muro con la losa superior y no al agrietamiento inclinado. Los agrietamientos inclinados aparecieron posteriormente como se aprecia en la figura T.4b para una distorsión de 0.30%. Al igual que en el ensaye del muro MCN0M, en la medida que se incrementó la carga, aumentó el número de grietas y el nivel de las deformaciones registradas. En ningún caso se alcanzó la fluencia del refuerzo longitudinal del borde del muro y para el punto de resistencia se mantuvieron en niveles muy bajos de deformación los sensores colocados en los estribos (deformaciones menores al 50% de la deformación asociada a la fluencia de las barras). Es importante observar la diferencia entre las deformaciones encontradas en el punto máximo en comparación con las encontradas para el punto último. Debido al mecanismo de falla por cortante, del punto máximo al punto último se incrementan las deformaciones en los estribos y se reducen las deformaciones en las barras longitudinales en la base del muro. Esto se debe a que para la falla a cortante por tensión diagonal, la carga lateral asociada al punto último siempre es menor que la carga lateral asociada a la resistencia.



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 79 \text{ kN}$ ,  $R = 0.07\%$

b)  
 $V = 182 \text{ kN}$ ,  $R = 0.30\%$



c) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 229 \text{ kN}$ ,  $R = 0.47\%$

d) Último,  $V_u$   
 $V = 182 \text{ kN}$ ,  $R = 0.63\%$

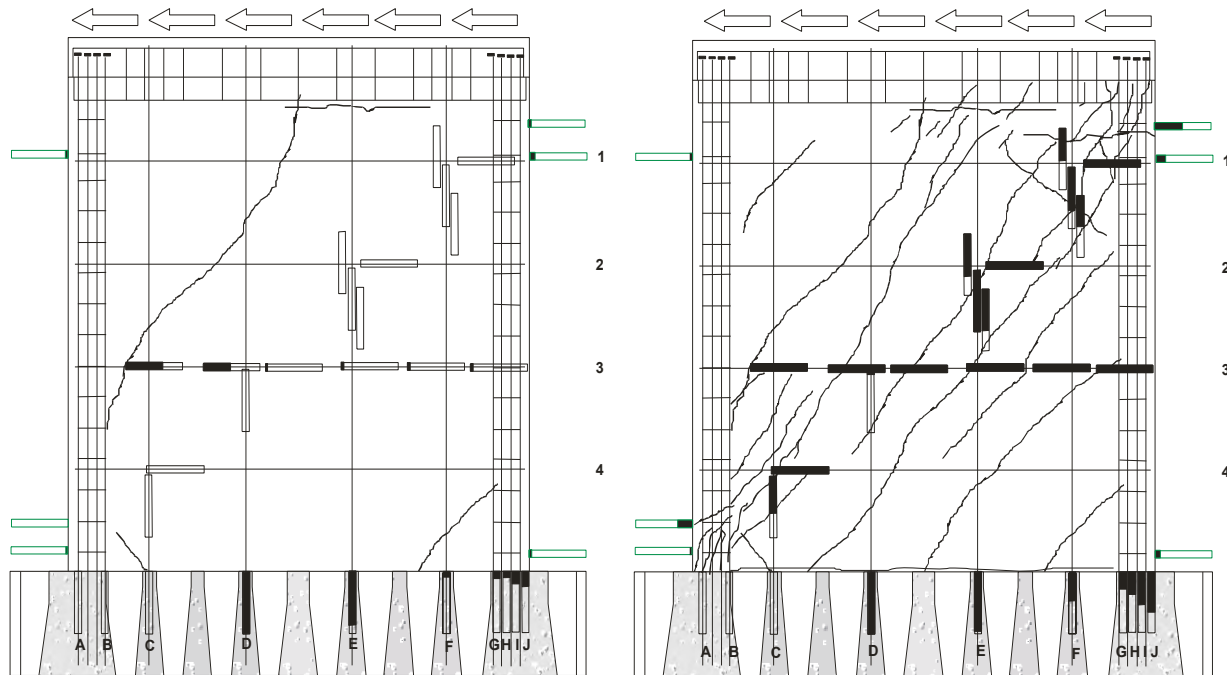
— Deformación nula  
 — Deformación elástica  
 — Fluencia

**Figura T.4 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC0M**

T.5 Muro MCC50M

El muro MCC50M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura T.5 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

De la figura T.5 se observa que en el estado de agrietamiento diagonal, al igual que en el ensaye del muro MCN0M, en la base del muro, en el refuerzo longitudinal del borde del muro se presentaron deformaciones en la zona de tensión (barras G a J) sin llegar a la fluencia, también se presentaron deformaciones en las dos barras longitudinales localizadas en el centro del muro (barras D y E). La deformación de estas dos barras fue muy cercana a la fluencia. No se presentaron deformaciones en el refuerzo vertical del alma del muro. En el refuerzo horizontal se presentaron deformaciones en las zonas donde aparecieron los agrietamientos del muro. En ningún deformímetro colocado sobre las barras horizontales se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia de acero. Las deformaciones en los estribos de los elementos de borde fueron en todos los casos menores que el 15% de la deformación asociada a la fluencia. Para el estado asociado al 0.60% de distorsión (fig. T.5b), se incrementaron las deformaciones en las barras con respecto a lo descrito para el punto de agrietamiento. En todos los deformímetros horizontales colocados sobre la diagonal principal se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia de la barra (barras 1 a 4). Los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las cuatro barras longitudinales (barras C a F) se presentó una deformación asociada a la fluencia en sólo una de ellas y en las restantes, deformaciones un poco mayores que el 50% de la deformación asociada a la fluencia.

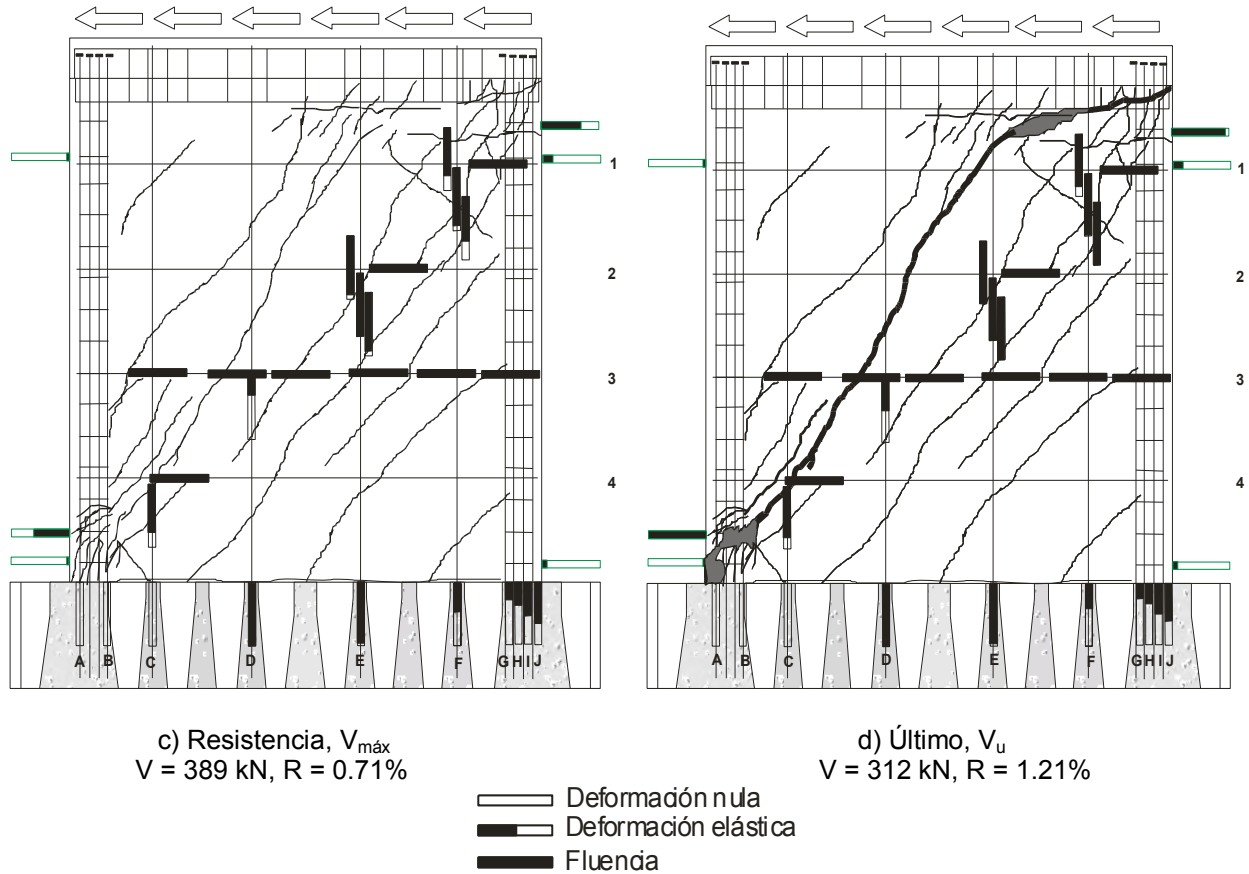


a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 100 \text{ kN}$ ,  $R = 0.11\%$

b)  
 $V = 372 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$

Para el estado asociado a la resistencia (fig. T.5c), se incrementaron las deformaciones de las barras verticales del alma del muro. La deformación en dos de los estribos fue un poco mayor que el 50% de la deformación asociada a la fluencia. En la base del muro, no se modificaron de manera apreciable las

deformaciones de las barras verticales del alma del muro con respecto a las registradas en el punto de agrietamiento pero si se incrementaron las deformaciones en las barras longitudinales de los elementos de borde (barras G a J). En el estado último (fig. T.5d), se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en los sensores localizados en las barras verticales (barras E y F) a la altura de la diagonal del muro. En dos de los estribos localizados en las esquinas de la diagonal principal se presentaron deformaciones equivalentes a la fluencia. Las deformaciones en la base del muro fueron similares a las registradas en el punto máximo (fig. T.5c).



**Figura T.5 Comportamiento del refuerzo interior en el ensayo del muro MCC50M**

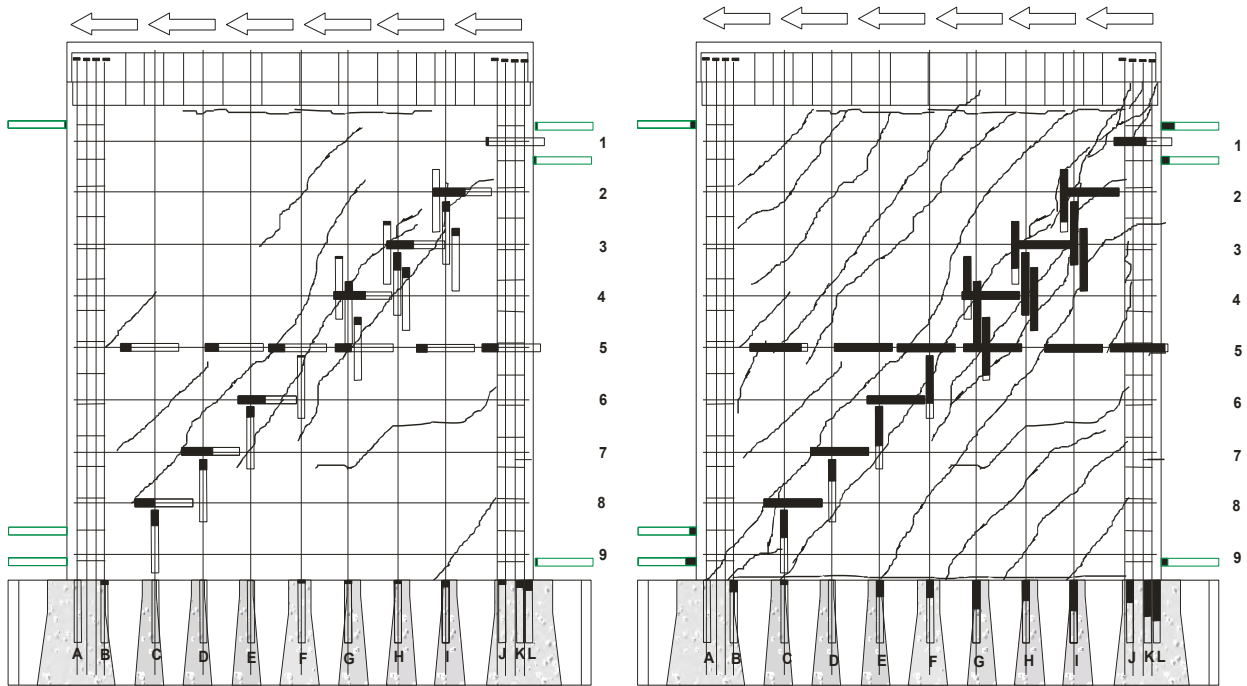
#### T.6 Muro MCC100M

El muro MCC100M correspondió a un muro cuadrado con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por compresión diagonal. En la figura T.6 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensayo del muro.

De la figura T.6 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, se presentaron deformaciones pequeñas (menores que el 10% de la deformación asociada a la fluencia) en todas la barras. Al aparecer las grietas en la diagonal principal, se presentaron deformaciones en las barras verticales y horizontales de esta zona. Al 0.60% de distorsión (fig. T.6b), aparecieron nuevas grietas y en las existentes localizadas en la diagonal principal se registraron anchos mayores, de esta forma se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en todas las barras excepto la barra 2. Para este punto, en términos generales, la deformación de las barras verticales fue menor que la deformación de las barras horizontales. El perfil de deformaciones en la base del muro tendió a ser lineal. Para el estado asociado a la resistencia,

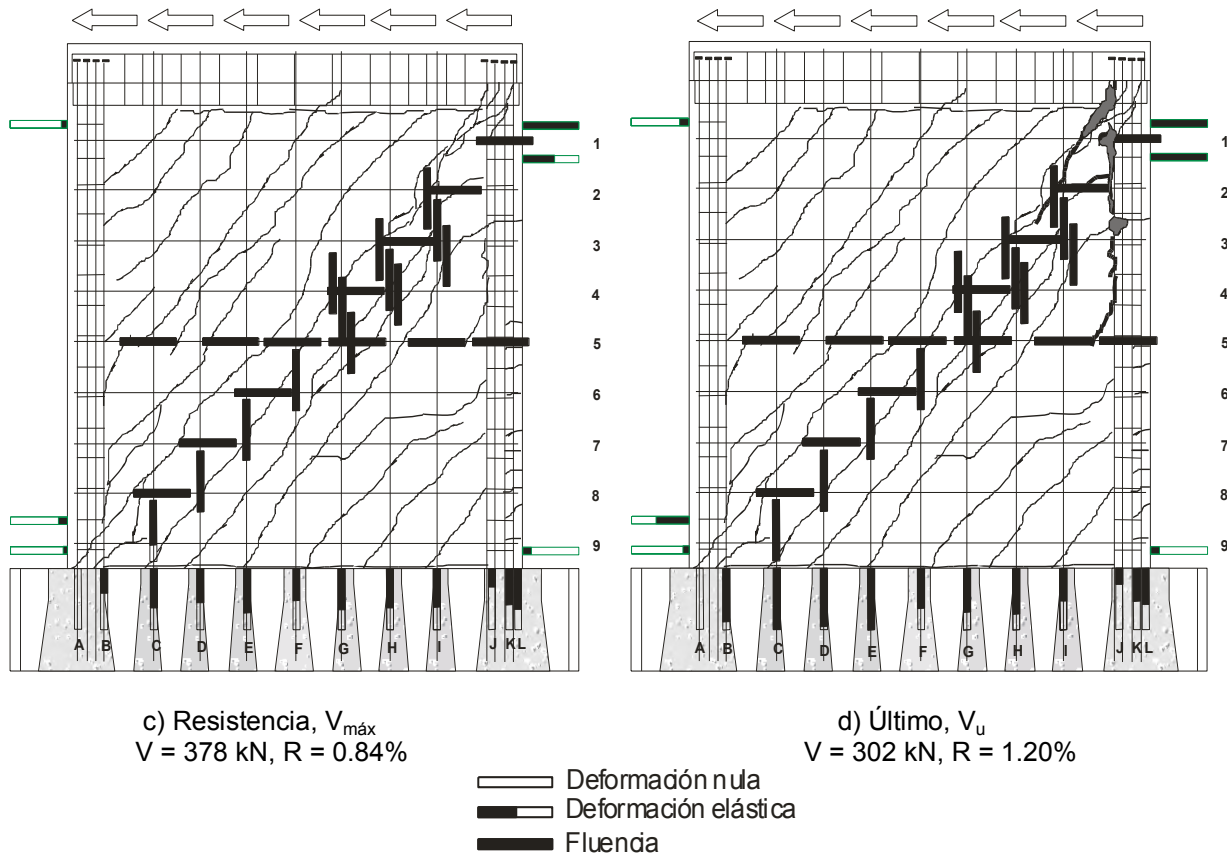


excepto por la barra c, se presentó la fluencia en todas las barras horizontales y verticales del alma del muro. Las deformaciones de todas las barras longitudinales en la base del muro (barras C a I) se incrementaron con respecto a las registradas a una distorsión igual a 0.6%, sin llegar a la fluencia de ninguna de las barras. Se presentó una deformación asociada a la fluencia en el estribo colocado encima de la barra 1. En los estribos de la parte inferior, la deformación de los estribos fue menor que el 15% de la deformación de fluencia. Para el estado último, además de la presencia de deformaciones asociadas a la fluencia en todas las barras del alma del muro, se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en tres barras longitudinales del alma del muro en la base (barras C, D y E). No se presentó la fluencia de ninguna de las barras longitudinales colocadas en el borde del muro (barras J, K y L). Finalmente, se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en los dos estribos localizados en la parte superior derecha del muro, cerca de la zona en donde se presentó el aplastamiento del concreto debido a la falla por compresión diagonal.



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 121 \text{ kN}$ ,  $R = 0.16\%$

b)  
 $V = 354 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



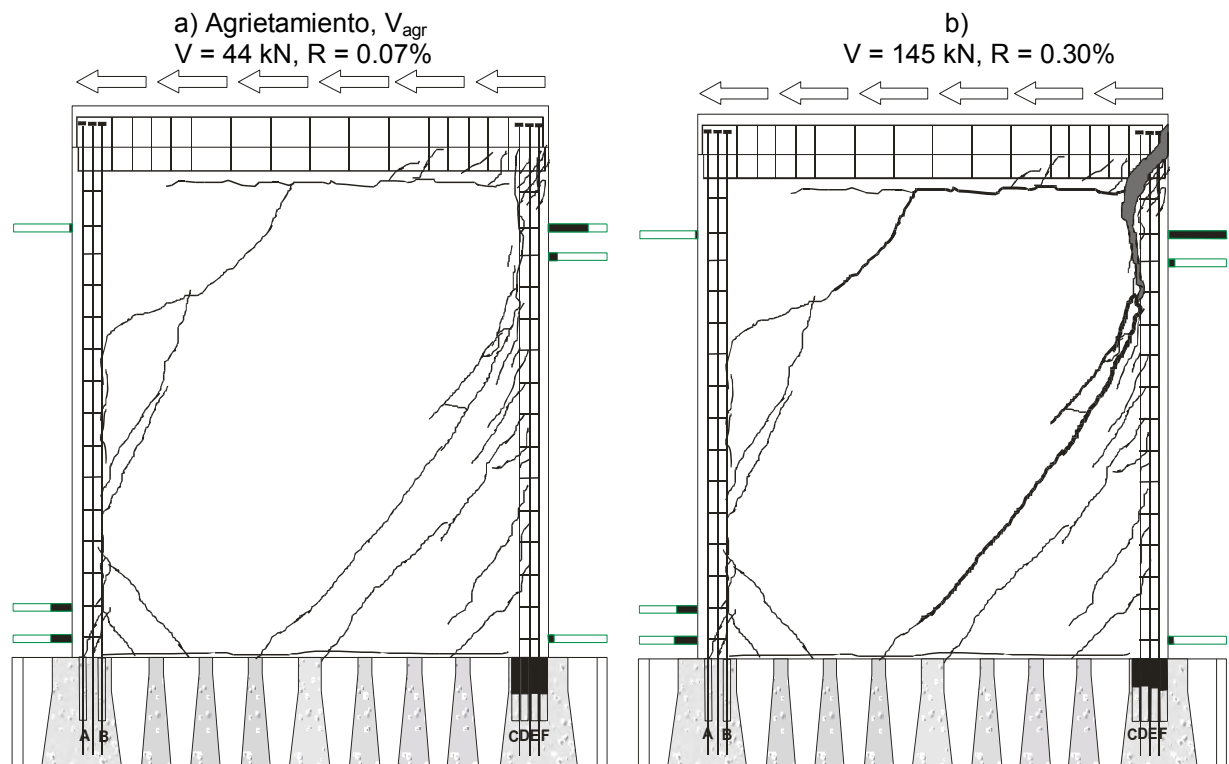
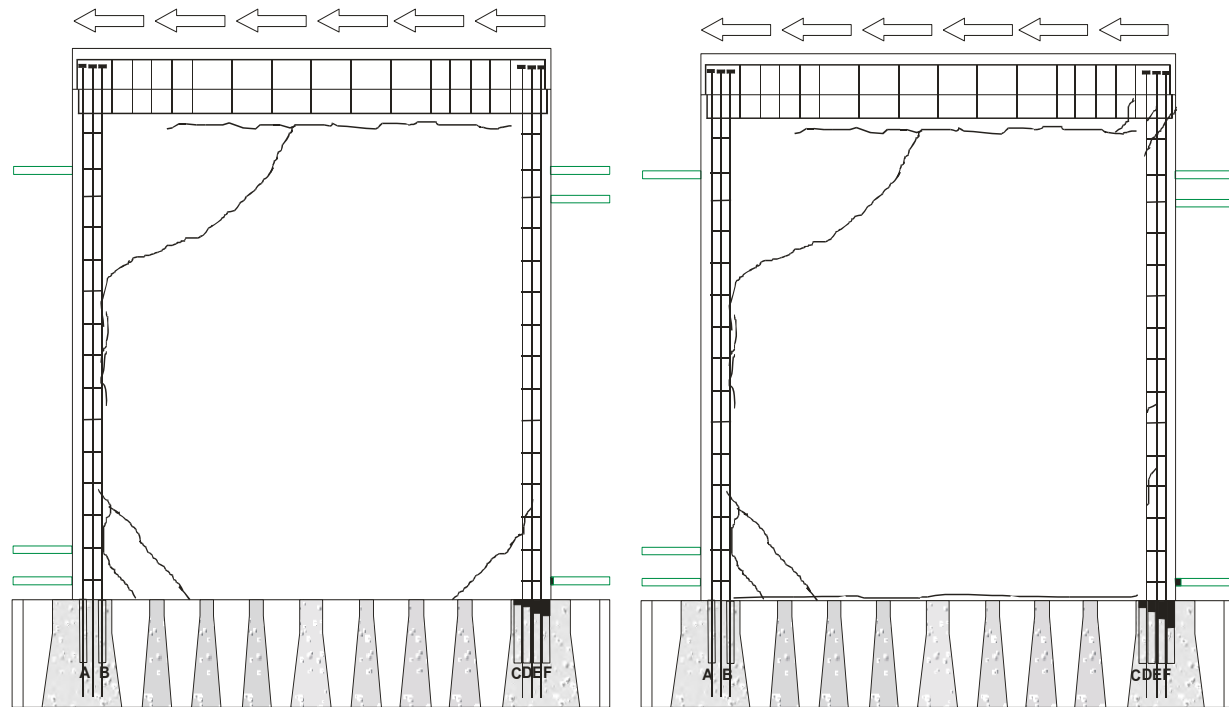
**Figura T.6 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC100M**

A diferencia de la comparación descrita para los ensayos de muros MCN50M con MCN100M, en los ensayos de los muros MCC50C y MCC100C no se apreciaron diferencias significativas a la resistencia de los muros.

T.7 Muro MCA0M

El muro MCA0M correspondió a un muro cuadrado sin refuerzo en el alma, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura T.7 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

Al igual que para los muros MCN0M y MCC0M, de la figura T.7a se observa que para el punto de agrietamiento, la deformación de los estribos fue prácticamente nula. En la base del muro, se registraron deformaciones menores que el 20% de la deformación asociada a la fluencia en las barras C a F localizadas en la zona de tensión. Al igual que en el ensaye del muro MCC0M no se presentó deformación en ninguna de las barras localizada cerca de la zona de compresión (barras A y B). La pérdida de rigidez en el ensaye se debió a la aparición de una grieta horizontal en la unión dala superior-muro en combinación con una grieta inclinada en la parte superior cercana al borde de las barras A y B. Para el punto de distorsión igual a 0.3% (fig. T.7b) no se observaron cambios relevantes en las deformaciones registradas con respecto a las medidas al punto de agrietamiento. A la resistencia (fig. T.7c) se observó una deformación mayor que la observada en los ensayos MCN0M y MCC0M en los estribos localizados en las esquinas de la diagonal principal. En la base del muro, en las barras C a F se registraron deformaciones similares y cercanas al 60% de la deformación asociada a la fluencia.



c) Resistencia,  $V_{\text{máx}}$   
 $V = 276 \text{ kN}$ ,  $R = 0.64\%$

d) Último,  $V_u$   
 $V = 220 \text{ kN}$ ,  $R = 0.77\%$

- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

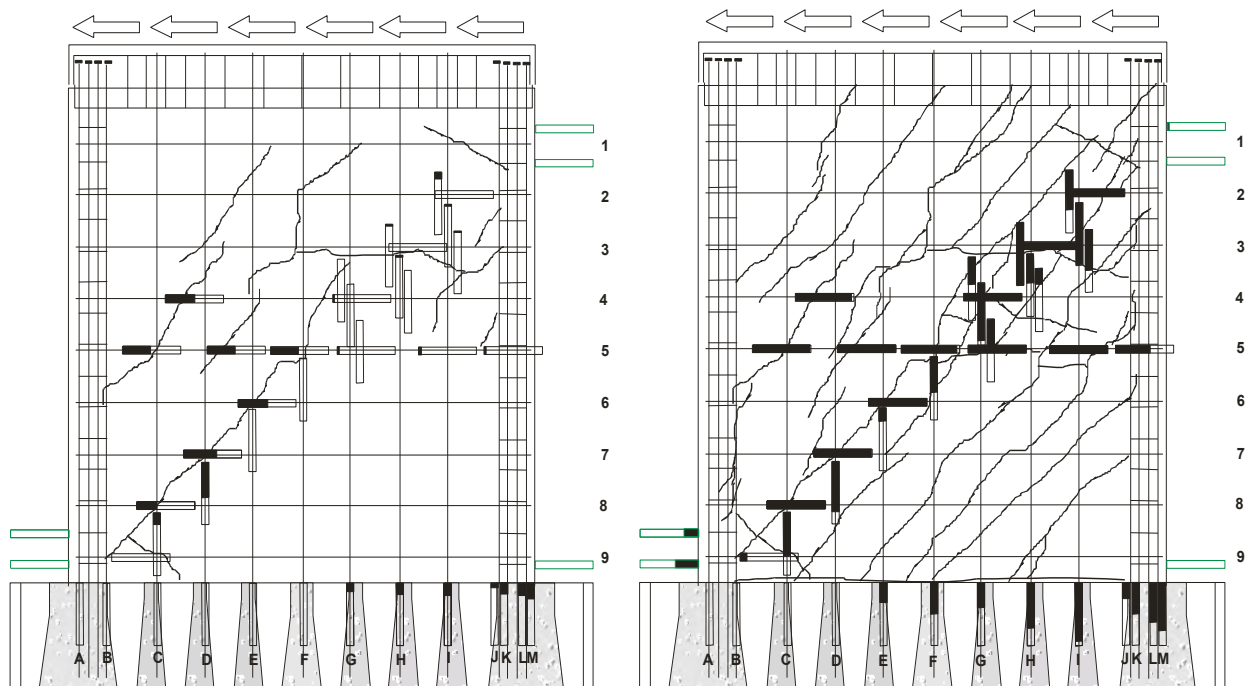
**Figura T.7 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA0M**

Al igual que en el ensayo del muro MCC0M, es importante observar la diferencia entre las deformaciones encontradas en el estado máximo (fig. T.7c) en comparación con las encontradas para el estado último (fig. T.7d). Debido al mecanismo de falla por cortante, del estado máximo al estado último se incrementan las deformaciones en los estribos y se reducen las deformaciones en las barras longitudinales en la base del muro. Como se comentó en la sección T.4, esto se debe a que para la falla a cortante por tensión diagonal, la carga lateral asociada al estado último siempre es menor que la carga lateral asociada a la resistencia.

T.8 Muro MCA100M

El muro MCA100M correspondió a un muro cuadrado con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por compresión diagonal. En la figura T.8 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensayo del muro.

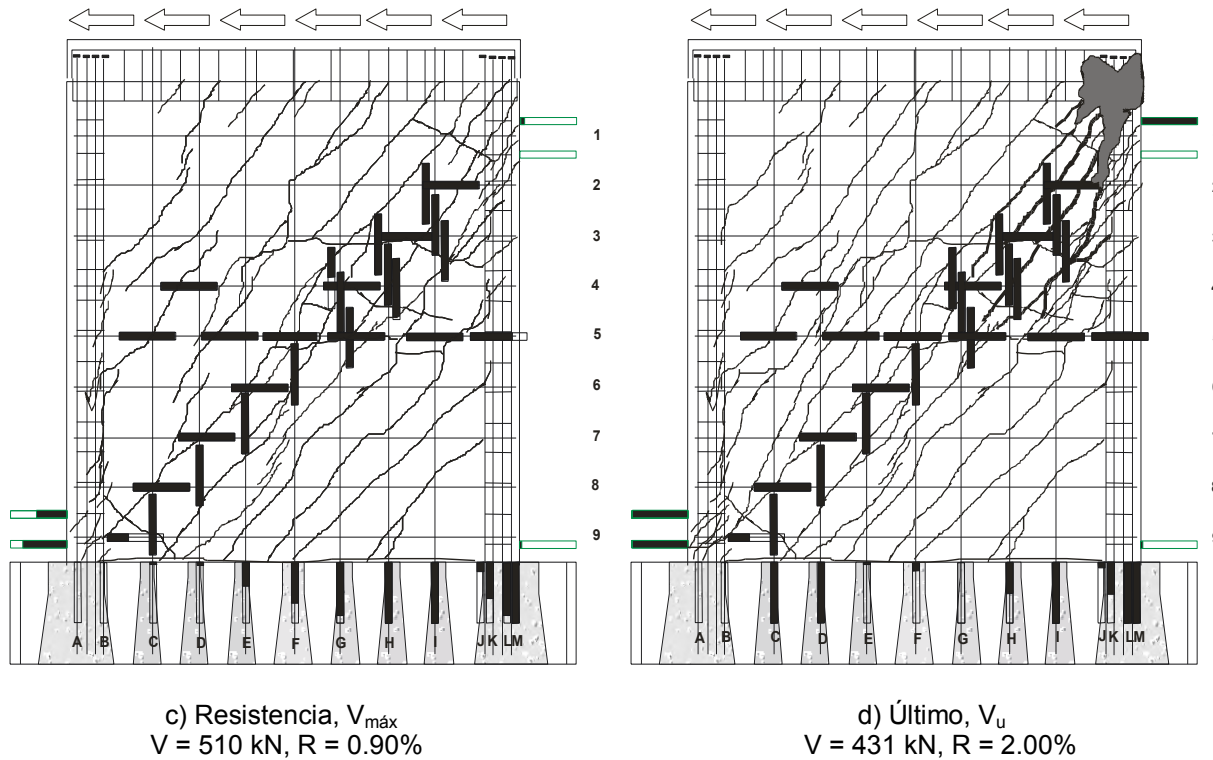
De la figura T.8 se observa que para el agrietamiento, en la base del muro, se presentaron deformaciones menores que el 15% de la deformación asociada a la fluencia en todas la barras localizadas en el elemento de borde del muro (barras J a M) y en las tres primeras barras del refuerzo vertical del muro (barras G, H e I). Se registraron deformaciones cercanas al 50% de la deformación asociada a la fluencia en los deformímetros localizados en las barras 4, 5, 6, 7 y 8 localizados en la parte inferior del muro. Las deformaciones en los estribos de los elementos de borde fueron prácticamente nulas. Al 0.60% de distorsión (fig. T.8b), debido a la aparición de otras grietas, al igual que para el muro MCC100M, en la mayoría de las barras horizontales se registraron deformaciones asociadas a la fluencia. También, para este punto, en términos generales, la deformación de las barras verticales fue menor que la deformación de las barras horizontales. No se presentaron deformaciones asociadas a la fluencia en ninguna de las barras longitudinales del muro (barras C a I) ni en las barras localizadas en el elemento de borde del muro (barras J a M).



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 144 \text{ kN}$ ,  $R = 0.13\%$

b)  
 $V = 396 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$

A la resistencia, se presentó la fluencia en casi todas las barras horizontales, excepto en la barra 9 y en las barras verticales del alma del muro. En la base del muro, las deformaciones de las barras longitudinales (barras C a M) se incrementaron con respecto a las registradas a una distorsión de 0.60%. Las deformaciones de los estribos localizados en la parte inferior de la diagonal principal registraron deformaciones mayores que las deformaciones de los estribos localizados en la parte superior de la diagonal. Para el estado último, además de la presencia de la fluencia en todas las barras del alma del muro (excepto en la barra 9), se presentó la fluencia en tres barras longitudinales del alma del muro en su base (barras C, D e I). Se presentó la fluencia también en dos barras longitudinales colocadas en el borde del muro (barras L y M). Finalmente, se presentó la fluencia en los dos estribos localizados sobre la diagonal principal en la parte inferior y la fluencia de uno de los estribos localizado en la diagonal principal en la zona superior.



- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

**Figura T.8 Comportamiento del refuerzo interior en el ensayo del muro MCA100M**

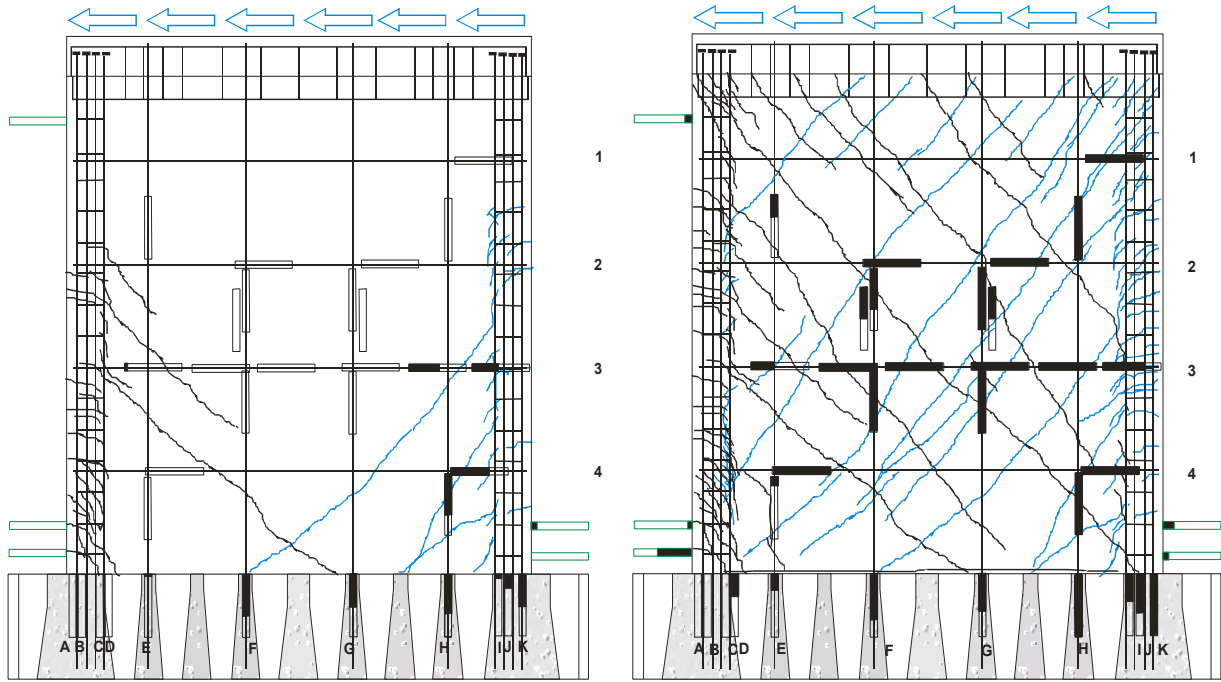
A continuación, se presentan los resultados de los ensayos cíclicos. Las figuras se dividen en dos grupos (ejemplo: T.9 y T.10). El primer grupo (T.9) corresponde a las figuras representativas de la carga lateral positiva mientras que el segundo grupo, a la carga lateral negativa. En todos los casos, las deformaciones corresponden a las registradas directamente en los picos de aplicación de carga. La definición de la fluencia en la alternación de la carga se presentó al inicio del capítulo cinco.

T.9 Muro MCN50C

El muro MCN50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En las figuras T.9 y T.10 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensayo del muro.

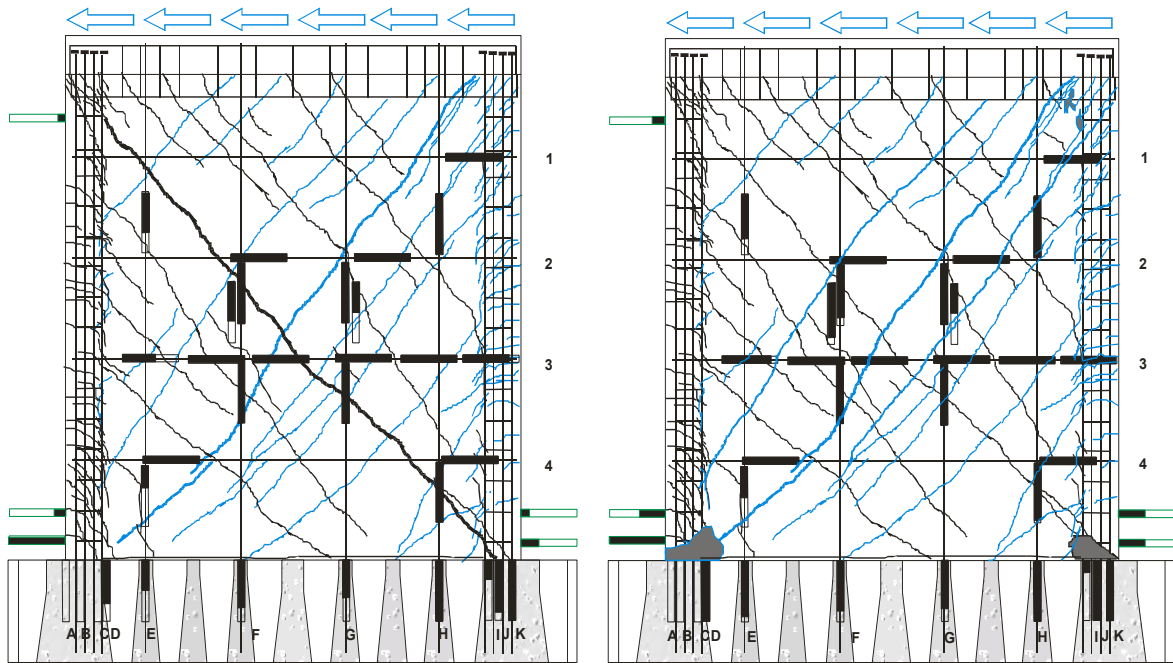
Para la carga lateral positiva, de la figura T.9 se observa que en el agrietamiento, en la base del muro, el refuerzo longitudinal en el borde del muro (barras I, J y K) presentó deformaciones en la zona de tensión sin llegar a la fluencia, también se presentaron deformaciones en tres barras verticales del alma del muro (barras F, G y H). La deformación de estas tres barras fue mayor que la deformación de las barras localizadas en el elemento de borde del muro. No se registraron deformaciones en la diagonal principal del alma del muro. Se registraron deformaciones en el refuerzo horizontal en las zonas donde aparecieron los agrietamientos del muro. En ningún deformímetro colocado en barras horizontales se presentó la fluencia de la barra. Las deformaciones en los estribos de los elementos de borde fueron en todos los casos menores que el 10% de la deformación de fluencia. Al 0.60% de distorsión (fig. T.9b), se incrementaron las deformaciones en las barras con respecto a las registradas al agrietamiento. Al igual que en el muro MCN50M, todos los deformímetros horizontales colocados en la diagonal principal registraron la fluencia de la barra. De los cuatro deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las barras verticales (barras E a H) se presentó la fluencia en tres de ellos. En la base del muro, se presentó la fluencia en una de las barras del refuerzo longitudinal localizado en el borde del muro (barra K) y la fluencia también en una de las barras verticales del alma del muro (barra H). Para el estado asociado a la resistencia (fig. T.9c), se presentó la fluencia en uno de los estribos localizado en la parte inferior del muro cerca de la barra A. En la base del muro, no se modificaron de manera apreciable las deformaciones de las barras verticales del alma del muro con respecto a las registradas al agrietamiento pero si se incrementaron las deformaciones en las barras longitudinales de los elementos de borde (barras I a K). En el estado último (fig. T.9d), en las cuatro barras verticales colocadas en el alma del muro (barras E a H), en la base del muro se registraron deformaciones cercanas a la fluencia, por su parte, en esta zona, se presentó la fluencia en tres barras localizadas en los extremos del muro (barras H, J y K). Las deformaciones en los estribos no se incrementaron de manera significativa con respecto a las correspondientes a la resistencia.

Para la carga lateral negativa, de la figura T.10 se observa que en el agrietamiento, en la base del muro, en el refuerzo longitudinal del borde (barras A a D) se presentaron deformaciones menores que el 40% de la deformación de fluencia, también se presentaron deformaciones en tres barras verticales del alma del muro (barras E, F y G). Las deformaciones de todas las barras fue similar y en todos los casos menor que el 50% de la deformación de fluencia. No se registraron deformaciones en la diagonal principal del alma del muro excepto por el deformímetro localizado en la barra 4. Se presentaron deformaciones sin llegar a la fluencia en el refuerzo horizontal en las zonas donde aparecen los agrietamientos del muro. Las deformaciones en los estribos de los elementos de borde fueron en todos los casos menores que el 10% de la deformación de fluencia. Al 0.60% de distorsión (fig. T.10b), al igual que en los muros MCN50M y la dirección positiva de este ensaye, todos los deformímetros horizontales colocados en la diagonal principal presentaron deformaciones asociadas a la fluencia de la barra. Los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las cuatro barras verticales (barras E a H) no presentaron fluencia en ninguna de ellas. En la base del muro, las mayores deformaciones se concentraron en las barras localizadas en los elemento de borde del muro (barras A a D). A la resistencia (fig. T.10c), se presentó la fluencia en uno de los estribos localizado en la parte inferior del muro cerca de la barra K. En la base del muro, no se modificaron de manera apreciable las deformaciones de todas las barras verticales del muro con respecto a las registradas al agrietamiento. En el estado último (fig. T.10d), a diferencia del comportamiento del refuerzo en la dirección positiva de la carga, las cuatro barras verticales colocadas en el alma del muro (barras E a H) en la base del muro no presentaron ninguna deformación. Se presentó la fluencia en dos barras localizadas en el extremo de tensión por flexión del muro (barras A y B). Las deformaciones en los estribos no se incrementaron de manera significativa con respecto a las deformaciones registradas a la resistencia.



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 194 \text{ kN}$ ,  $R = 0.15\%$

b)  
 $V = 367 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$

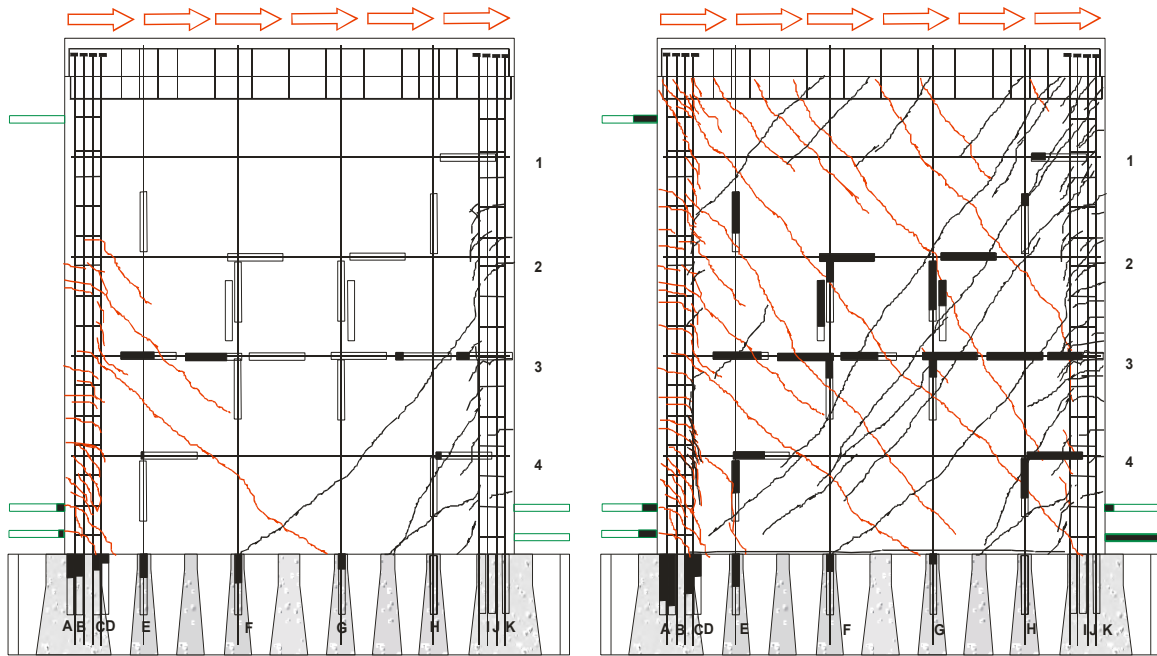


c) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 374 \text{ kN}$ ,  $R = 0.75\%$

d) Último,  $V_u$   
 $V = 348 \text{ kN}$ ,  $R = 1.07\%$

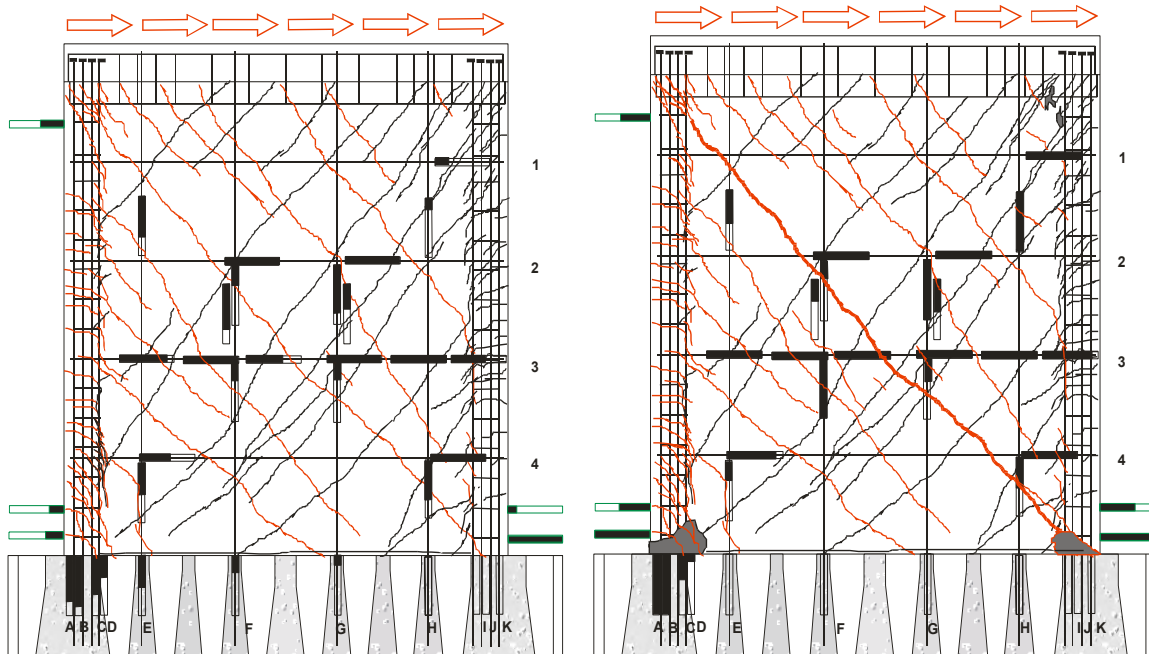
- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

**Figura T.9 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN50C (Carga lateral positiva)**



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 196 \text{ kN}$ ,  $R = 0.13\%$

b)  
 $V = 331 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



c) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 333 \text{ kN}$ ,  $R = 0.57\%$

d) Último,  $V_u$   
 $V = 294 \text{ kN}$ ,  $R = 0.99\%$

- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

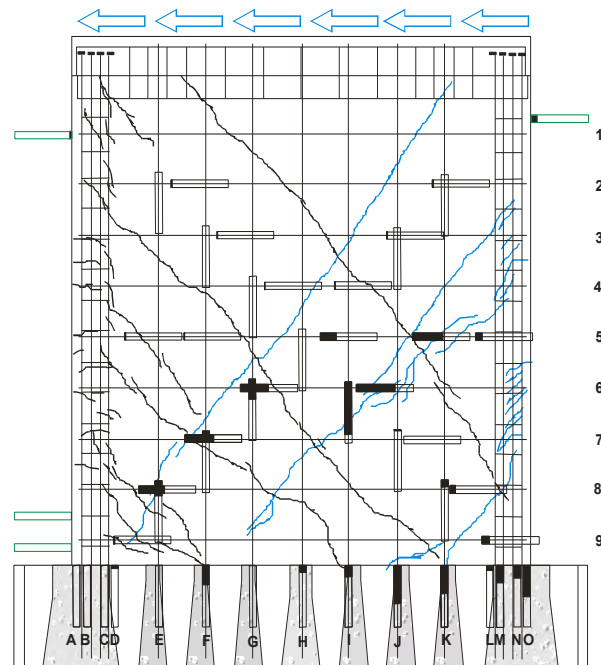
**Figura T.10 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN50C (Carga lateral negativa)**



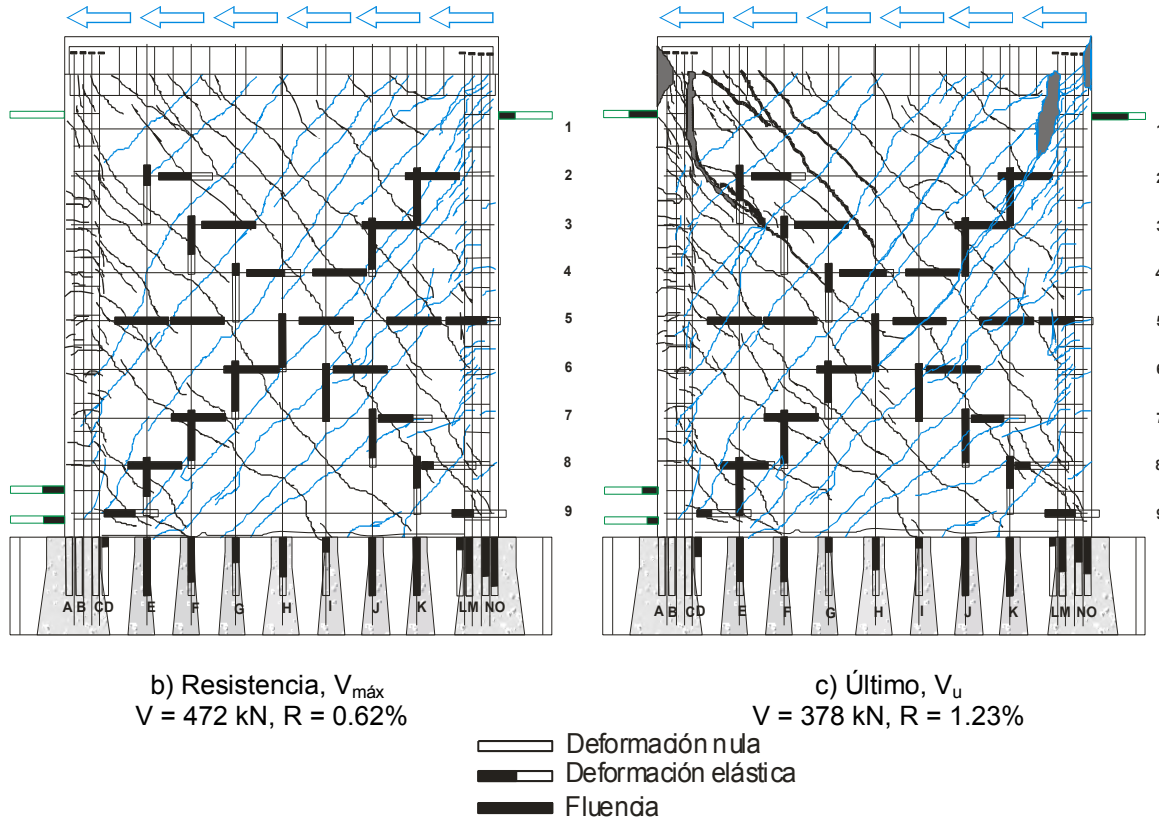
T.10 Muro MCN100C

El muro MCN100C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por compresión diagonal. En las figuras T.11 y T.12 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

Para la carga lateral positiva, de la figura T.11 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, el refuerzo longitudinal en el borde del muro (barras L a O) presentaron deformaciones menores que el 50% de la deformación de fluencia en la zona de tensión, también se presentaron deformaciones menores que el 60% de la deformación de fluencia en las barras F, H, I, J y K. Se presentaron registros en los deformímetros localizados en la diagonal del alma del muro sobre la mitad inferior. Las deformaciones mayores se localizaron en las zonas cercanas a las grietas. En ningún deformímetro se presentó la fluencia de acero. Las deformaciones en los estribos de los elementos de borde fueron en todos los casos menores que el 10% de la deformación de fluencia. A la resistencia, 0.62% de distorsión (fig. T.11b) se presentó la fluencia en las barras 2 a 8 sobre la diagonal principal. Los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las siete barras verticales del alma (barras E a K) presentaron deformaciones cercanas a la fluencia. En la base del muro no se presentó la fluencia en ninguna de las barras del refuerzo longitudinal localizado en el borde (barras L a O), sin embargo, en tres de las siete barras verticales del alma del muro (barras E, J y K) se presentó la fluencia. Las deformaciones en los estribos de los elementos de borde fueron en todos los casos menores que el 40% de la deformación de fluencia. En el estado último (fig. T.11d); caracterizado por el aplastamiento del concreto en la parte superior del muro, las deformaciones de las barras verticales en la base del muro fueron similares a las deformaciones que se presentaron a la resistencia. No se presentó la fluencia en ninguno de los estribos. En la barra horizontal localizada en la parte inferior del muro (barra 9) no se alcanzó la deformación de fluencia; incluso, para este estado, la deformación fue menor que la capturada a la resistencia. En términos generales, ante carga última no existen cambios significativos en las deformaciones con respecto a la resistencia.

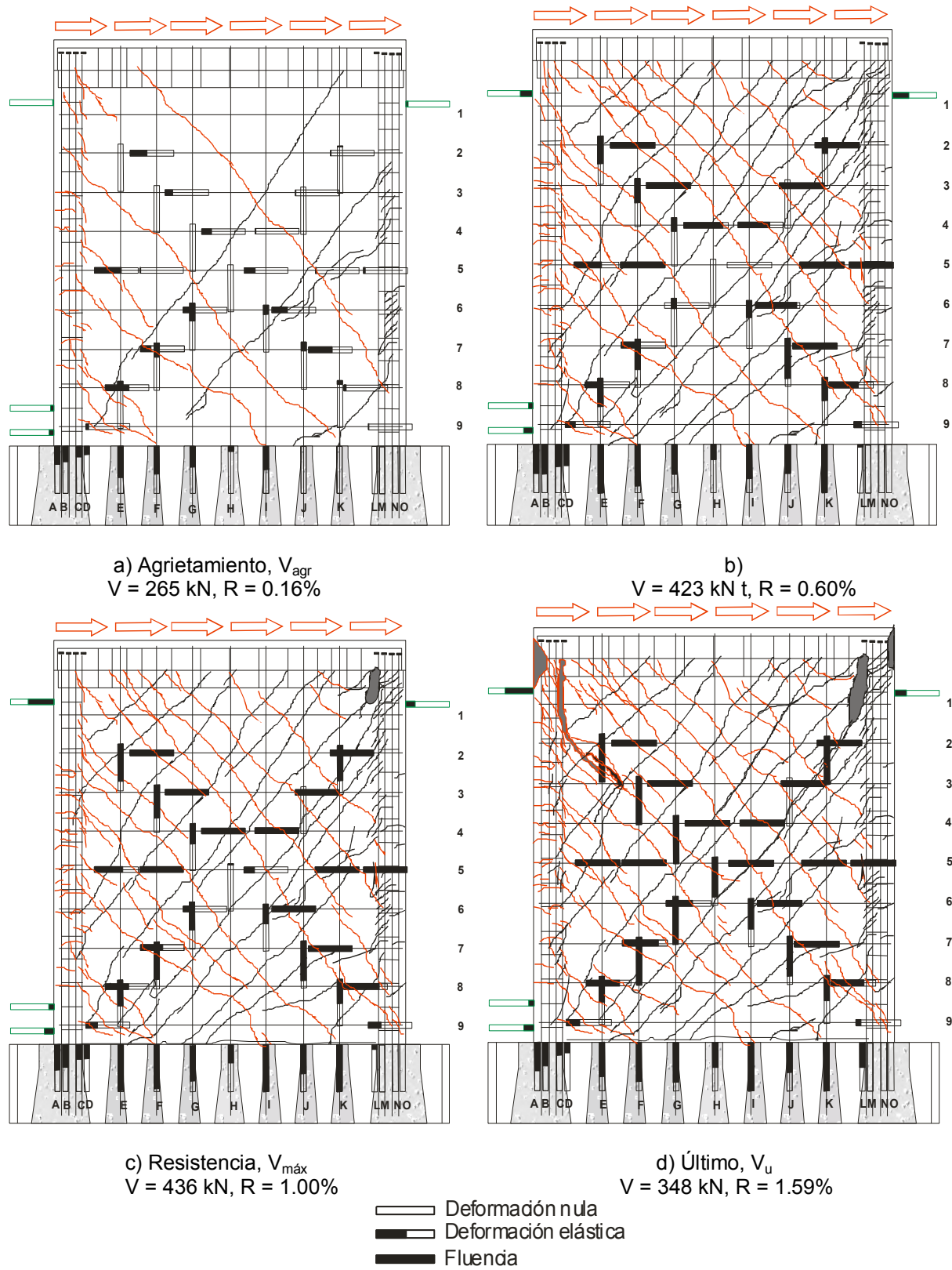


a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 257 \text{ kN}$ ,  $R = 0.14\%$



**Figura T.11 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN100C (Carga lateral positiva)**

Para la carga lateral negativa, de la figura T.12 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, el refuerzo longitudinal en el borde del muro (barras A a D) presentó deformaciones en la zona de tensión sin llegar a la fluencia, también se registraron deformaciones en cinco barras verticales del alma del muro (barras E a I). En términos generales, las deformaciones de las barras verticales del alma del muro (barras E a I) fueron mayores que las deformaciones del refuerzo longitudinal localizado en el borde del muro (barras A a D). Se presentaron registros en los deformímetros localizados en la diagonal principal del alma en todos los casos menores que el 50% de la deformación de fluencia. Las deformaciones en los estribos de los elementos de borde fueron en todos los casos menores que el 10% de la deformación de fluencia. Al 0.60% de distorsión (fig. T.12b), en tres de las ocho barras horizontales instrumentadas (barras 2, 3 y 7), los deformímetros colocados en la diagonal principal registraron deformaciones de fluencia de la barra. Los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las barras verticales (barras E a K) no midieron deformaciones de fluencia. En la base del muro, de manera similar al punto de agrietamiento, las mayores deformaciones se concentraron en las barras localizadas en el alma del muro (barras E a K). Se presentó la fluencia en dos barras verticales del alma de muro (barras E y K) mientras que las deformaciones en las barras longitudinales de los elementos de borde (barras A a D) fueron en todos los casos menores que el 60% de la deformación de fluencia.



**Figura T.12 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN100C (Carga lateral negativa)**

Para el estado asociado a la resistencia (fig. T.12c), se presentó la fluencia en cinco de las ocho barras horizontales instrumentadas en la zona de la diagonal principal (barras 2, 3, 4, 6 y 7). En la base del muro se incrementaron las deformaciones en las barras verticales del alma del muro (barras E a K) con respecto a las lecturas registradas a la resistencia, mientras que las deformaciones de las barras longitudinales de los elementos de borde (barras A a D) permanecieron sin cambios relevantes. No se midió la fluencia en ningún deformímetro localizado en los estribos de los elementos de borde. En el estado último (fig. T.12d), las deformaciones de las barras verticales en la base del muro fueron similares a las capturadas para el punto de resistencia. Se presentó la fluencia en las primeras siete barras horizontales instrumentadas en la zona de la diagonal (barras 1 a 7). De igual manera, en las barras verticales del alma del muro (barras E a K), se presentó la fluencia en tres deformímetros localizados sobre la diagonal principal en la zona superior del muro (barras E, F y G). Las deformaciones en los estribos no se incrementaron de manera significativa con respecto a las deformaciones medidas al punto de resistencia.

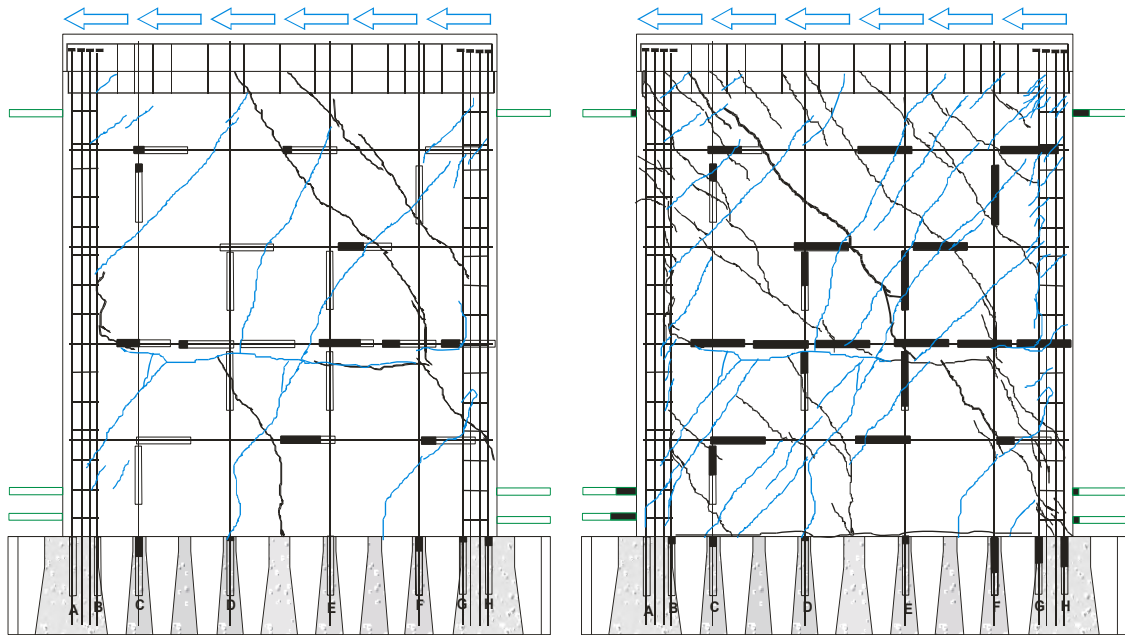
#### T.11 Muro MCC50C

El muro MCC50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En las figuras T.13 y T.14 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

Para la carga lateral positiva, de la figura T.13 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, el refuerzo longitudinal en el borde del muro (barras G y H) presentaron deformaciones en la zona de tensión cercanas al 10% de la deformación de fluencia, también se presentaron deformaciones menores o igual que el 20% de la deformación de fluencia en tres barras verticales (barras C, D y F). El refuerzo horizontal presentó deformaciones en las zonas donde aparecieron los agrietamientos del muro sin embargo, en ningún deformímetro se presentó la fluencia de acero. No se presentaron deformaciones en los estribos de los elementos de borde. A la resistencia (fig. T.13b), todos los deformímetros horizontales colocados en la diagonal principal presentaron fluencia de las barras. Los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las cuatro barras verticales (barras C a F) presentaron fluencia en dos de ellos (barras E y F). En la base del muro, no se presentó la fluencia en ninguna de las barras del refuerzo longitudinal localizado en el borde del muro (barras G y H) ni en las barras verticales del alma del muro (barras C a F). Las deformaciones mayores se presentaron en las barras longitudinales de los elementos de borde del muro (barras G y H). Se presentaron deformaciones en los estribos de los elementos de borde en todos los casos menores o igual que el 50% de la deformación de fluencia. En el estado último (fig. T.13c), las deformaciones registradas en todas las barras no cambian de manera significativa con relación a las medidas a la resistencia.

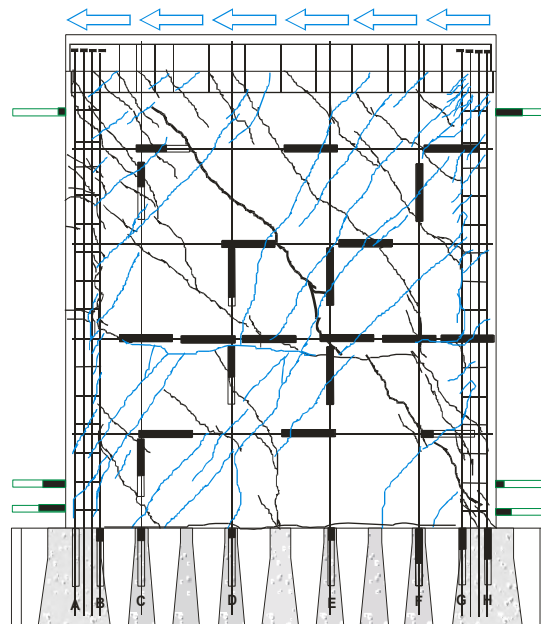
Para la carga lateral negativa, de la figura T.14 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, en el refuerzo longitudinal del borde del muro (barras A y B) se presentaron deformaciones menores que el 20% de la deformación de fluencia. Se presentaron deformaciones en las barras horizontales en las zonas donde aparecieron las grietas. Las deformaciones fueron menores que el 80% de la deformación de fluencia. No se presentaron registros en los deformímetros localizados en las barras verticales del alma del muro ni tampoco en los estribos de los elementos de borde. Para el punto asociado la resistencia (fig. T.14b), al igual que en la dirección positiva de este ensaye, todos los deformímetros horizontales colocados en la diagonal principal presentaron la fluencia de la barra. Se presentó la fluencia en dos de los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las barras verticales (barras C y D). En la base del muro, las deformaciones de las barras fueron similares para las barras longitudinales del elemento de borde (barras A y B) y las barras verticales del alma del muro (barras C a F), las deformaciones fueron menores que el 60% de la deformación de fluencia. Para el estado último (fig. T.14c), se presentó la fluencia en uno de los estribos localizado en la parte inferior derecha del muro

(cerca de la barra H). En la base del muro no se modificaron de manera apreciable las deformaciones de todas las barras verticales del muro con respecto a las deformaciones medidas al agrietamiento.






a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 99 \text{ kN}$ ,  $R = 0.07\%$

b) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 262 \text{ kN}$ ,  $R = 0.58\%$

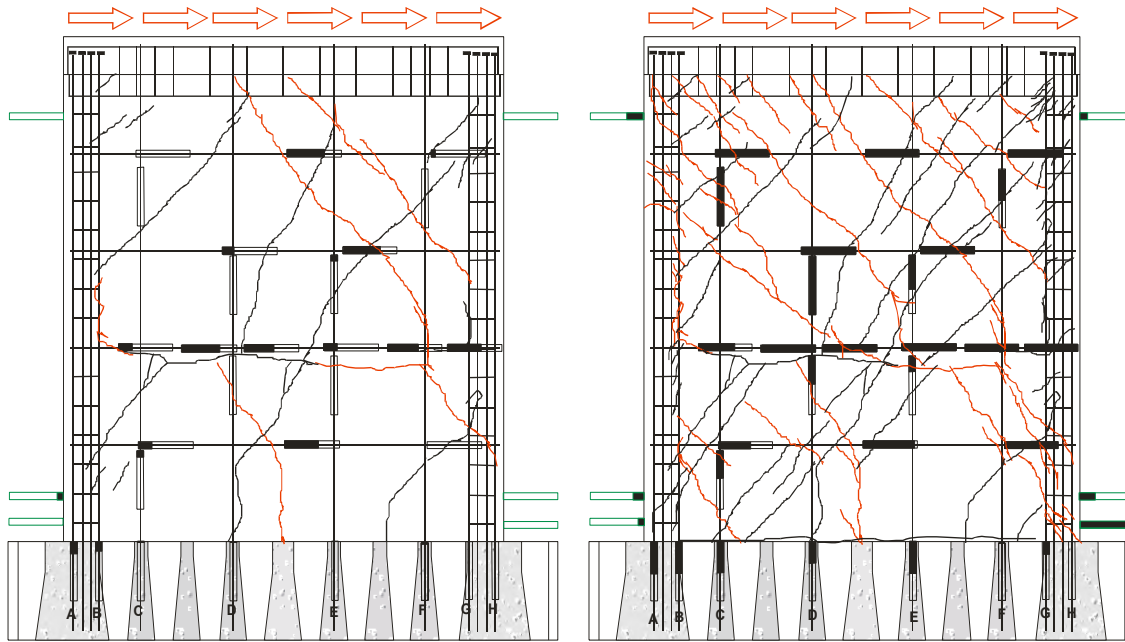


c) Último,  $V_u$

$V = 245 \text{ kN}$ ,  $R = 0.70\%$

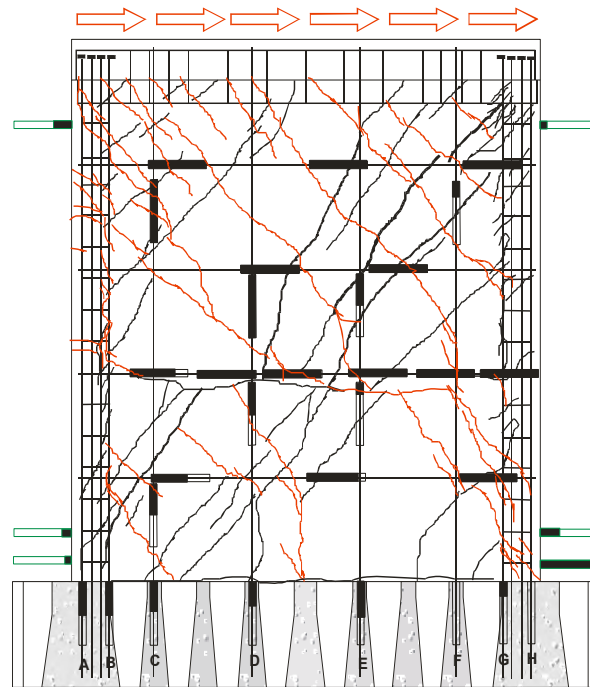
-  Deformación nula
-  Deformación elástica
-  Fluencia

**Figura T.13 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC50C (Carga lateral positiva)**



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 98 \text{ kN}$ ,  $R = 0.11$

b) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 260 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



c) Último,  $V_u$   
 $V = 243 \text{ kN}$ ,  $R = 0.70\%$

- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

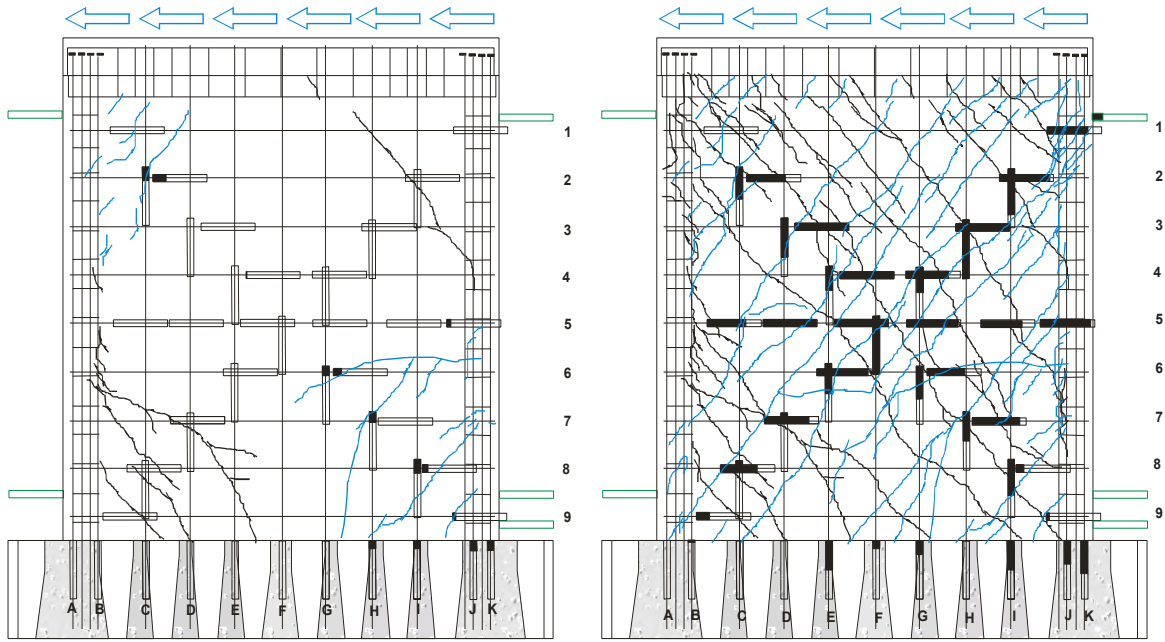
**Figura T.14 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC50C (Carga lateral negativa)**

## T.12 Muro MCC100C

El muro MCC100C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por compresión diagonal. En las figuras T.15 y T.16 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

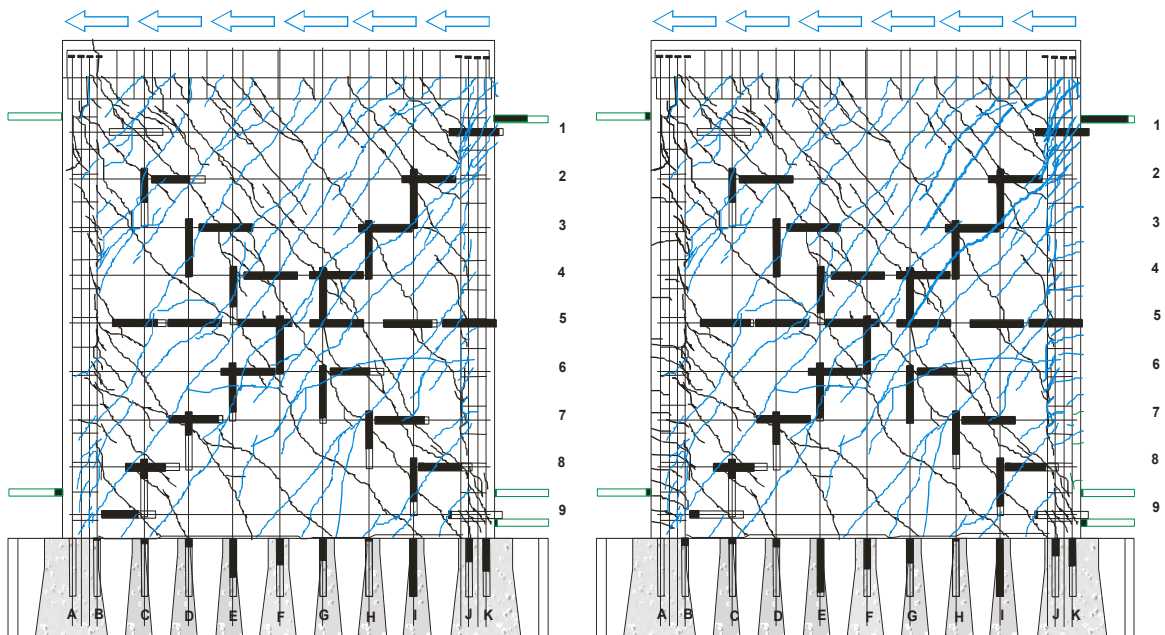
Para la carga lateral positiva, de la figura T.15 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, se presentaron deformaciones en la zona de tensión cercanas al 15% de la deformación de fluencia en el refuerzo longitudinal del borde del muro (barras J y K). En el alma del muro (barras 1 a 9) se presentaron deformaciones menores que el 15% de la deformación de fluencia en los deformímetros localizados en zonas cercanas a las grietas. Debido a la ausencia de grietas, no se presentaron deformaciones en la diagonal principal. Al 0.60% de distorsión (fig. T.15b) se presentó la fluencia en las barras cuatro de las nueve barras horizontales sobre la diagonal principal (barras 2, 3, 5 y 6). En las restantes cinco barras, las deformaciones fueron cercanas al 80% de la deformación de fluencia excepto en la barra localizada en la zona inferior (barra 9), donde la deformación fue cercana al 20% de la deformación de fluencia. En lo que respecta al refuerzo vertical del alma del muro, las mayores deformaciones sobre la diagonal principal se presentaron en la parte superior del muro (barras F, G, H e I). En la base del muro, no se presentó la fluencia en ninguna de las barras del refuerzo longitudinal (barras A a K), las deformaciones fueron cercanas al 50% de la deformación de fluencia. No se presentaron deformaciones significativas en los estribos de los elementos de borde. A la resistencia (fig. T.15c), se presentó la fluencia en siete de las nueve barras horizontales sobre la diagonal principal (barras 1 a 7). En las restantes dos barras las deformaciones fueron cercanas al 70% de la deformación de fluencia. En lo que respecta al refuerzo vertical del alma del muro, nuevamente las mayores deformaciones sobre la diagonal principal se presentaron en la parte superior del muro (barras F a I). En la base del muro, se presentó la fluencia en una de las barras verticales del alma (barra I). En las barras restantes las deformaciones fueron cercanas al 50% de la deformación de fluencia. En el estribo superior cercano a la barra K se presentó una deformación cercana al 60% de la deformación de fluencia, en los restantes estribos no se presentaron deformaciones significativas. En el estado último (fig. T.15d), no se presentaron diferencias significativas en las deformaciones capturadas con relación a las obtenidas a la resistencia. Como dato más relevante, en el estribo superior cercano a la barra K, se incrementó la deformación al 95% de la deformación de fluencia.

Para la carga lateral negativa, de la figura T.16 se observa que el comportamiento fue similar el descrito para la carga lateral positiva. Al agrietamiento, en la base del muro, se presentaron deformaciones en la zona de tensión cercanas al 15% de la deformación de fluencia en el refuerzo longitudinal del borde del muro (barras A y B). Se presentaron deformaciones menores que el 15% de la deformación de fluencia en los deformímetros localizados en zonas cercanas a las grietas. Debido a la ausencia de grietas, no se presentaron deformaciones en la diagonal principal. Al 0.60% de distorsión (fig. T.16b) se presentó la fluencia en tres de las nueve barras horizontales sobre la diagonal principal. En las restantes seis barras las deformaciones fueron cercanas al 70% y 30% de la deformación de fluencia. La menor deformación correspondió a la barra localizada en la parte inferior del muro (barra 9). En lo que respecta al refuerzo vertical del alma del muro, las mayores deformaciones sobre la diagonal principal se presentaron en la parte superior del muro (barras C a F). En la base del muro, no se presentó la fluencia en ninguna de las barras del refuerzo vertical (barras C a I), las deformaciones fueron cercanas al 50% de la deformación de fluencia. No se presentaron deformaciones significativas en los estribos de los elementos de borde. A la resistencia (fig. T.16c), el comportamiento fue muy similar al descrito para el punto correspondiente al 0.60% de distorsión. En el estado último (fig. T.16d), de igual manera, no se presentaron diferencias significativas en las deformaciones capturadas con relación a las obtenidas a la resistencia y de distorsión igual a 0.60%, solo se incrementaron las deformaciones en los estribos de los elemento de borde sin llegar en ningún caso a la fluencia.



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 117 \text{ kN}$ ,  $R = 0.13\%$

b)  
 $V = 305 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



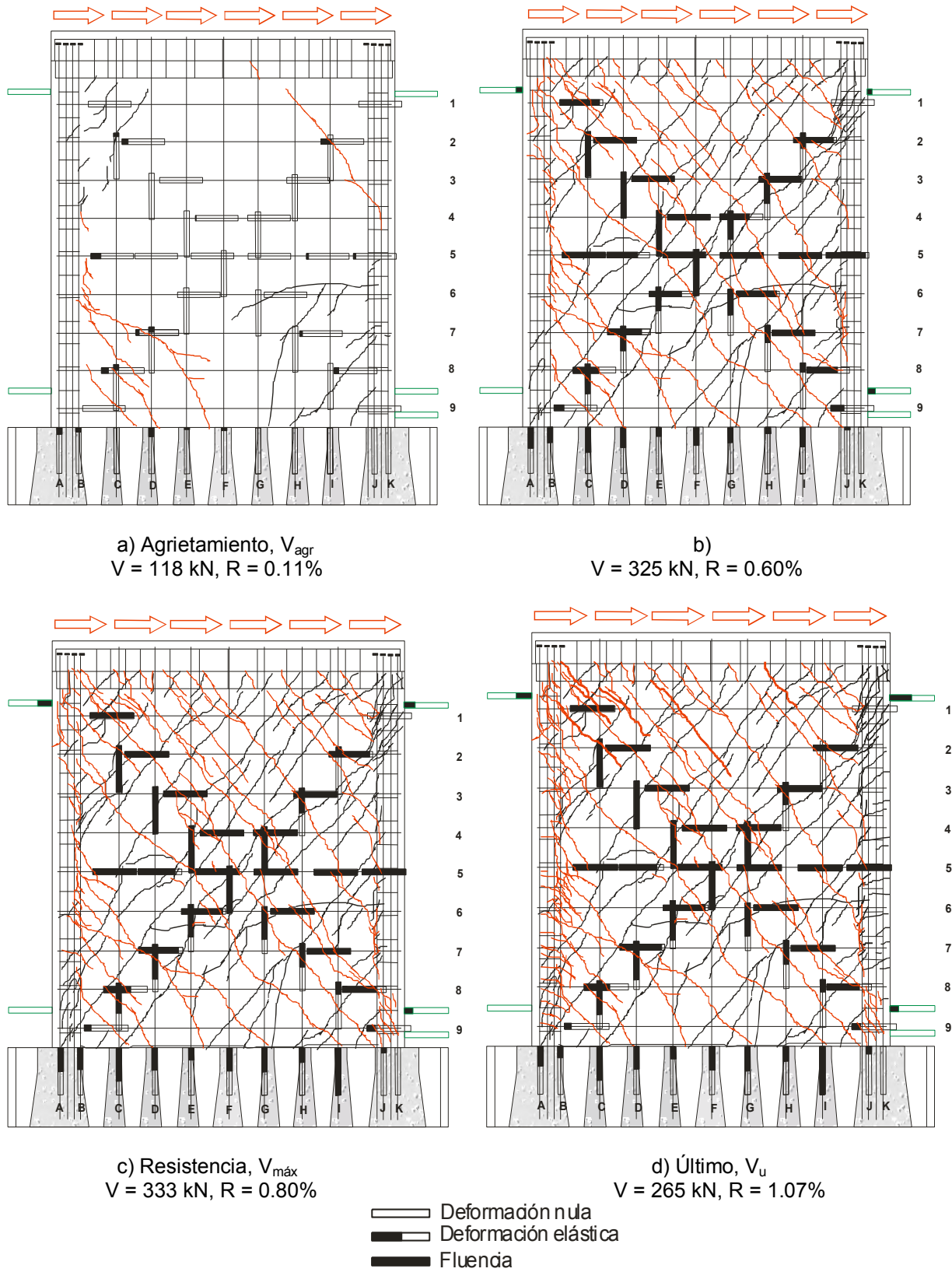
c) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 341 \text{ kN}$ ,  $R = 0.81\%$

d) Último,  $V_u$   
 $V = 272 \text{ kN}$ ,  $R = 1.11\%$

- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

**Figura T.15 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC100C (Carga lateral positiva)**





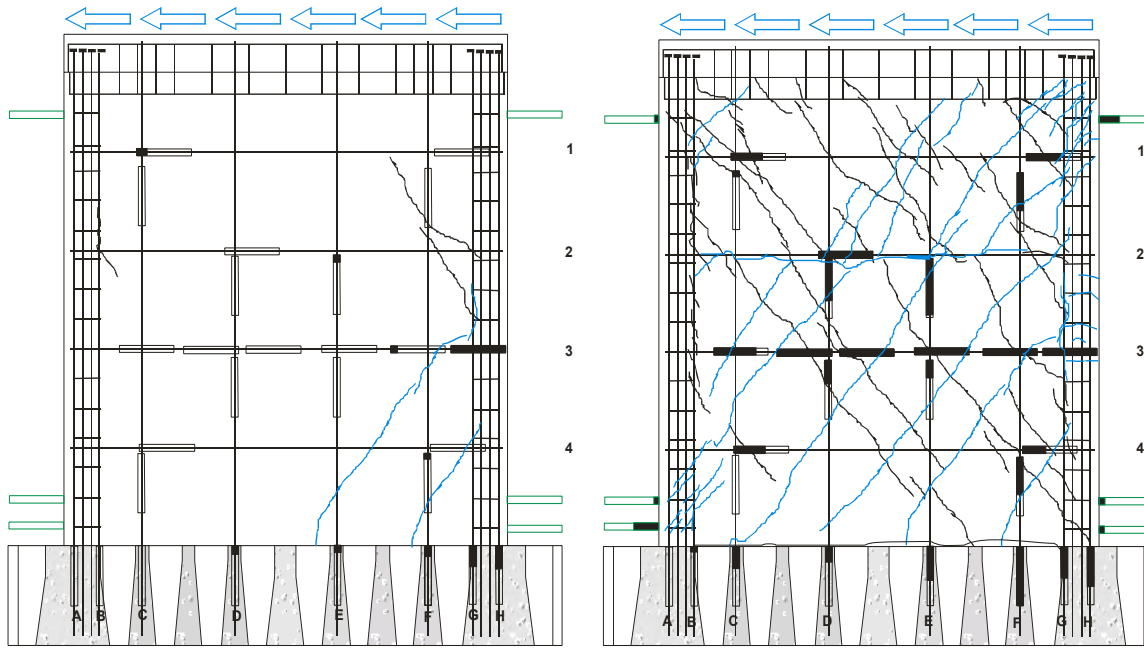
**Figura T.16 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC100C (Carga lateral negativa)**

### T.13 Muro MCA50C

El muro MCA50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En las figuras T.17 y T.18 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

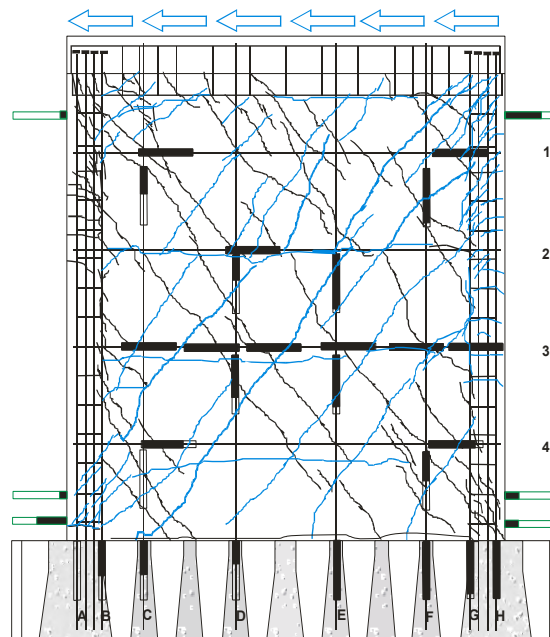
Para la carga lateral positiva, de la figura T.17 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, el refuerzo longitudinal en el borde del muro (barras G y H) registraron deformaciones cercanas al 30% de la deformación de fluencia, también se presentaron deformaciones menores que el 30% de la deformación de fluencia en tres barras verticales del alma (barras D, E y F). En el refuerzo horizontal se midieron deformaciones en las zonas cercanas a las grietas, incluso, en la barra 3 se registró la fluencia de la barra en el borde del muro. No se presentaron deformaciones en los estribos. A la distorsión de 0.60% (fig. T.17b), en las barras 2 y 3 se midieron deformaciones asociadas a la fluencia en la diagonal, mientras que en las barras 1 y 4 se registraron deformaciones del orden de 60% de la deformación de fluencia. De los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las cuatro barras verticales (barras C, D, E y F), se presentó la fluencia en sólo uno de ellas (barra E). En la base del muro, no se presentó la fluencia en ninguna de las barras del refuerzo longitudinal localizado en el borde del muro (barras G y H), en cambio, en una de las barras verticales del alma del muro se presentó la fluencia (barra F). Las mayores deformaciones en los estribos de los elementos de borde se presentaron en las esquinas opuestas de la diagonal principal en donde se midieron deformaciones cercanas al 50% de la deformación de fluencia. A la resistencia, que para este caso fue considerado como estado último (fig. T.17c), en tres barras horizontales superiores se presentó la fluencia sobre la diagonal principal (barras 1, 2 y 3). En el deformímetro localizado en la barra 4 se registró una deformación del orden del 80% de la deformación de fluencia. En las barras verticales del alma (barras C a F), las mayores deformaciones se registraron en la parte superior de la diagonal principal (barras E y F). En la base del muro, se presentó la fluencia en las barras del refuerzo longitudinal localizado en el borde del muro (barras G y H) y en dos de las cuatro barras verticales del alma del muro (barras E y F). Las mayores deformaciones en los estribos de los elementos de borde se presentaron en las esquinas opuestas de la diagonal principal en donde se midieron deformaciones cercanas al 80% de la deformación de fluencia.

Para la carga lateral negativa no se registraron deformaciones en el punto de agrietamiento. Para el punto asociado al 0.6% de distorsión (fig. T.18a), en todos los deformímetros horizontales colocados en la diagonal principal se presentó la fluencia de la barra (barras 1 a 4). Se presentó la fluencia en uno de los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en la barra vertical del alma del muro (barra C). En la base del muro, las deformaciones de las barras verticales (barras C a F) del alma del muro (90% de la deformación de fluencia) fueron mayores que las deformaciones de las barras longitudinales (barras A y B) del refuerzo de borde (60% de la deformación de fluencia). En los estribos de los elementos de borde, nuevamente las deformaciones mayores se presentaron en las esquinas opuestas de la diagonal principal. Para el estado último (fig. T.18b), el comportamiento de las barras localizadas en el alma del muro y en la base del muro no varió de manera significativa con respecto a lo observado en el punto de 0.6% de distorsión. Se incrementaron las deformaciones en los estribos de los elementos de borde. Se presentó la fluencia en el estribo localizado en la esquina inferior de la diagonal principal.



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 118 \text{ kN}$ ,  $R = 0.20\%$

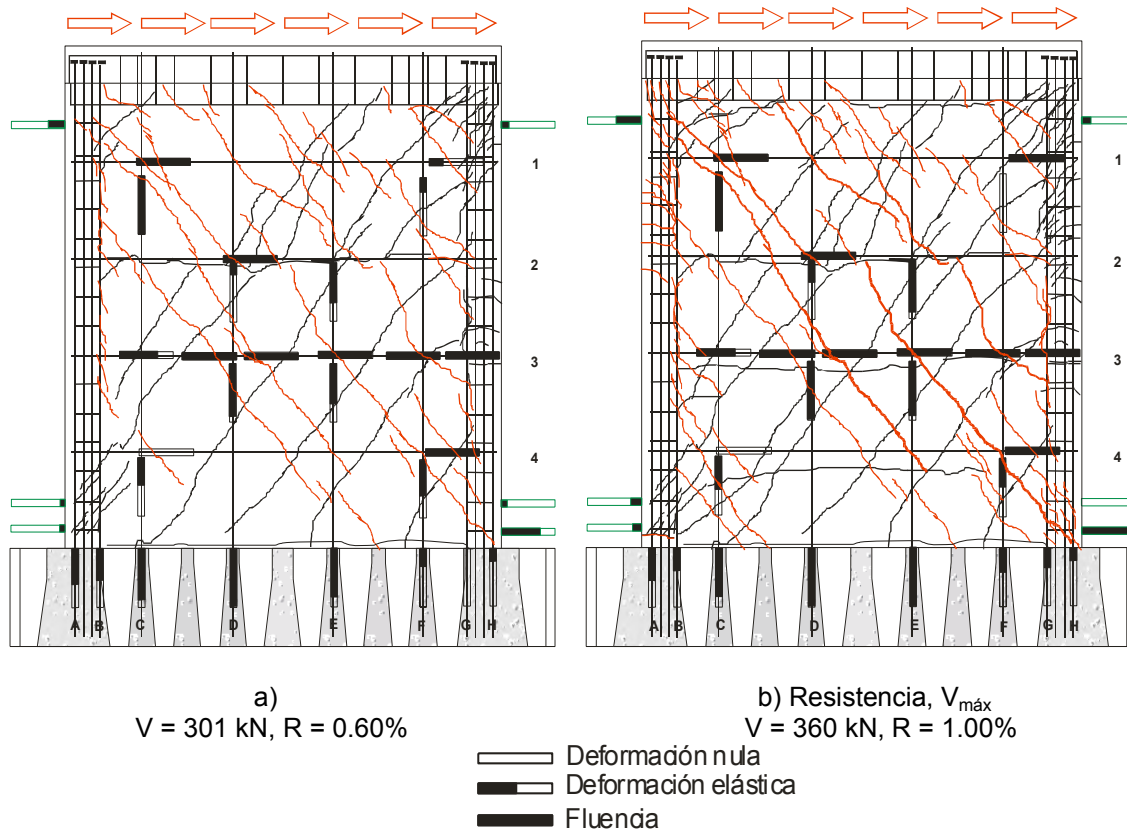
b)  
 $V = 313 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$



c) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 388 \text{ kN}$ ,  $R = 1.02\%$

- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

**Figura T.17 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA50C (Carga lateral positiva)**



**Figura T.18 Comportamiento del refuerzo interior en el ensayo del muro MCA50C (Carga lateral negativa)**

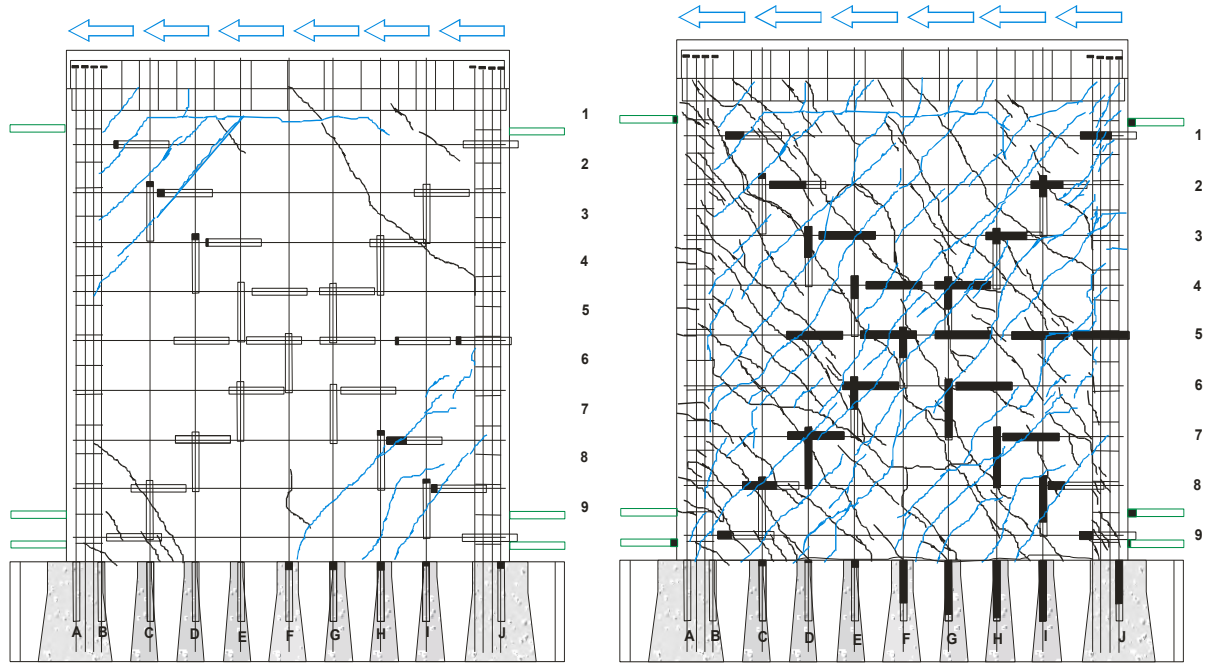
T.14 Muro MCA100C

El muro MCA100C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por compresión diagonal. En las figuras T.19 y T.20 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensayo del muro.

Para la carga lateral positiva, de la figura T.19 se observa que al agrietamiento, en la base del muro, se presentaron deformaciones en la zona de tensión (barra J) cercanas al 10% de la deformación de fluencia. En el alma del muro se presentaron deformaciones menores que el 25% de la deformación de fluencia en los deformímetros localizados en zonas cercanas a las grietas. Debido a la ausencia de grietas, no se presentaron deformaciones en la diagonal principal. De igual manera, no se presentaron deformaciones en los estribos de los elementos de borde de los muros. Al 0.60% de distorsión (fig. T.19b) se presentó la fluencia en cuatro de las nueve barras horizontales sobre la diagonal principal (barras 4, 5, 6 y 7) en la zona central del muro. En las restantes cinco barras las deformaciones fueron cercanas al 60% de la deformación de fluencia excepto en la barra localizada en la parte inferior, donde la deformación fue cercana al 20% de la deformación de fluencia. En la base del muro, se presentó la fluencia en una de las barras del refuerzo vertical del alma del muro (barra I). La deformación de la barra longitudinal del borde del muro fue cercana al 70% de la deformación de fluencia (barra J). No se presentaron deformaciones significativas en los estribos de los elementos de borde. A la resistencia (fig. T.19c), se presentó la fluencia en ocho de las nueve barras horizontales sobre la diagonal principal (barras 1 a 8). En la barra

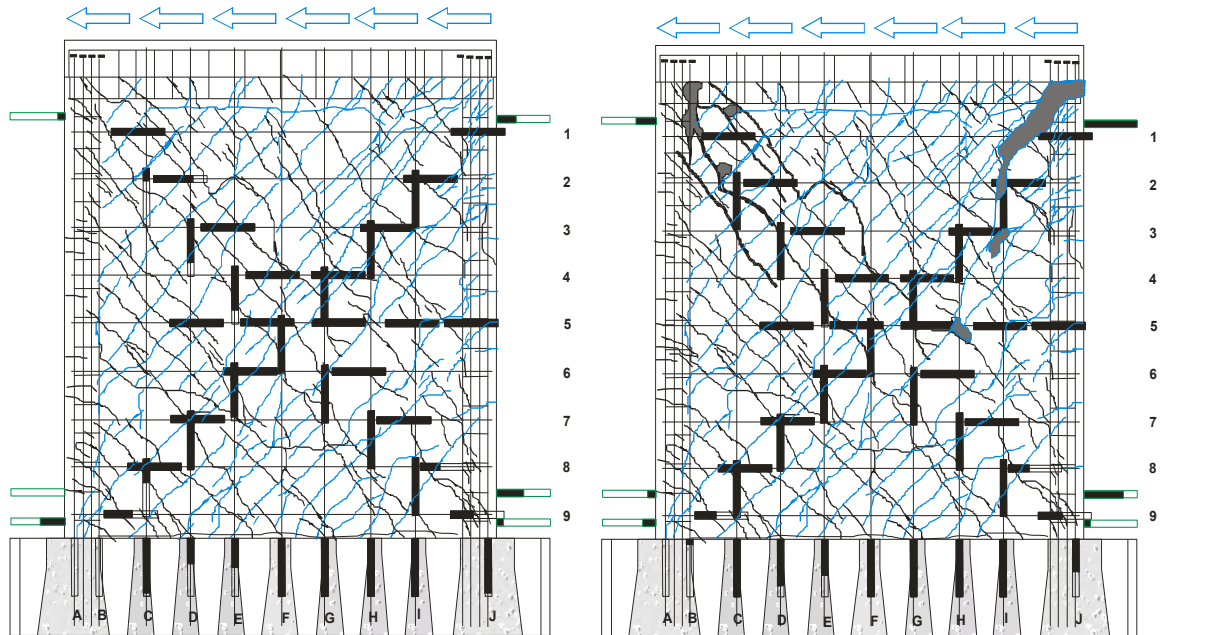
restante la deformación fue cercana al 50% de la deformación de fluencia (barra 9). En lo que respecta al refuerzo vertical del alma del muro, se presentó la fluencia en la mayoría de las barras sobre la diagonal principal del muro (barras D a I). En la base del muro, se presentó la fluencia en cuatro de las barras verticales del alma del muro (barras F a I). En la barra longitudinal localizada en el borde del muro (barra J) la deformación medida fue cercana al 90% de la deformación de fluencia. En los estribos las deformaciones máximas fueron del orden de 50% de la deformación de fluencia. En el estado último (fig. T.19d), no se presentaron diferencias significativas en las deformaciones capturadas con relación a las obtenidas para el punto de resistencia. Como dato mas relevante, se presentó la fluencia en el estribo superior cercano a la barra J.

Para la carga lateral negativa, de la figura T.20 se observa que al agrietamiento, en la base del muro, se presentaron deformaciones en la zona de tensión cercanas al 10% de la deformación de fluencia en el refuerzo longitudinal del borde del muro (barras A y B). Se presentaron deformaciones menores que el 15% de la deformación de fluencia en las zonas cercanas a las grietas. Nuevamente, debido a la ausencia de grietas, no se presentaron deformaciones en la diagonal principal. De igual manera, no se presentaron deformaciones en los estribos de los elementos de borde de los muros. Al 0.60% de distorsión (fig. T.20b) se presentó la fluencia en seis de las nueve barras horizontales sobre la diagonal principal (barras 2 a 7). En las restantes tres barras las deformaciones fueron cercanas al 60% y 20% de la deformación de fluencia. La menor deformación correspondió a la barra localizada en la parte inferior del muro (barra 9). En lo que respecta al refuerzo vertical del alma del muro, las deformaciones no fueron uniformes sobre la diagonal principal. Algunas de las barras fluyeron (barras D y H) y otras llegaron al 50% de la deformación de fluencia (barras C, E, F y G) sin importar la zona donde estaban colocadas sobre el muro. En la base del muro, se presentó la fluencia una de las barras verticales del alma del muro (barra C). En las restantes barras, la deformación fue cercana al 60% de la deformación de fluencia. No se presentaron deformaciones significativas en los estribos de los elementos de borde. A la resistencia (fig. T.20c), el comportamiento fue muy similar al descrito para el punto de 0.60% de distorsión. Se presentó la fluencia en todas las barras verticales sobre la diagonal principal (barras C a I). En la base del muro se presentó la fluencia en seis de las siete barras verticales del alma del muro (barras C y E a I) mientras que en las barras longitudinales de los bordes del muro las deformaciones medidas fueron del orden de 85% y 40% de la deformación de fluencia (barras A y B respectivamente). En el estado último (fig. T.20d), no se presentaron diferencias significativas en las deformaciones capturadas con relación a las obtenidas para el punto de resistencia. Se presentó la fluencia en el estribo localizado en el extremo superior cercano a la barra A.



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 98 \text{ kN}$ ,  $R = 0.12$

b)  
 $V = 338 \text{ kN}$ ,  $R = 0.60\%$

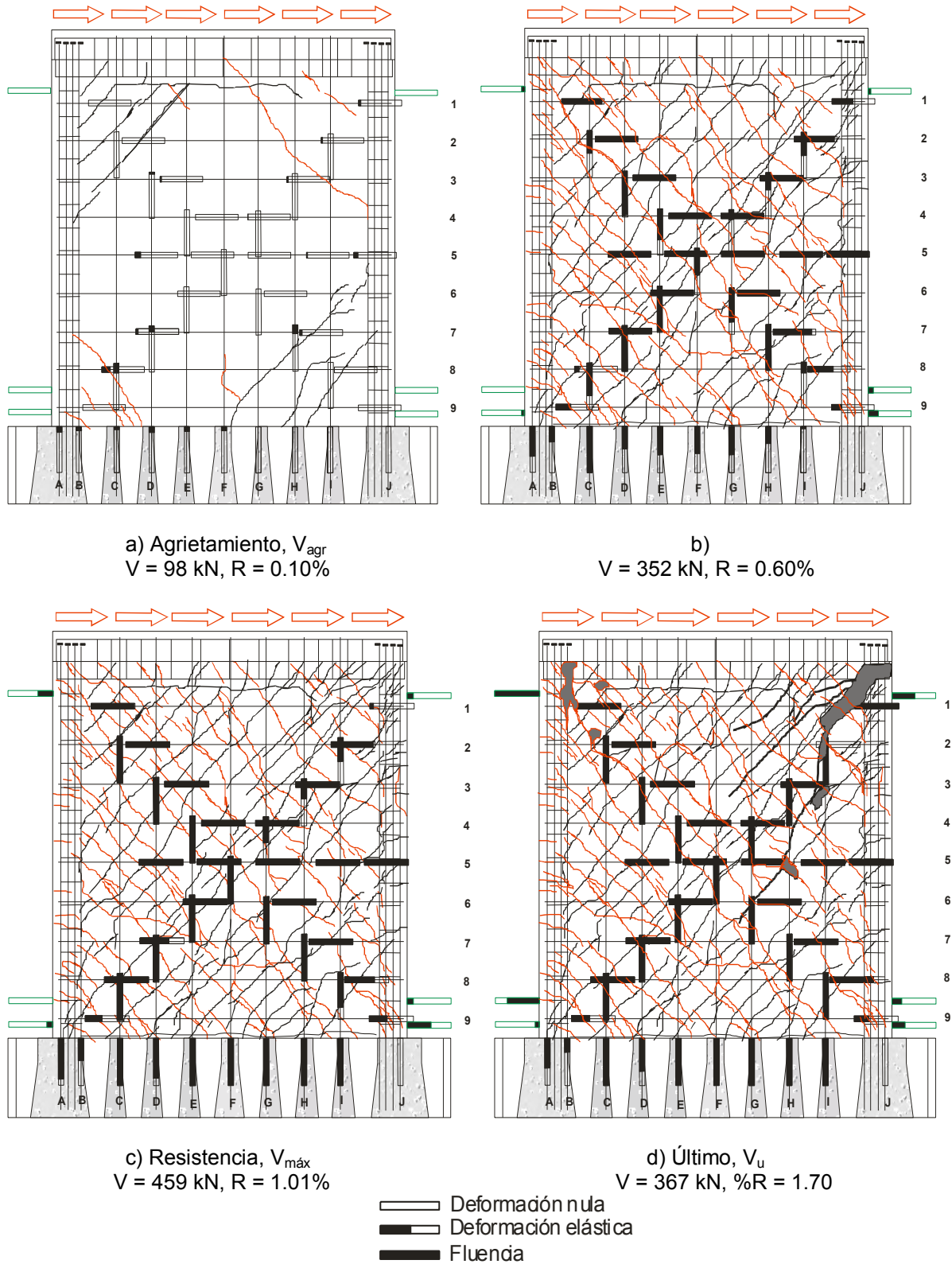


c) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 449 \text{ kN}$ ,  $R = 1.00\%$

d) Último,  $V_u$   
 $V = 359 \text{ kN}$ ,  $R = 1.36\%$

- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

**Figura T.19 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA100C (Carga lateral positiva)**



**Figura T.20 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA100C (Carga lateral negativa)**

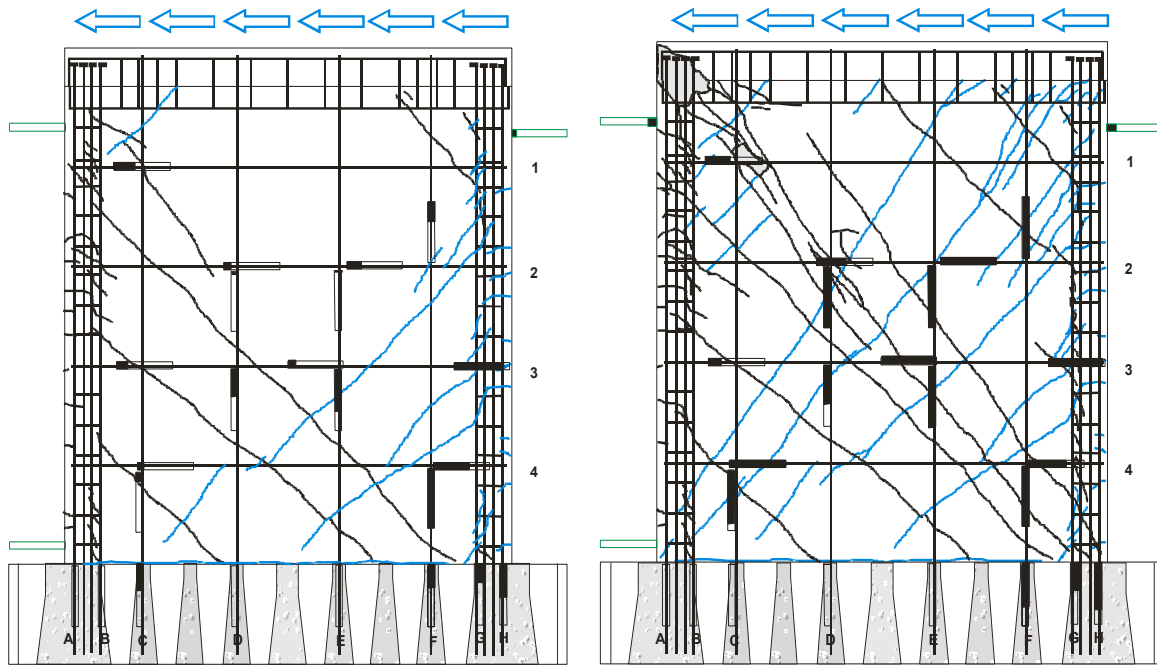
#### T.15 Muro MCN50C2

El muro MCN50C2 correspondió a la repetición del muro MCN50C, es decir, un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal con el desprendimiento del anclaje en la losa del muro. En las figuras T.21 y T.22 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

Para la carga lateral positiva, de la figura T.21 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, el refuerzo longitudinal en el borde del muro (barras G y H) registraron deformaciones cercanas al 50% de la deformación de fluencia, también se presentaron deformaciones menores que el 30% de la deformación de fluencia en dos barras verticales del alma del muro (barras C y F). En la diagonal principal se registraron deformaciones menores que el 20% de la fluencia en las barras horizontales (barras 1 a 4). No se presentaron deformaciones apreciables en los estribos. A la resistencia (fig. T.21b), en las barras 2, 3 y 4 se midieron deformaciones asociadas a la fluencia en la diagonal, mientras que en la barra 1 no se tuvo conocimiento del comportamiento por falta de deformímetro. De los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las cuatro barras verticales (barras C, D, E y F), se presentó la fluencia en dos de ellas (barras E y F). En la base del muro, las deformaciones en el borde del muro fueron menores que el 70% de la deformación de fluencia (barras G y H). De las barras verticales del alma del muro solo se registró deformación en la barra F con una deformación cercana al 70% de la de fluencia. Las deformaciones en los estribos fueron en todos los casos menores que el 15% de la deformación asociada a la fluencia. Al estado último, se midió la fluencia en todos los deformímetros localizados en el alma del muro de las barras verticales C a F. Las deformaciones en el borde de tensión fueron menores que las registradas a la resistencia (barras F, G y H). Las deformaciones en los estribos no se incrementaron significativamente y no se registró la fluencia en ninguno de ellos.

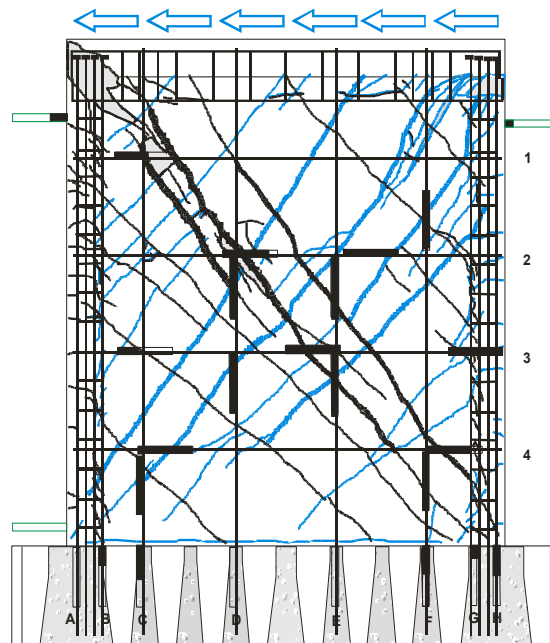
Para la carga lateral negativa, al agrietamiento (fig. T.22a), en la base del muro se registraron deformaciones menores que el 30% de la deformación de fluencia en las barras localizadas en el borde del muro (barras A y B). En las barras verticales del alma del muro (barras C a F) se presentó la fluencia en la barra F y las deformaciones en las barras C y D fueron menores que el 70% de la deformación de fluencia. Las deformaciones en la diagonal principal fueron pequeñas y en el mayor de los casos del 40% de la deformación de fluencia. A la resistencia (fig. T.22b), en la base del muro la deformaciones fueron menores que el 70% de la deformación de fluencia. En la diagonal principal, de las barras horizontales, solo fluyeron las barras 1 y 4 localizadas en los extremos del muro y de las barras verticales se presentó la fluencia en las barras D, E y F. Las deformaciones en los estribos fueron menores que el 10% de la deformación de fluencia. Al estado último las deformaciones registradas fueron similares a las medidas a la resistencia.





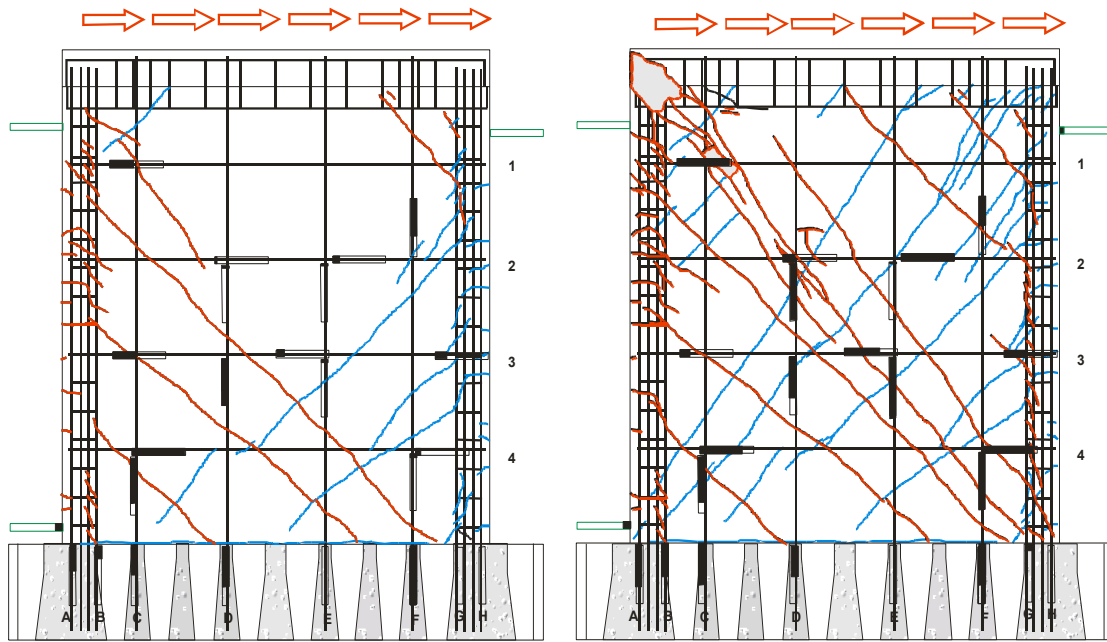
a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 234 \text{ kN}$ ,  $R = 0.20\%$

b) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 336 \text{ kN}$ ,  $R = 0.47\%$



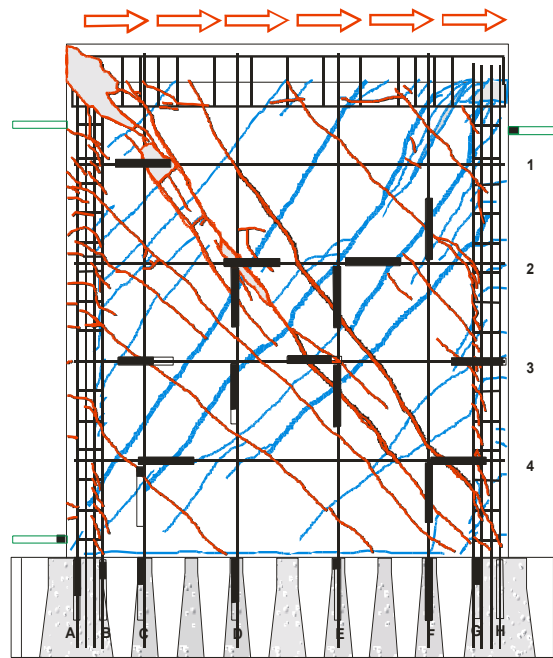
c) Último,  $V_u$   
 $V = 269 \text{ kN}$ ,  $R = 0.94\%$   
 □ Deformación nula  
 □ Deformación elástica  
 ■ Fluencia

**Figura T.21 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCN50C2 (Carga lateral positiva)**



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 316 \text{ kN}$ ,  $R = 0.28\%$

b) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 322 \text{ kN}$ ,  $R = 0.40\%$



c) Último,  $V_u$   
 $V = 258 \text{ kN}$ ,  $R = 0.95\%$

- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

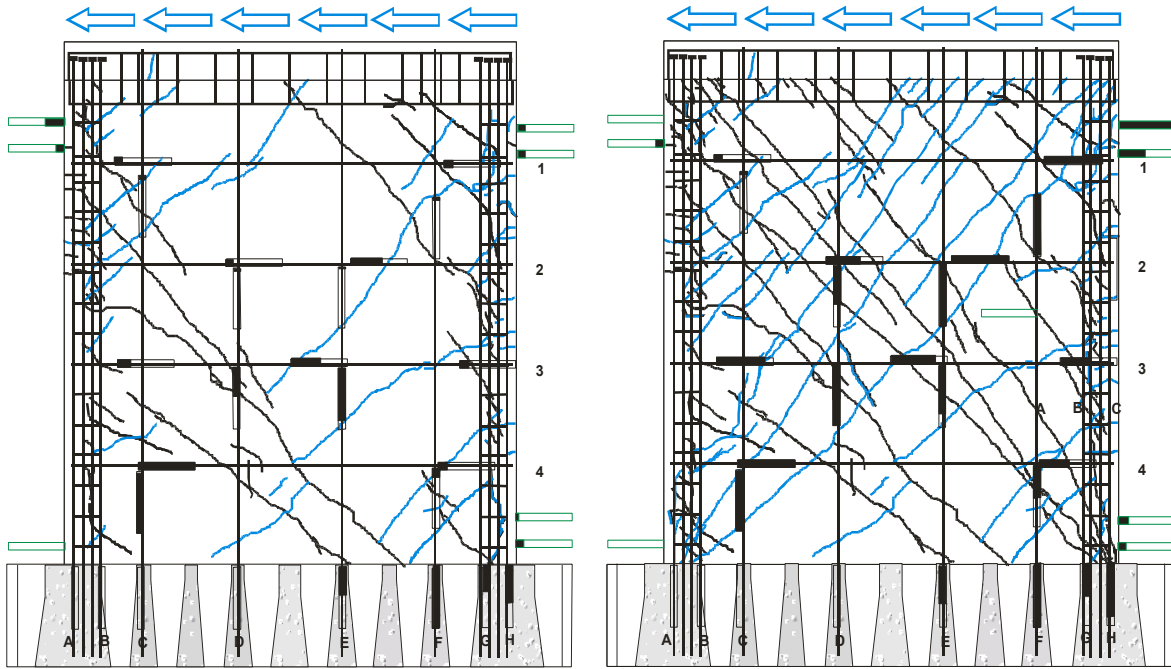
**Figura T.22 Comportamiento del refuerzo interior en el ensayo del muro MCN50C2 (Carga lateral negativa)**

T.16 Muro MCC50C2

El muro MCC50C2 correspondió a la repetición del muro MCC50C, es decir, un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal con el desprendimiento del anclaje en la unión con la losa superior. En las figuras T.23 y T.24 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

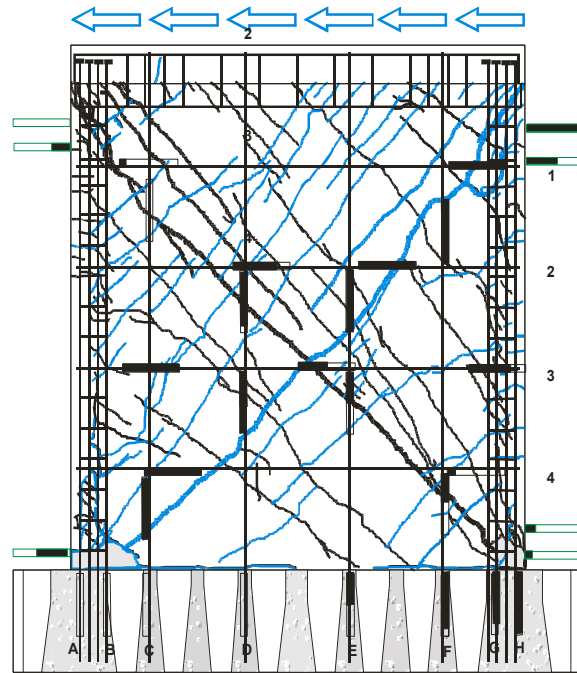
Para la carga lateral positiva, de la figura T.23 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, el refuerzo longitudinal en el borde del muro (barras G y H) presentó deformaciones en la zona de tensión cercanas al 60% de la deformación de fluencia, también se presentó la fluencia en la barra F y una deformación aproximada del 30% de la deformación de fluencia en la barra E. El refuerzo horizontal presentó deformaciones en las zonas donde aparecieron los agrietamientos, en las barras 3 y 4 se presentó la fluencia de acero. Las deformaciones en los estribos fueron menores que el 30% de la deformación de fluencia. A la resistencia (fig. T.23b), se registró la fluencia en la barra horizontal 4 y deformaciones menores que el 50% de la fluencia en las barras 1, 2 y 3. De los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las cuatro barras verticales del alma del muro (barras C a F) se presentó la fluencia en uno de ellos (barra C). En la base del muro, no se presentó la fluencia en ninguna de las barras del refuerzo longitudinal localizado en el borde del muro (barras G y H) pero si en una de las barras verticales del alma del muro (barra F). Se midió la fluencia en el estribo localizado en la parte superior del muro cerca de la barra H y en los restantes estribos se presentaron deformaciones menores o igual que el 50% de la deformación de fluencia. En el estado último (fig. T.23c), las deformaciones registradas en todas las barras no cambiaron de manera significativa con relación a las medidas a la resistencia.

Para la carga lateral negativa, de la figura T.24 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, en el refuerzo longitudinal del borde del muro (barras A y B) se presentaron deformaciones menores que el 50% de la deformación de fluencia. Se presentaron deformaciones en las barras horizontales en las zonas donde aparecieron las grietas. Las deformaciones fueron menores que el 70% de la deformación de fluencia. No se presentaron registros en los deformímetros localizados en las barras verticales del alma del muro excepto por la barra C donde se midió una deformación cercana al 90% de la fluencia. Las deformaciones en los estribos fueron menores que el 30% de la deformación de fluencia. Para el punto asociado la resistencia (fig. T.24b), se presentó la fluencia en dos deformímetros horizontales colocados en la diagonal principal. Se presentó la fluencia en dos de los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las barras verticales (barras C y D). En la base del muro, las deformaciones de las barras longitudinales del elemento de borde (barras A y B) fueron del orden de 80% de la deformación de fluencia. Para el estado último (fig. T.24c), se presentó la fluencia en uno de los estribos localizado en la parte superior del muro (cerca de la barra A). En la base del muro no se modificaron de manera apreciable las deformaciones de todas las barras verticales del muro con respecto a las deformaciones medidas al agrietamiento.



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 231 \text{ kN}$ ,  $R = 0.23\%$

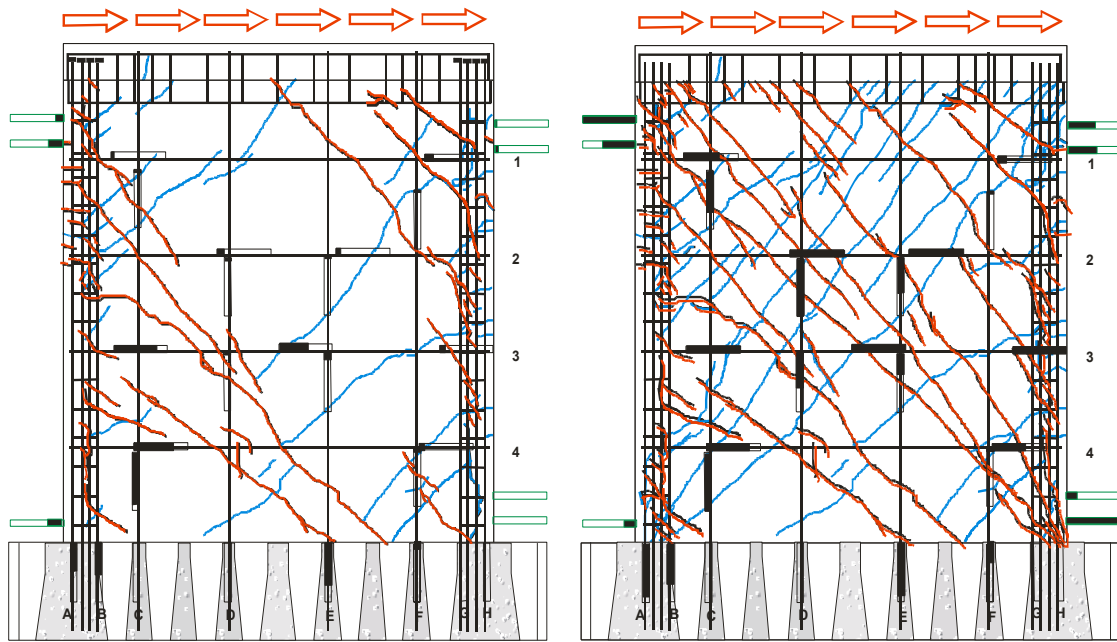
b) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 363 \text{ kN}$ ,  $R = 0.57\%$



c) Último,  $V_u$   
 $V = 290 \text{ kN}$ ,  $R = 1.22\%$

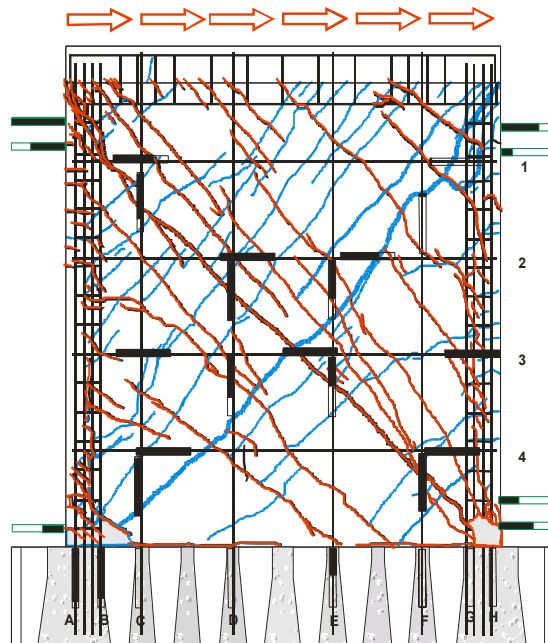
- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

**Figura T.23 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC50C2 (Carga lateral positiva)**






a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 168 \text{ kN}$ ,  $R = 0.19\%$

b) Resistencia,  $V_{m\acute{a}x}$   
 $V = 386 \text{ kN}$ ,  $R = 0.57\%$



c) Último,  $V_u$   
 $V = 309 \text{ kN}$ ,  $R = 1.35\%$

-  Deformación nula
-  Deformación elástica
-  Fluencia

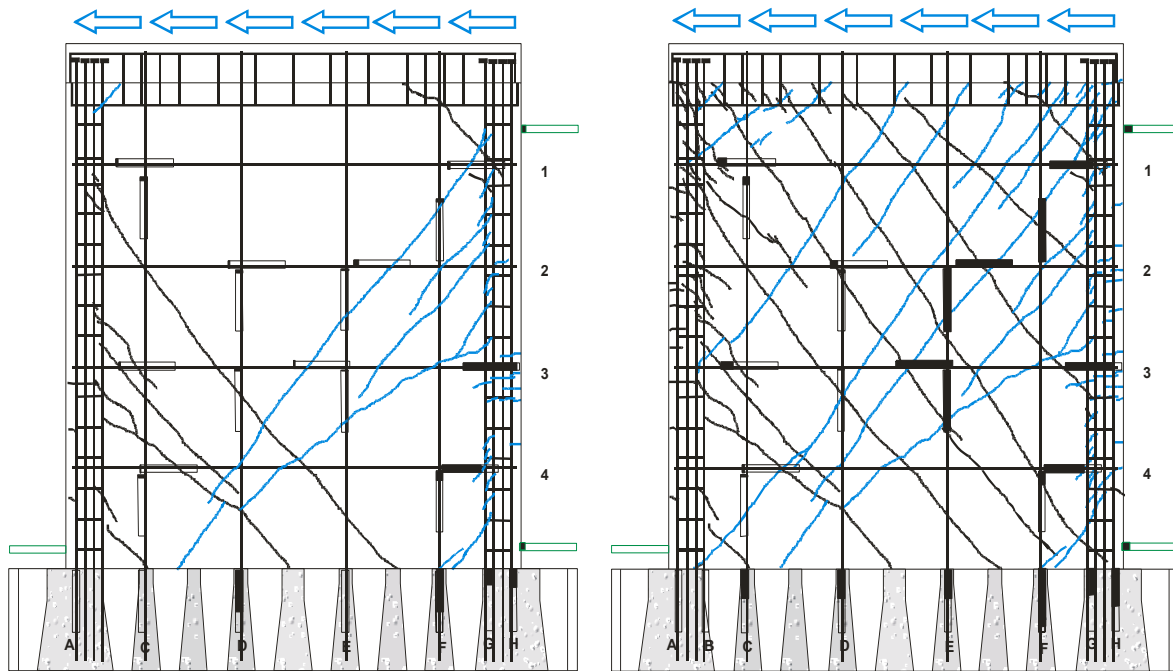
**Figura T.24 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCC50C2 (Carga lateral negativa)**

T.17 Muro MCA50C2

El muro MCA50C2 correspondió a la repetición del muro MCA50C, es decir, un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal con el desprendimiento del anclaje en la unión con la losa superior. En las figuras T.25 y T.26 se presenta el comportamiento del refuerzo interior durante el ensaye del muro.

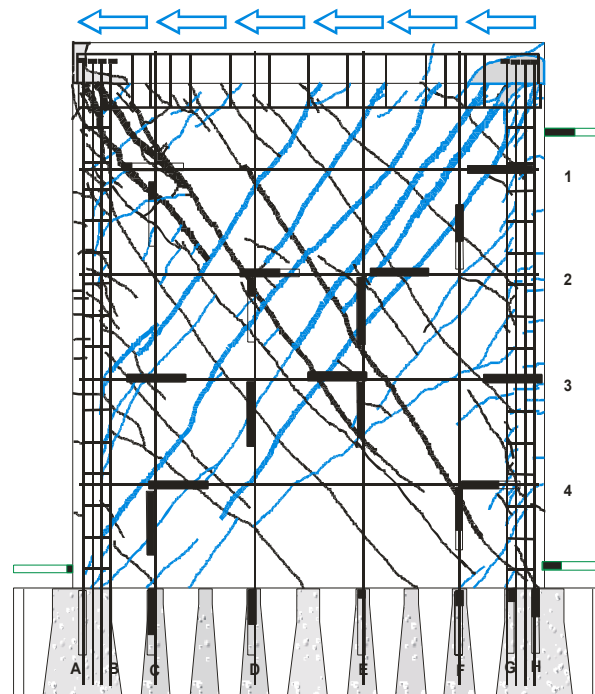
Para la carga lateral positiva, de la figura T.25 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, el refuerzo longitudinal en el borde del muro (barras G y H) presentó deformaciones en la zona de tensión cercanas al 20% de la deformación de fluencia, y en las barras verticales del alma del muro (barras D y F) se registraron deformaciones cercanas al 70% de la deformación de fluencia. En el refuerzo horizontal se presentaron deformaciones muy pequeñas en la diagonal principal. Las deformaciones en los estribos fueron menores que el 10% de la deformación de fluencia. A la resistencia (fig. T.25b), se registró la fluencia en las barras horizontales 2 y 3. De los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las cuatro barras verticales del alma del muro (barras C a F), se presentó la fluencia en dos de ellos (barras E y F). En la base del muro, no se presentó la fluencia en ninguna de las barras del refuerzo longitudinal localizado en el borde del muro (barras G y H), en dichas barras se midieron deformaciones cercanas al 50% de la deformación de fluencia. Se registró la fluencia en una de las barras verticales del alma del muro (barra F) y en las restantes barras (barras C a E) deformaciones cercanas al 40% de la deformación de fluencia. Las deformaciones en los estribos fueron cercanas al 10% de la deformación de fluencia. En el estado último (fig. T.25c), se registró la fluencia en todas las barras horizontales en la zona de la diagonal principal. Se incrementaron las deformaciones en las barras verticales del alma del muro.

Para la carga lateral negativa, de la figura T.26 se observa que en el punto de agrietamiento, en la base del muro, en el refuerzo longitudinal del borde del muro (barras A y B) se presentaron deformaciones menores que el 40% de la deformación de fluencia. Se presentó la fluencia en la barra horizontal 3 localizada en la diagonal principal. No se presentaron registros en los deformímetros localizados en las barras verticales del alma del muro. No se midieron deformaciones en los estribos. A la resistencia (fig. T.26b), se presentó la fluencia en tres deformímetros horizontales colocados en la diagonal principal (barras 1, 3 y 4) y en la barra restante se midió una deformación cercana al 90% de la deformación de fluencia. Se presentó la fluencia en tres de los deformímetros colocados sobre la diagonal principal en las barras verticales (barras C, D y E). En la base del muro, las deformaciones de las barras longitudinales del elemento de borde (barras A y B) fueron del orden de 60% de la deformación de fluencia. Para el estado último (fig. T.26c), se resaltan las deformaciones de las barras verticales del alma del muro en su parte superior donde se detectó la fluencia de las cuatro barras.



a) Agrietamiento,  $V_{agr}$   
 $V = 197 \text{ kN}$ ,  $R = 0.13\%$

b) Resistencia,  $V_{máx}$   
 $V = 321 \text{ kN}$ ,  $R = 0.38\%$

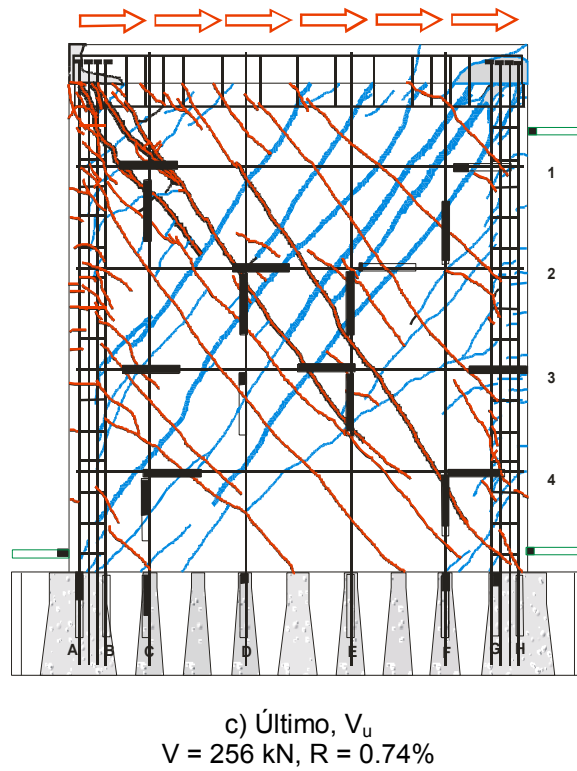
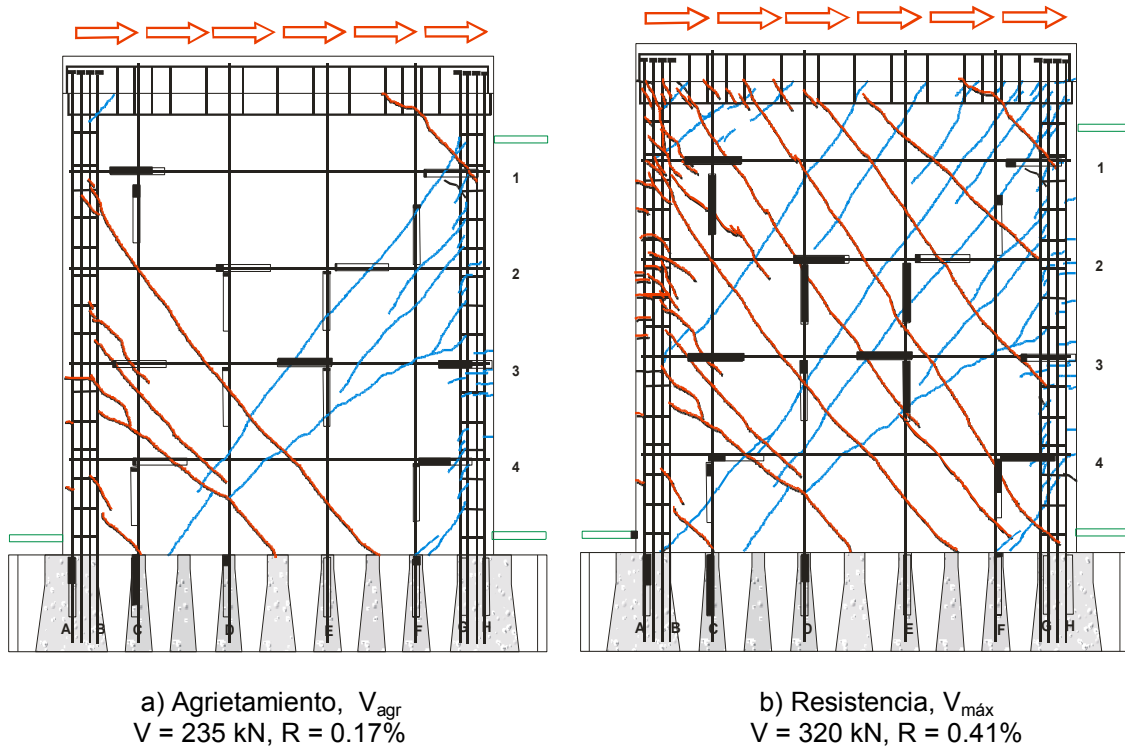


c) Último,  $V_u$

$V = 257 \text{ kN}$ ,  $R = 0.82\%$

- Deformación nula
- Deformación elástica
- Fluencia

**Figura T.25 Comportamiento del refuerzo interior en el ensayo del muro MCA50C2 (Carga lateral positiva)**



- Deformaci3n nula
- Deformaci3n elástica
- Fluencia

**Figura T.26 Comportamiento del refuerzo interior en el ensaye del muro MCA50C2 (Carga lateral negativa)**

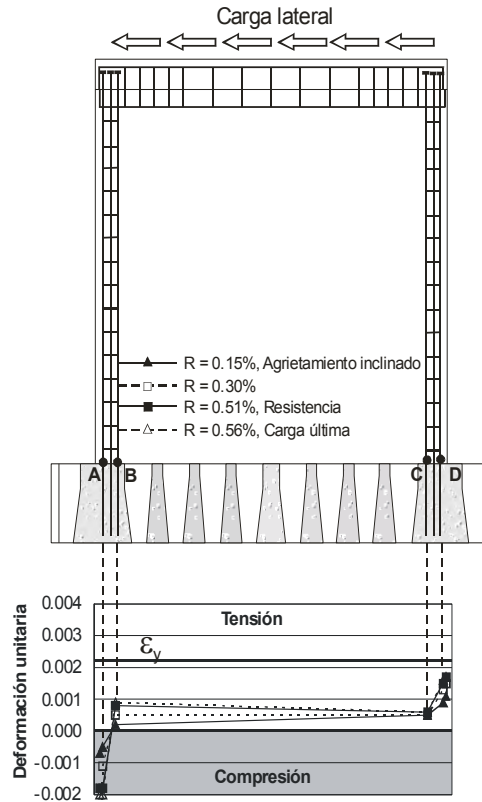


## Apéndice U. Resumen del comportamiento del refuerzo interior de los muros

En este apéndice se presenta un resumen del comportamiento observado en los deformímetros. Para cada muro, se muestran las deformaciones medidas asociadas a los estados límites de agrietamiento inclinado, resistencia, carga última y un punto intermedio entre el agrietamiento inclinado y la resistencia. Como parte del resumen se presentan las deformaciones registradas en la base del muro y en las barras horizontales de la diagonal principal para el caso de ensayos monótonos y en ambas diagonales para el caso de los ensayos cíclicos. Las deformaciones medidas en los estribos y en las barras verticales del alma del muro se presentan en el apéndice T. Como se comentó en el capítulo cuatro, se consideró como carga última cuando la resistencia decreció un 20% con respecto a la resistencia del muro ( $V_{m\acute{a}x}$ ). Las gráficas presentadas se encuentran acompañadas de una descripción del comportamiento. Para cada muro, inicialmente se presenta el comportamiento observado en la base y en el segundo párrafo, la descripción del comportamiento en el alma. Las deformaciones presentadas indican la deformación alcanzada al pico de carga lateral en el estado límite correspondiente menos la deformación residual. En la base de los muros, la zona sombreada representa deformaciones por compresión mientras que la no sombreada indica deformaciones por tensión. En la zona de compresión, las deformaciones solo se graficaron hasta 0.002 para incrementar el nivel de las deformaciones en la zona de tensión que fue considerada de mayor importancia. En el apéndice T se presentan las deformaciones registradas en todos los deformímetros, se incluye el nivel de daño para cada estado límite de comportamiento y una descripción de la evolución del agrietamiento de los muros.

### U.1 Muro MCN0M

El muro MCN0M correspondió a un muro cuadrado sin refuerzo en el alma, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura U.1 se presentan las deformaciones registradas durante el ensayo del muro. De la figura se observa que en la base, en la mayor parte del área transversal del muro se presentaron esfuerzos de tensión. Para la carga correspondiente al agrietamiento inclinado, las deformaciones fueron cercanas al 50% de la deformación de fluencia en los deformímetros localizados en la fibra más alejada del eje neutro en la zona de tensión por flexión (barra D). Al incrementar la carga lateral, aumentaron las deformaciones en la zona de tensión y compresión. Así, al alcanzar la resistencia, para una distorsión correspondiente al  $R = 0.51\%$ , las deformaciones fueron del orden de  $0.7 \epsilon_y$  en la zona de mayor demanda de tensión (barra D). Para la distorsión correspondiente a la carga última ( $R=0.56\%$ ), al tratarse de una carga menor que la medida a la resistencia, debido a la falla por cortante en tensión diagonal y no por flexión, las deformaciones registradas en la zona de tensión fueron menores que las medidas a la resistencia. En ningún caso se registraron deformaciones mayores que la deformación de fluencia en la zona de tensión.



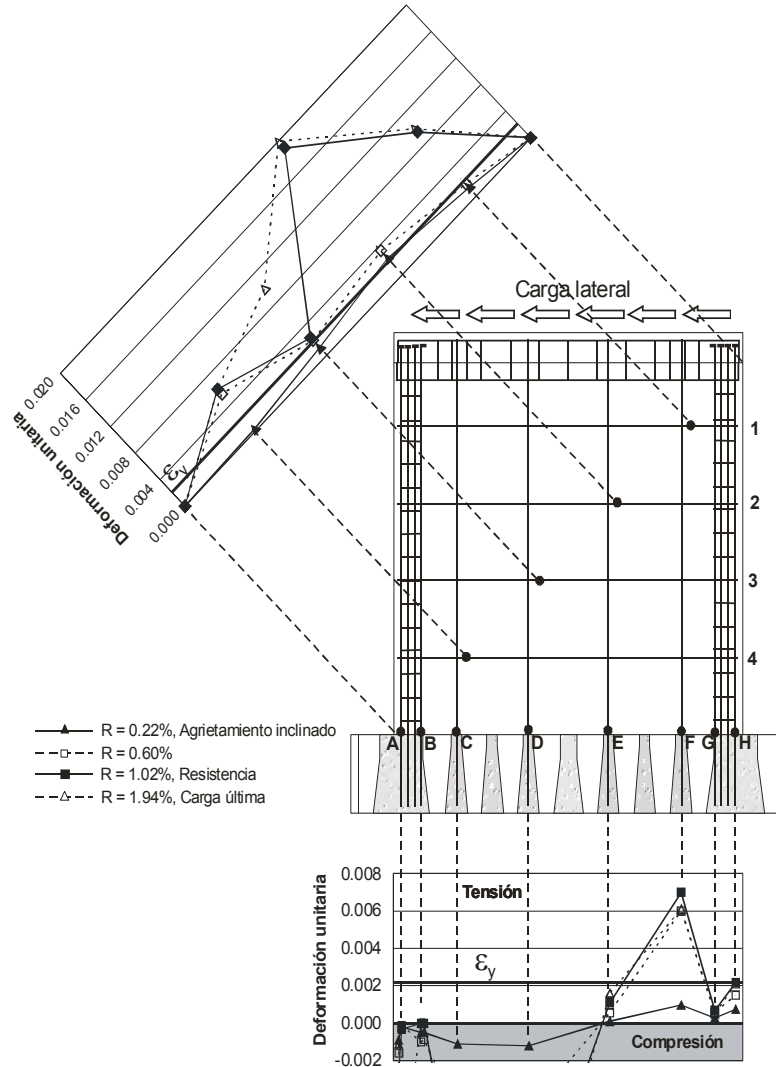
**Figura U.1 Deformaciones registradas durante el ensayo del muro MCN0M**

**U.2 Muro MCN50M**

El muro MCN50M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura U.2 se presentan las deformaciones registradas durante el ensayo del muro. De la figura se observa que en la base del muro, a diferencia del muro MCN0M, la zona de compresión abarcó cerca de dos terceras partes del muro (de la barra A, a la E) en todos los estados límite presentados. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones medidas en la zona de tensión (barra H) fueron cercanas al 40% de la deformación de fluencia. A partir de este punto, al incrementar la carga, en la barra F localizada en el alma del muro, se incrementaron las deformaciones en comparación con las registradas en el borde del muro (barras G y H). Esto se debió al mejor confinamiento en la cimentación del concreto de las barras ancladas en el alma de los muros (barras C, D, E y F) con respecto al de las barras localizadas en el borde de los muros (barras A, B, G y H). A la resistencia, en la barra ubicada en el borde de la zona de tensión (barra H) se registró una deformación igual que la de fluencia mientras que en la barra G se registró una deformación cercana al 40% de la deformación de fluencia. De las barras localizadas en el alma del muro, sólo en la barra F se registró una deformación mayor que la de fluencia. Al igual que en el muro MCN0M, para el punto último, las deformaciones en la zona de tensión fueron menores que las registradas en el punto asociado a la resistencia.

En los deformímetros localizados en el alma del muro se registraron sólo tensiones. Al agrietamiento inclinado, se presentó la fluencia en la barra 2 mientras que las deformaciones en las barras 1 y 3 fueron mayores que el 50% de la deformación de fluencia. En la barra localizada en la parte inferior del muro (barra 4) la deformación fue menor que el 10% de la deformación de fluencia. Cuando la distorsión alcanzó el 0.60% se presentó la fluencia en las barras 2, 3 y 4 mientras que en la barra 1 la deformación

registrada fue cercana al 90% de la de fluencia. A la resistencia se registraron deformaciones mayores que la de fluencia en todas las barras. Las mayores deformaciones se registraron en la parte superior del muro. A diferencia del comportamiento observado en la zona de tensión por flexión en la base del muro, para la resistencia última las deformaciones fueron muy similares o mayores que las registradas a la resistencia. Esto se debió a que el mecanismo de falla final del muro fue por cortante en tensión diagonal.

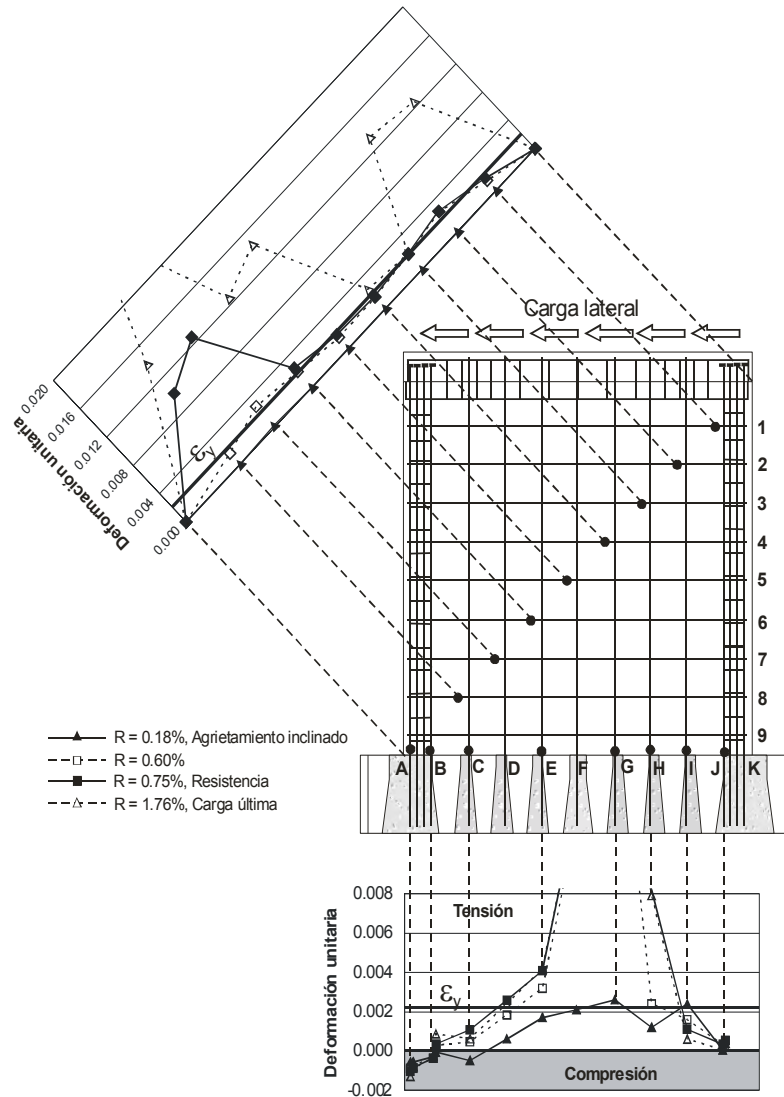


**Figura U.2 Deformaciones registradas durante el ensayo del muro MCN50M**

### U.3 Muro MCN100M

El muro MCN100M correspondió a un muro cuadrado con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura U.3 se presentan las deformaciones registradas durante el ensayo del muro. Los sensores de las barras D y F se dañaron durante el proceso de construcción por lo que las deformaciones para estos puntos se obtuvieron por interpolación lineal entre las barras adyacentes. En la base del muro, para la carga correspondiente al agrietamiento inclinado y a una distorsión del 0.18%, se registró la fluencia en las barras del alma cercanas al borde sujeto a tensión del muro (barras G e I) mientras que en el borde del muro se registraron

deformaciones del orden de 15% de la deformación de fluencia (barra J). Al igual que en el caso del muro MCN50M, la diferencia entre las deformaciones registradas en el borde y en el alma del muro se debió a la diferencia del confinamiento del concreto en el anclaje de las barras. A una distorsión del 0.60% se presentó la fluencia en cuatro de las siete barras del alma del muro (barras E, F, G y H) mientras que las deformaciones en el borde del muro no se incrementaron de manera significativa. A la resistencia, las deformación registrada en el borde del muro fue menor que el 20% de la deformación de fluencia mientras que en el alma del muro se midieron deformaciones mayores a la de fluencia en cinco de las siete barras. Al igual que en los muros MCN0M y MCN50M, para el punto último, las deformaciones medidas fueron menores o similares a las registradas a la resistencia.



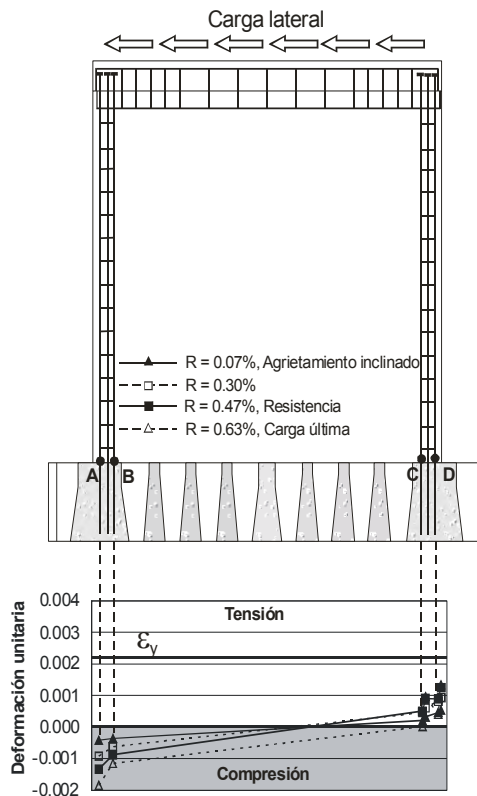
**Figura U.3 Deformaciones registradas durante el ensayo del muro MCN100M**

En las barras horizontales del alma del muro, al agrietamiento inclinado, las deformaciones registradas fueron muy pequeñas, en todos los casos menores que el 2% de la deformación de fluencia. Para una distorsión correspondiente al 0.60% se detectó un notable incremento de las deformaciones registrándose la fluencia en cuatro de las ocho barras. Fluyeron en este punto las barras 2, 3, 6 y 7 respectivamente. A la resistencia ( $R=0.76\%$ ), se registró la fluencia en seis de las ocho barras. En las barras que no fluyeron se detectaron deformaciones mayores que el 90% de la deformación de fluencia. El punto último se presentó

a una distorsión de 1.76%. Las deformaciones fueron en todos los casos mayores que las medidas a la resistencia. Se registró la fluencia en todas las barras. Las deformaciones mayores se presentaron en los extremos de la diagonal.

#### U.4 Muro MCC0M

El muro MCC0M correspondió a un muro cuadrado sin refuerzo en el alma, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura U.4 se presentan las deformaciones registradas durante el ensayo del muro. A la presencia del agrietamiento inclinado, a una distorsión de 0.07% las deformaciones medidas en el extremo más alejado de la zona de tensión (barra D) fueron cercanas al 30% con respecto a la deformación de fluencia. Para el 0.30% de distorsión, dichas deformaciones se incrementaron al 40% y presentaron su valor más alto a la resistencia del muro, a una distorsión del 0.47% con valores cercanos al 70% de la deformación de fluencia. Al igual que en los tres muros anteriores, a la carga última, las deformaciones fueron menores o similares a las registradas a la resistencia. Como se ha comentado en los tres casos anteriores, esto se debe al tipo de falla por cortante a tensión diagonal de los muros.



**Figura U.4 Deformaciones registradas durante el ensayo del muro MCC0M**

#### U.5 Muro MCC50M

El muro MCN50M correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura U.5 se presentan las deformaciones registradas durante el ensayo del muro. En la base del muro, la zona de compresión se extendió alrededor del 20% de la longitud del muro en los cuatro estados límites considerados. Al agrietamiento inclinado, se presentaron deformaciones cercanas a la deformación de

fluencia en el centro del muro, (barras D y E) mientras que en el extremo sujeto a tensión (barras G y H) se registraron deformaciones cercanas al 15% de la deformación de fluencia. Al 0.60% de distorsión se registró la fluencia en una de las barras centrales del muro (barra D) mientras que las deformaciones en el borde sujeto a tensión del muro se incrementaron hasta cerca del 50% de la de fluencia. Las deformaciones no se incrementaron de manera apreciable entre el punto correspondiente al 0.60% de distorsión y los medidos al alcanzar la resistencia del muro y a la carga última. Durante el ensaye no se presentó la fluencia de ninguna de las barras del borde del muro sujeto a tensión (barras G y H).

En las barras horizontales las deformaciones fueron despreciables al agrietamiento inclinado. Al 0.60% de distorsión se registró la fluencia en las cuatro barras. A partir de este punto, las deformaciones se incrementaron al aumentar la carga lateral en las barras localizadas en la parte inferior del muro (barras 3 y 4). Para el punto correspondiente a la resistencia ( $R=0.71\%$ ) se mantuvo la fluencia en las cuatro barras. A la carga última, las deformaciones se incrementaron un poco aunque no se modificaron apreciablemente con respecto de las medidas a la resistencia.

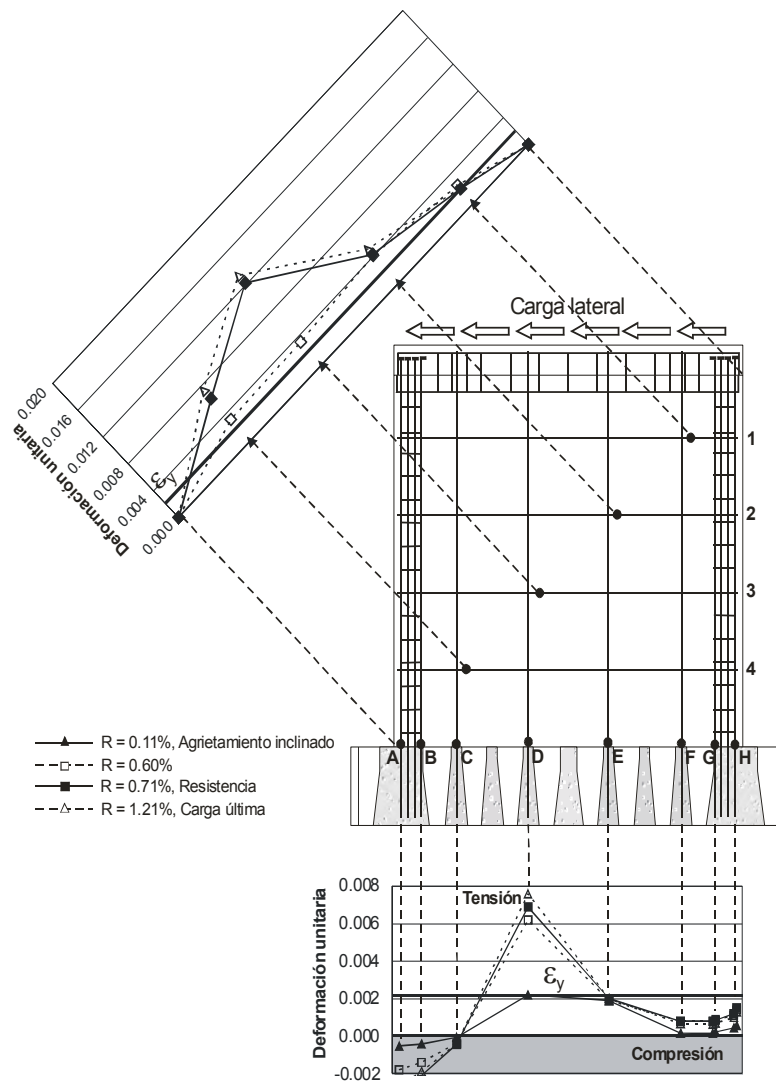
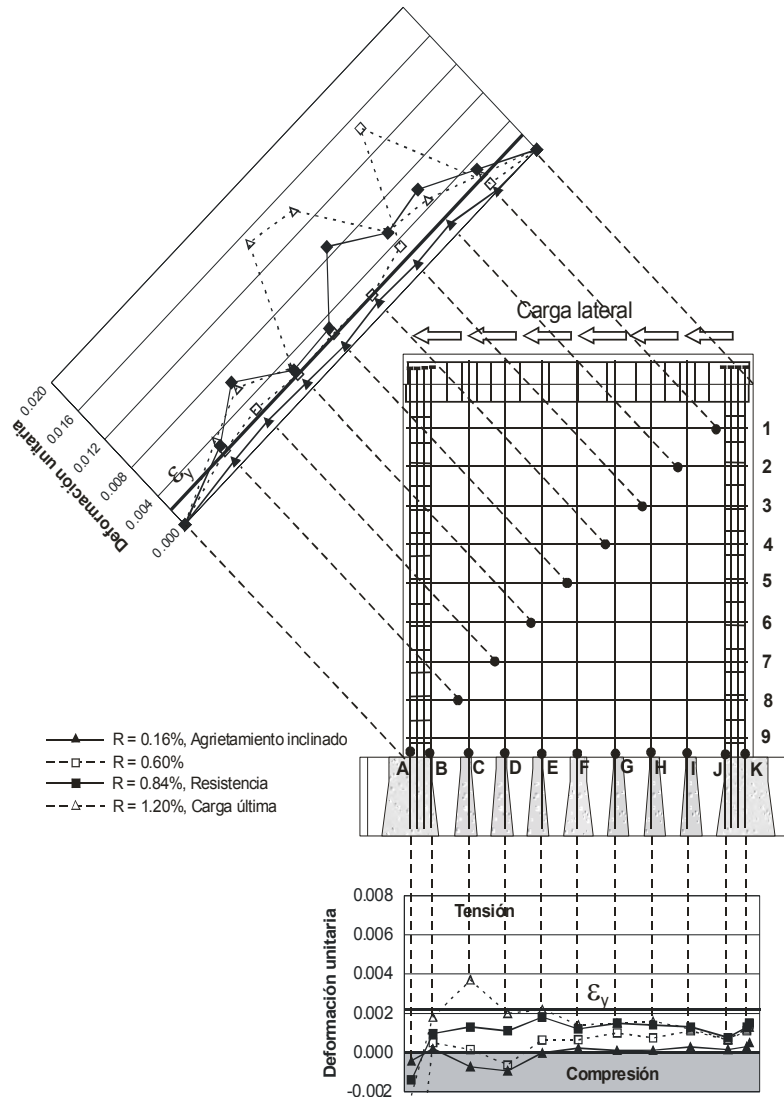


Figura U.5 Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC50M

#### U.6 Muro MCC100M

El muro MCC100M correspondió a un muro cuadrado con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por compresión diagonal. En la figura U.6 se presentan las deformaciones registradas durante el ensaye del muro. La zona de compresión se extendió sólo en el elemento de borde del muro entre las barras A y B. En la base del muro, al agrietamiento inclinado, las deformaciones en la zona de tensión fueron del orden del 10% de la deformación de fluencia. A diferencia de los muros presentados anteriormente, no se detectaron grandes deformaciones debidas a esfuerzos de tensión en las barras verticales del alma del muro (barras C a I). A la resistencia no se registró la fluencia en ninguna de las barras. Las deformaciones en el borde del muro fueron cercanas al 70% de la deformación de fluencia mientras que en el alma del muro variaron entre un 50% y un 85%. Debido a la falla por compresión diagonal, a diferencia de los muros presentados anteriormente, las deformaciones para la carga última se incrementaron un poco con respecto a las registradas a la resistencia.

En el refuerzo horizontal del alma del muro, para el punto correspondiente al agrietamiento inclinado se presentaron deformaciones cercanas al 50% de la de fluencia en la mayoría de las barras. Para el punto correspondiente al 0.60% de distorsión, se registró la fluencia en siete de las ocho barras. La barra localizada en la zona superior del muro (barra 1) registró una deformación cercana al 50% de la deformación de fluencia. A la resistencia del muro se registró la fluencia en todas las barras horizontales. En la parte superior del muro se presentaron las mayores deformaciones (barras 2, 3 y 4). Para la carga última, las deformaciones se incrementaron en la zona superior alrededor de donde se presentó el aplastamiento del muro.

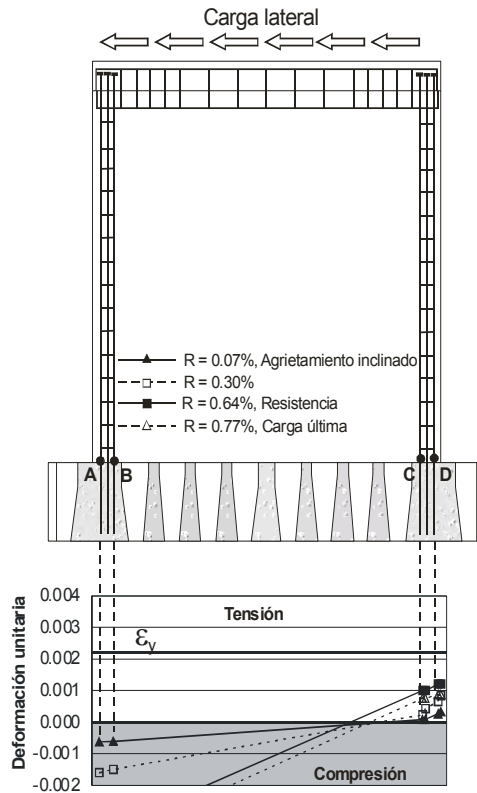


**Figura U.6 Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC100M**

U.7 Muro MCA0M

El muro MCA0M correspondió a un muro cuadrado sin refuerzo en el alma, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. En la figura U.7 se presentan las deformaciones registradas durante el ensaye del muro. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones en la zona de tensión en la barra más cercana a la fibra exterior (barra D) fueron cercanas al 10% con respecto a la deformación de fluencia. A una distorsión correspondiente al  $R = 0.30\%$  se registró una deformación cercana al 45% de la deformación de fluencia. Para la resistencia, la deformación medida fue cercana al 60% con respecto a la deformación de fluencia. Las deformaciones en la zona de tensión medidas en el punto último fueron ligeramente menores que las medidas a la resistencia. Como se comentó en descripciones previas, lo anterior debido a la presencia de la falla por cortante a tensión diagonal.





**Figura U.7 Deformaciones registradas durante el ensayo del muro MCA0M**

#### U.8 Muro MCA100M

El muro MCA100M correspondió a un muro cuadrado con refuerzo en el alma del 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga monótona. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por compresión diagonal. En la figura U.8 se presentan las deformaciones registradas durante el ensayo del muro. Para el punto correspondiente al agrietamiento inclinado, las deformaciones medidas en la zona de tensión fueron cercanas al 10% de la deformación de fluencia tanto en las barras verticales del muro (barras G, H e I), como en las barras del elemento de borde (barras J y K). A la distorsión correspondiente al  $R = 0.60\%$ , se presentaron deformaciones cercanas a la fluencia en las barras del alma del muro H e I, en las barras E, F y G se registraron deformaciones menores que el 50% de la deformación de fluencia mientras que en las barras localizadas en el borde del muro (punto K) se midieron deformaciones de aproximadamente el 70% de la deformación de fluencia. A la resistencia, la zona de compresión en la base comprendió aproximadamente una tercera parte de la longitud del muro. Se registró la fluencia en la barra del borde del muro (punto K) y en dos barras del alma del muro (puntos H e I). Para el punto último se incrementaron las deformaciones en las barras del borde del muro (puntos J y K) y en las barras del alma del muro cercanas a la zona de compresión (puntos C y D). En las restantes barras las deformaciones fueron menores que las registradas a la resistencia. El incremento señalado en las barras se debió a la presencia de la falla por cortante en compresión diagonal en el muro.

En las barras horizontales del alma del muro, al agrietamiento inclinado se presentaron deformaciones menores que el 70% de la deformación de fluencia en la parte inferior del muro sobre la diagonal principal (barras 5, 6, 7 y 8). A una distorsión correspondiente al  $R = 0.60\%$ , se presentó la fluencia en las zonas localizadas en la parte central del muro (barras 2 a 8) mientras que en las barras localizadas en los extremos se registraron deformaciones del 70% y 20% de la deformación de fluencia en las zonas de la

diagonal superior e inferior respectivamente. A la resistencia no se detectó la fluencia en todas las barras horizontales. Se incrementaron las deformaciones en las barras localizadas al centro del muro (barras 4 y 5) y en la barra 8 mientras que las deformaciones en los extremos superior e inferior se incrementaron al 90% y 40% de la deformación de fluencia respectivamente. A la carga última se presentó un notorio incremento de las deformaciones en la zona superior del muro alrededor de la zona donde se presentó el aplastamiento del concreto debido a la compresión diagonal.

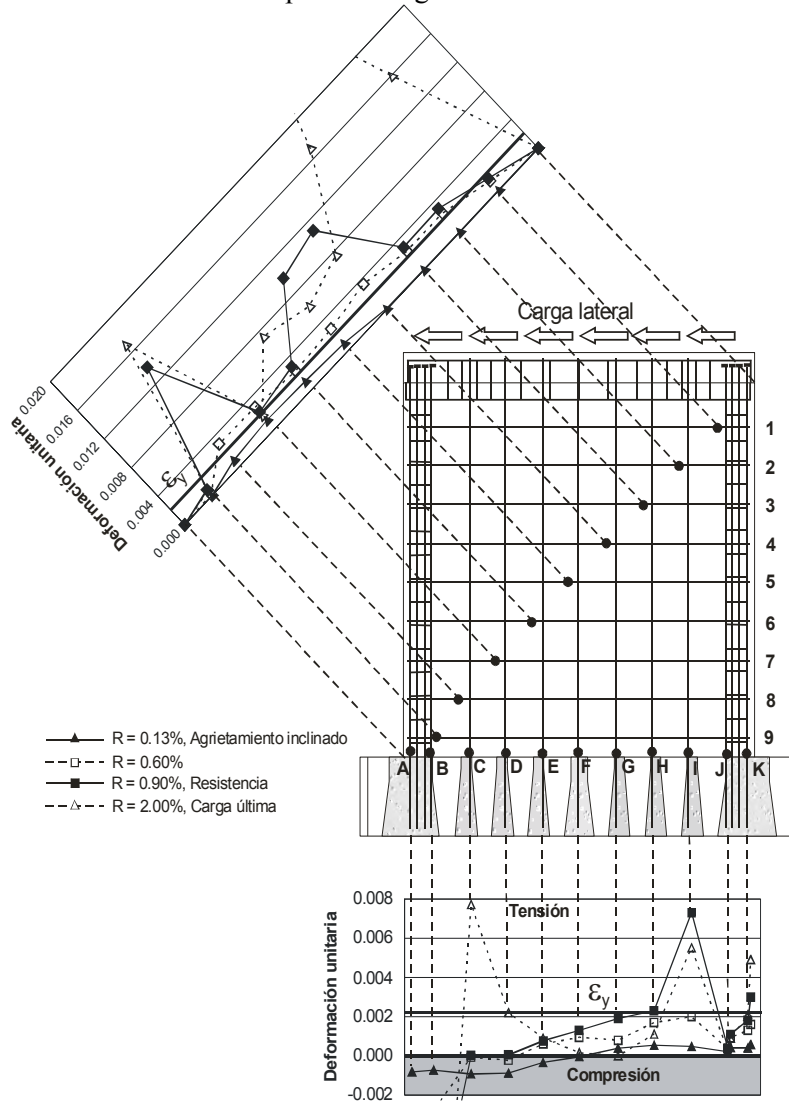
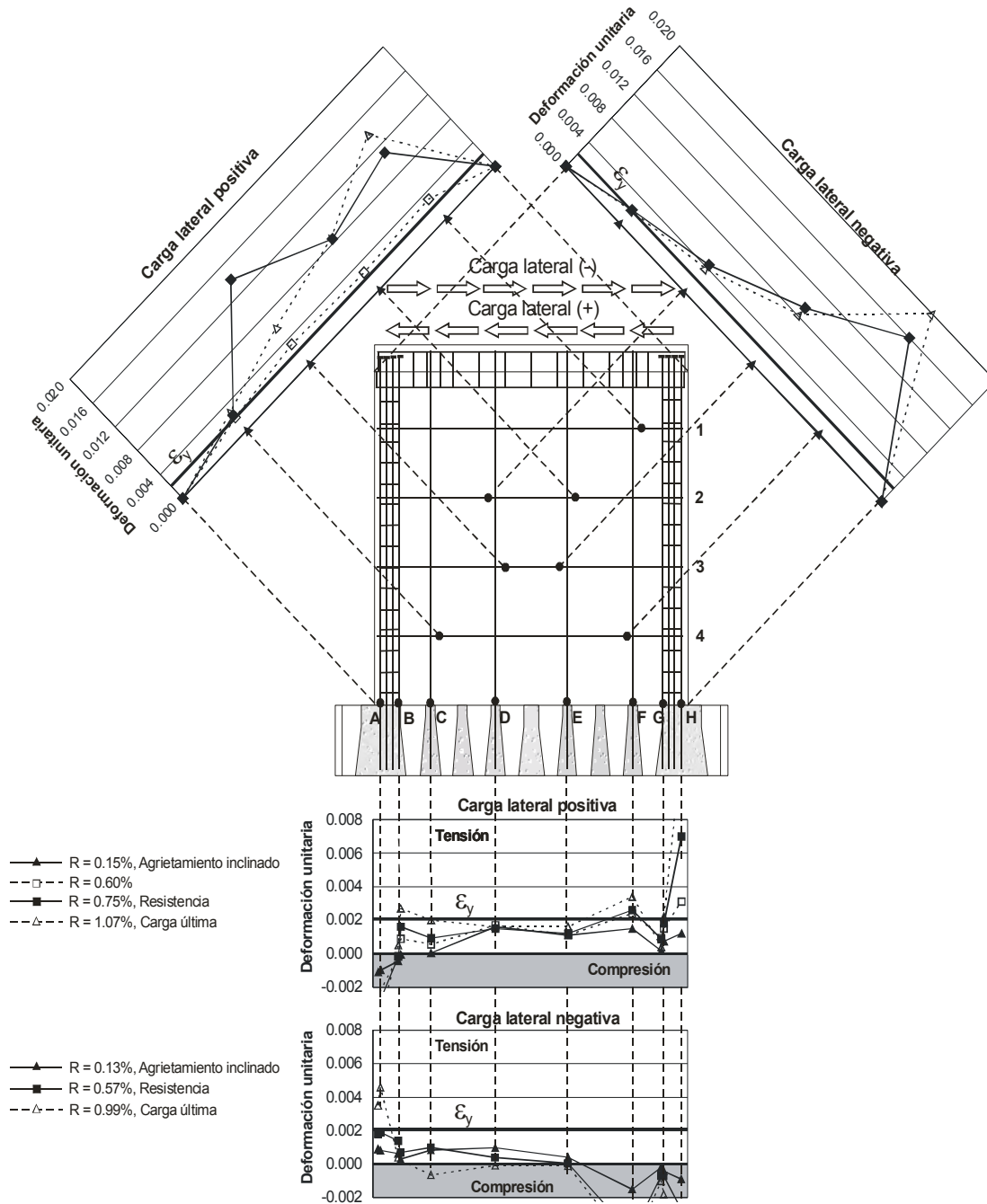


Figura U.8 Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCA100M

#### U.9 Muro MCN50C

El muro MCN50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. Como se comentó en la sección 4.1, el muro se llevó hasta una condición de daño reparable con el propósito de rehabilitarlo y reensayarlo en la fase III de la investigación. En la figura U.9 se presentan las deformaciones registradas durante el ensaye del muro. La zona de compresión en la base del muro fue mayor en la carga lateral negativa con respecto a la positiva. Dichas zonas se extendieron aproximadamente un 30% y un 10% respectivamente de la longitud del muro. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones en el borde del muro (barras A y H) fueron cercanas al 50% de la deformación de fluencia en ambos sentidos de carga. Las deformaciones en las barras del alma del muro (barras C a F) para el sentido positivo de la carga lateral alcanzaron en promedio el 70% de la deformación de fluencia, mientras que en el sentido negativo, se mantuvieron por debajo del 50% de la deformación de fluencia. A la resistencia, se registró la fluencia en la barra H (carga lateral positiva) mientras que en la barra A (carga lateral negativa) se presentó una deformación cercana al 90% de la fluencia. Para este punto, las deformaciones en las barras C a F no presentaron cambios relevantes con respecto a los registrados al agrietamiento inclinado. A la carga última, en el sentido positivo de la carga, las deformaciones fueron mayores que las registradas a la resistencia. En el sentido negativo de la carga la zona de compresión se extendió hasta cerca del 90% de la longitud del muro. Sólo se presentó la fluencia en las barras localizadas en la zona de tensión (punto A).

En los deformímetros localizados en el alma del muro sólo se registraron deformaciones debidas a esfuerzos de tensión. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones en ambos sentidos de carga fueron despreciables y cercanas a cero. Al 0.60% de distorsión se registró la fluencia en todos los deformímetros horizontales localizados sobre la diagonal principal tanto en el sentido positivo como negativo de aplicación de la carga lateral. En el sentido positivo de aplicación de carga las deformaciones fueron mayores en la zona superior del muro mientras que en el sentido negativo las deformaciones fueron mayores en la zona inferior del muro. A la carga última, las deformaciones en la zona superior del muro (barra 1) se incrementaron con respecto a las registradas en la resistencia, en las barras 2 y 4 se mantuvieron deformaciones similares y en la barra 3 se registraron deformaciones menores respectivamente. En el sentido negativo de aplicación de la carga, sólo se incrementaron las deformaciones en la zona inferior del muro (barra 4) mientras que en las restantes barras se mantuvieron deformaciones similares a las registradas en la resistencia.



**Figura U.9 Deformaciones registradas durante el ensayo del muro MCN50C**

U.10 Muro MCN50C2

Como se comentó en la sección 4.1, el muro MCN50C2 correspondió a una repetición del muro MCN50C, es decir, un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. A diferencia del muro MCN50C, este muro se llevó a una condición de daño severo. Del análisis de la información de los deformímetros se estableció que el tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal con la presencia del desprendimiento de la zona de anclaje en los extremos superiores del muro al final de la prueba. En la figura U.10 se presentan las deformaciones registradas durante el

ensaye del muro. En la parte inferior del muro, la longitud de la zona de compresión fue cercana al 10% de la longitud del muro en ambas direcciones de carga. Tanto en la carga lateral positiva como negativa, no se presentó la fluencia del refuerzo localizado en los bordes (barras A, B, G y H); a la resistencia, las deformaciones fueron cercanas al 50% de la deformación de fluencia. En el alma del muro (barras C a F), para la carga lateral positiva, no se registraron deformaciones mayores que la de fluencia durante el ensaye. Para la carga lateral negativa, a la resistencia, se registraron deformaciones mayores que la de fluencia en las barras C y D localizadas cerca del borde de tensión.

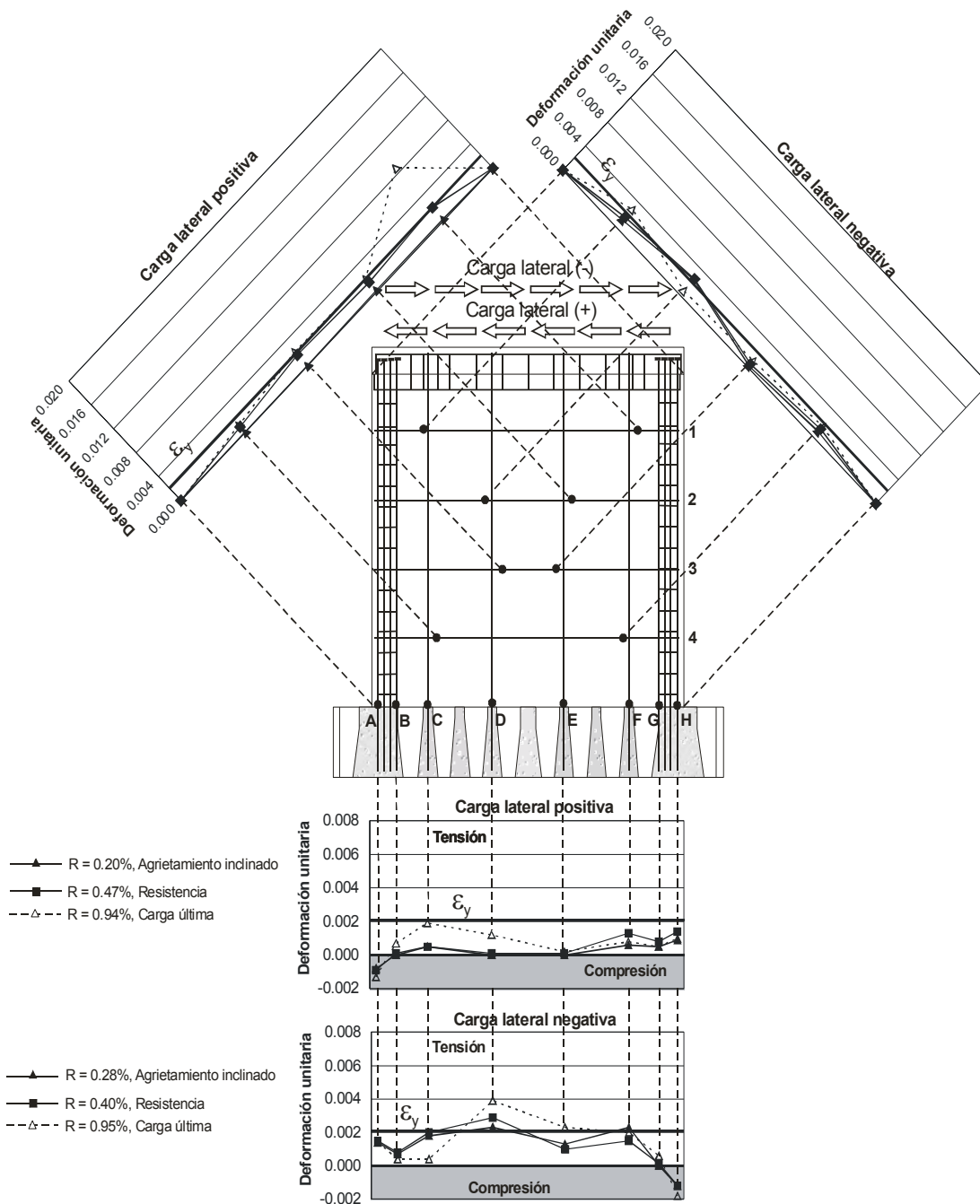


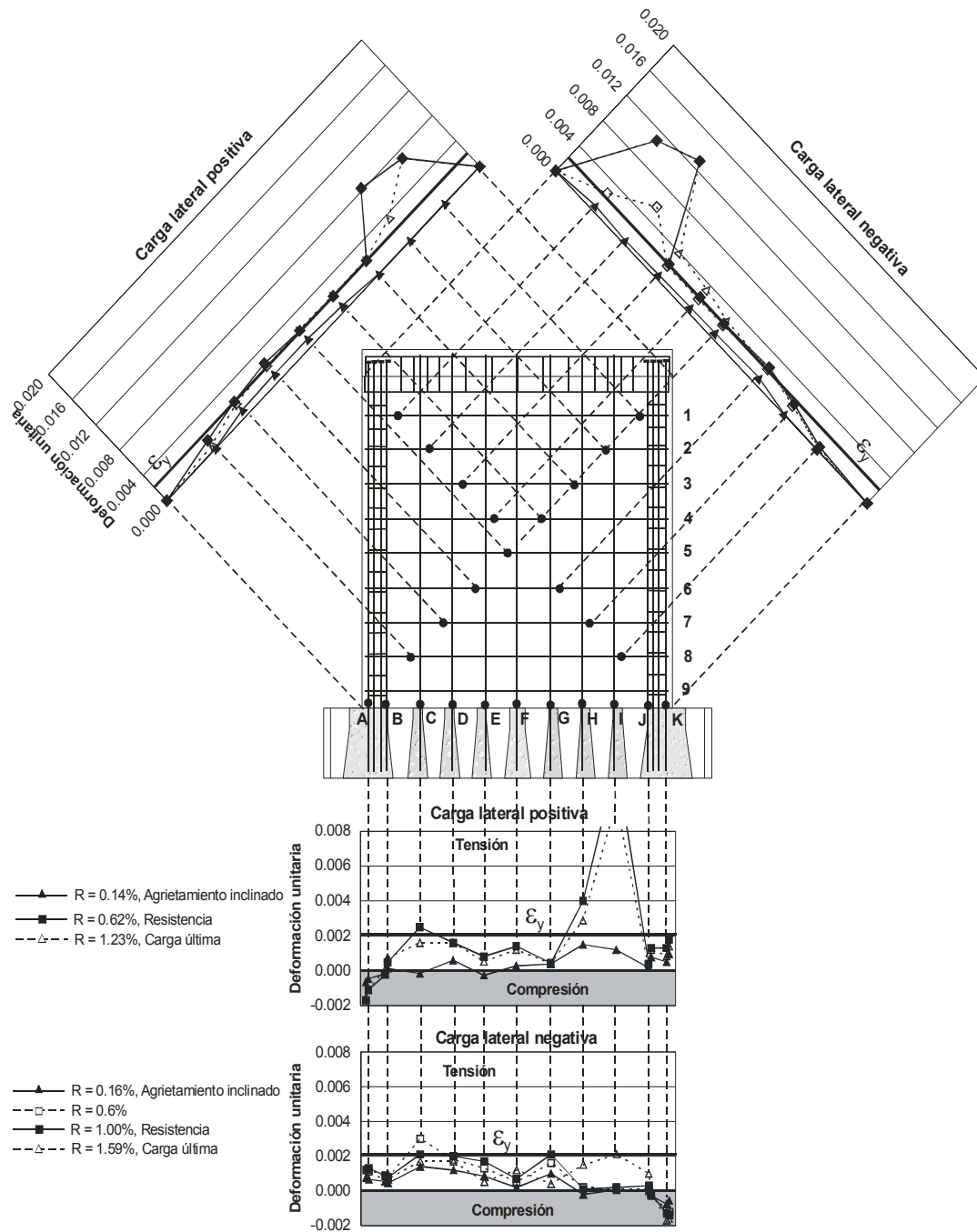
Figura U.10 Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCN50C2

Al igual que para el ensaye MCN50C2, en el alma del muro sólo se registraron deformaciones debidas a esfuerzos de tensión. Al agrietamiento inclinado para la carga lateral positiva las deformaciones fueron muy pequeñas y cercanas a cero. Para la carga lateral negativa se registraron deformaciones cercanas al 50% de la deformación de fluencia en las barras localizadas en la parte superior e inferior del muro (barras 1 y 4). En la barra 2 se registró una deformación mayor que la deformación de fluencia. A la resistencia, para la carga lateral positiva, sólo se registró la fluencia en la barra localizada en la parte superior del muro (barra 1) mientras que en las tres barras restantes la deformación registrada varió entre el 50% y el 90% de la deformación de fluencia. De igual manera, para la carga lateral negativa sólo se presentó la fluencia en una barra localizada en la zona superior (barra 2). Las deformaciones en las barras restantes fueron entre el 40% y el 90% de la deformación de fluencia. A la carga última, las deformaciones fueron similares a las registradas en la resistencia excepto en la barra localizada en la zona superior del muro (barra 1) para la carga lateral positiva donde las deformaciones se incrementaron del orden de cuatro veces con respecto a la registrada a la resistencia.

#### U.11 Muro MCN100C

El muro MCN100C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto de peso normal y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por compresión diagonal. En la figura U.11 se presentan las deformaciones registradas durante el ensaye del muro. En la base del muro, la zona de compresión se extendió aproximadamente un 10% de la longitud del muro en ambas direcciones de carga. No se presentó la fluencia durante el ensaye en las barras de los extremos de los muros (barras A, B, J y K). A la resistencia, en la carga lateral positiva, se presentó la fluencia en las barras verticales del alma del muro localizadas en los extremos (barras C e I). Para la carga negativa, se presentaron deformaciones de fluencia en las barras C, D y G.

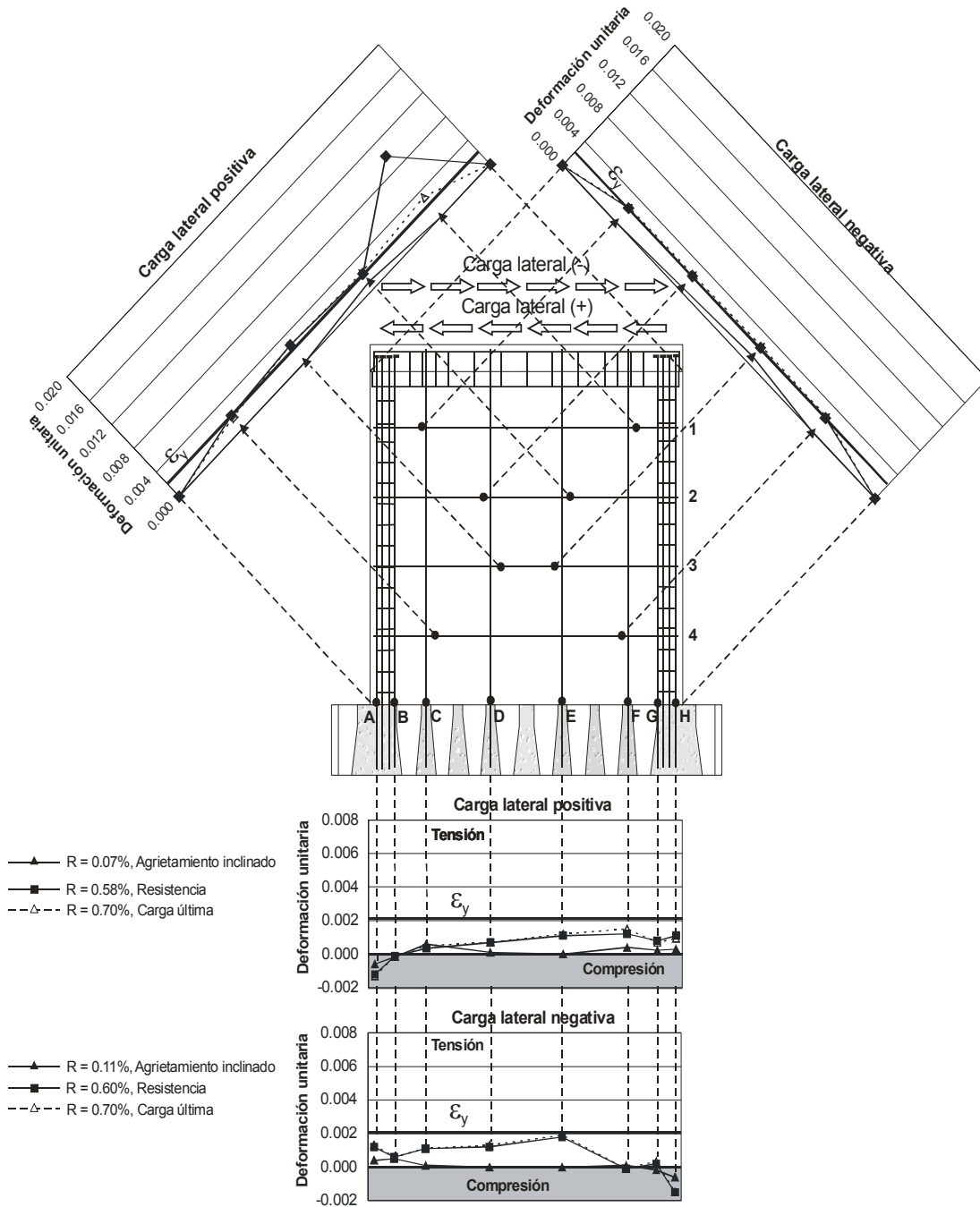
En las barras horizontales del alma del muro, al agrietamiento inclinado, las deformaciones fueron menores que el 50% de la deformación de fluencia en ambos sentidos de carga. A la resistencia, en el sentido positivo de la carga se presentó la fluencia en siete de las ocho barras instrumentadas mientras que en el sentido negativo se presentó en seis de las ocho barras. En ambos casos, en las barras localizadas en la parte inferior del muro, (barras 8 y 9) no se alcanzaron deformaciones equivalentes a la deformación de fluencia y las mayores deformaciones se registraron en la zona superior del muro (barras 1 y 2). A la carga última, las deformaciones fueron muy similares a las registradas a la resistencia.



**Figura U.11 Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCN100C**

U.12 Muro MCC50C

El muro MCC50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal. Como se comentó en la sección 4.1, este muro, al igual que el MCN50C, se llevó hasta una condición de daño reparable con el propósito de rehabilitarlo y reensayarlo en la fase III de la investigación. En la figura U.12 se presentan las deformaciones registradas durante el ensaye del muro.



**Figura U.12 Deformaciones registradas durante el ensayo del muro MCC50C**

En la base del muro, la zona de compresión fue similar en ambas direcciones de aplicación de la carga lateral cubriendo aproximadamente un 10% de la longitud del muro. Durante el ensayo no se presentó la fluencia en ninguna barra del refuerzo vertical (barras A-H). Las deformaciones mayores se presentaron a la resistencia. Las deformaciones en los bordes del muro (barras A, B, G y H) fueron del orden del 50% con respecto a la deformación de fluencia mientras que en el alma del muro variaron entre un 20% y 90%.

En los deformímetros localizados en las barras horizontales del alma del muro sólo se registraron tensiones. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones fueron menores que el 30% de la deformación equivalente a la fluencia en ambas direcciones de carga. A la resistencia, se registraron deformaciones



mayores que las de fluencia en todas las barras para las dos direcciones de carga. Para el sentido positivo de aplicación de carga, se registraron deformaciones mayores en la zona superior del muro (barra 1). A la carga última, las deformaciones fueron similares a las registradas en el punto de la resistencia.

#### U.13 Muro MCC50C2

Como se comentó en la sección 4.1, el muro MCC50C2 correspondió a una repetición del muro MCC50C, es decir, un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. A diferencia del muro MCC50C, este muro se llevó a una condición de daño severo. Al igual que para el muro MCC50C2 del análisis de la información de los resultados se estableció que el tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal con la presencia del desprendimiento de la zona de anclaje en los extremos superiores del muro al final de la prueba. En la figura U.13 se presentan las deformaciones registradas durante el ensaye del muro. En la base del muro, la zona de compresión sólo se presentó en los bordes en una longitud aproximada del muro del 10% en ambas direcciones de carga. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones registradas en las barras de los bordes (barras A, B, G y H) fueron menores que el 40% de la deformación de fluencia de las barras. A la resistencia, dichas deformaciones fueron menores que el 90% de la deformación de fluencia. Para la carga última, en el sentido positivo de aplicación de la carga lateral, las deformaciones fueron similares a las registradas a la resistencia mientras que en el sentido negativo de aplicación de la carga se registró una deformación mayor que la de fluencia en la barra A.

A diferencia de todos los muros mencionados anteriormente, en este muro, en las barras horizontales del alma y sobre la diagonal principal, se registraron deformaciones debidas a esfuerzos de tensión y compresión. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones fueron menores que el 60% de la deformación equivalente a la fluencia. Se registró una deformación de compresión en la barra 3 al aplicar la carga lateral positiva. También se registraron deformaciones por esfuerzos de compresión en la zona inferior del muro (barra 4) a la resistencia del muro. Para la carga lateral positiva, se presentó la fluencia en las dos barras ubicadas en la zona superior del muro (barras 1 y 2), mientras que para la carga lateral negativa no se registraron deformaciones equivalentes a la fluencia en ninguna de las barras. A raíz de la falla que se presentó en este muro por el desprendimiento de la zona de anclaje en la zona superior del muro, las deformaciones cambian en la zona del alma del muro, debido a lo anterior se presentaron deformaciones de compresión en la zona inferior del muro.

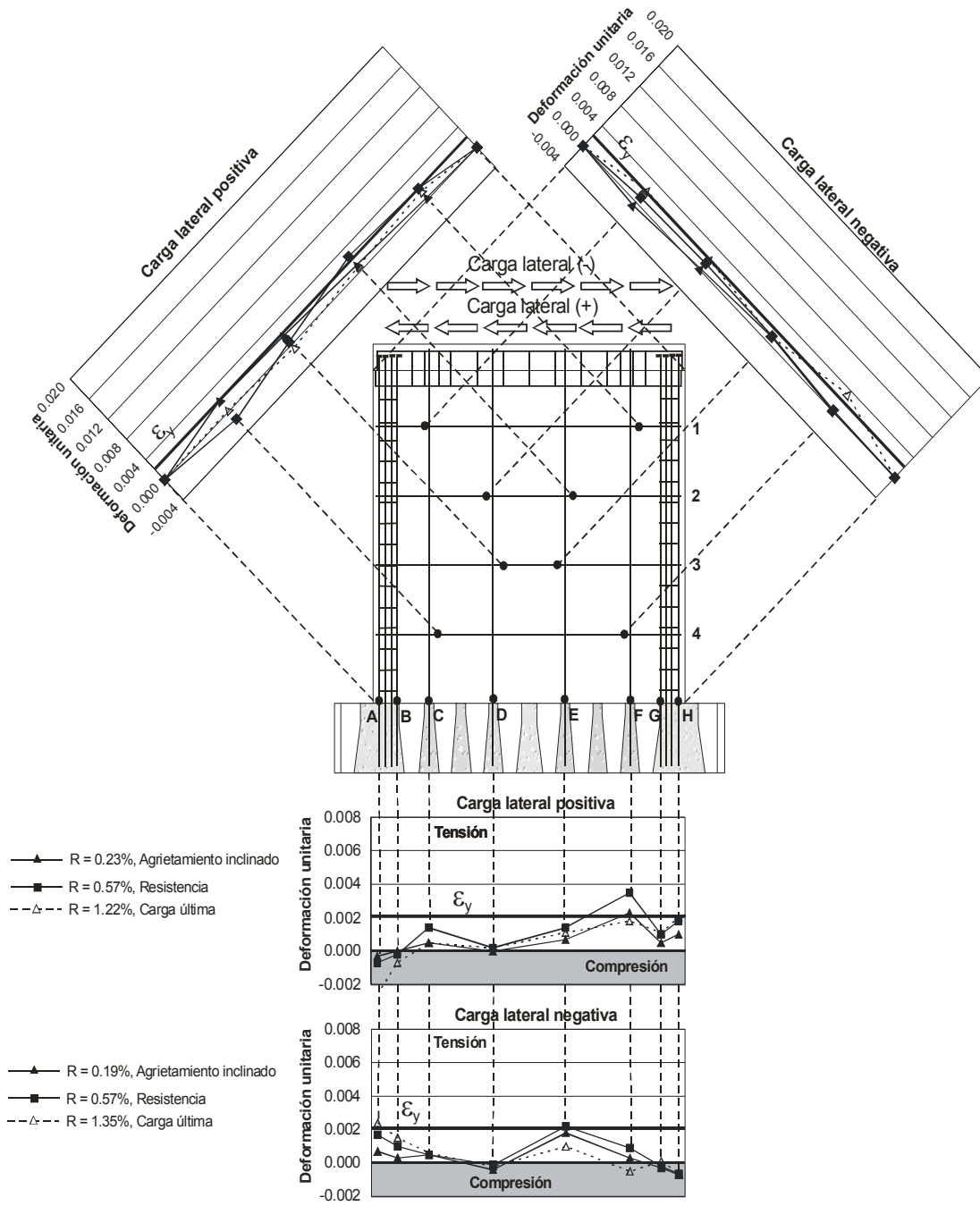


Figura U.13 Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC50C2

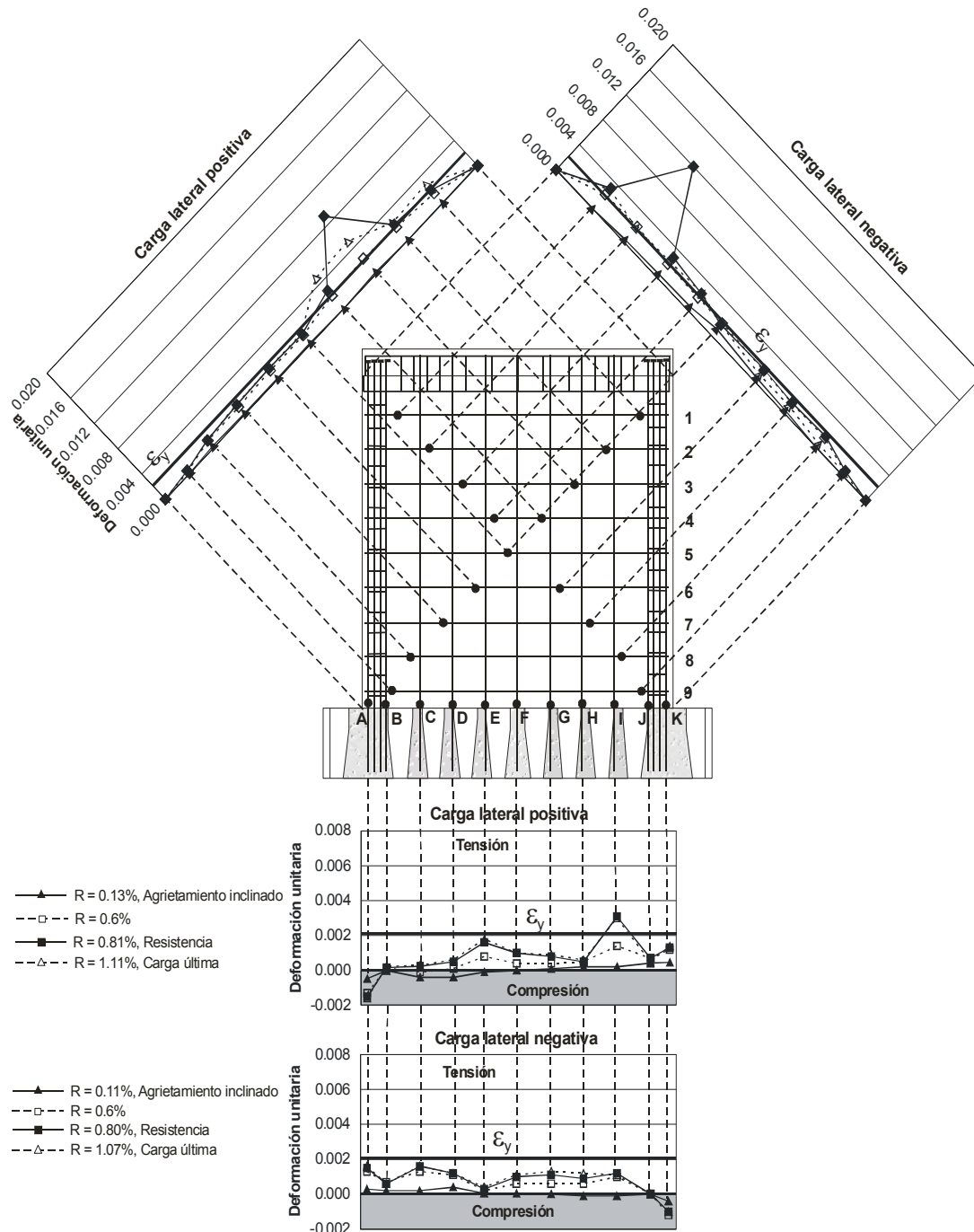
#### U.14 Muro MCC100C

El muro MCC100C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto celular y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por compresión diagonal. En la figura U.14 se presentan las deformaciones registradas durante el ensaye del muro. En la base del muro, la zona de compresión se extendió aproximadamente un 10% de la longitud del muro en ambas direcciones de carga abarcando hasta las barras localizadas en el borde del muro (barras A, B, J y K). No se presentó la fluencia durante el ensaye en las barras de los extremos de los muros y sólo se presentó la fluencia en una de las barras del alma del muro al aplicar la carga lateral en el sentido positivo (barra I). Al agrietamiento inclinado, las deformaciones medidas fueron menores que el 20% de la deformación equivalente de fluencia en ambos sentidos de carga. A la resistencia, las deformaciones en los bordes alcanzaron deformaciones cercanas al 70% de la deformación equivalente de fluencia. Las deformaciones a la carga última fueron similares a las registradas en la resistencia.

En el alma del muro se registraron solo tensiones. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones fueron menores que el 30% de la deformación equivalente de fluencia. Al 0.60% de distorsión, se presentaron deformaciones de fluencia en las barras localizadas en la parte superior del muro en ambos sentidos de aplicación de carga (barras 2, 3 y 4). A la resistencia se registraron deformaciones de fluencia en cinco barras horizontales localizadas en la parte superior del muro (barras 1 a 5. En las barras superiores (barra 2 en el sentido positivo y barras 3 en el sentido negativo de aplicación de la carga), se registraron deformaciones sustancialmente mayores que las registradas en las barras restantes. A la carga última, las deformaciones registradas fueron similares a las medidas a la resistencia.

#### U.15 Muro MCA50C

El muro MCA50C correspondió a un muro cuadrado, con refuerzo en el alma equivalente al 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. El tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal con la presencia del desprendimiento del anclaje en la parte superior del muro en su intersección con la losa superior. Como se comentó en la sección 4.1, este muro al igual que los muros MCN50C y MCC50C se llevó hasta una condición de daño reparable con el propósito de rehabilitarlo y reensayarlo en la fase III de la investigación. En la figura U.15 se presentan las deformaciones registradas durante el ensaye del muro. En la base del muro, la zona de compresión fue similar en ambas direcciones de aplicación de la carga lateral cubriendo aproximadamente un 10% de la longitud del muro. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones fueron menores que el 30% de la deformación equivalente a la fluencia. En la carga lateral positiva la distribución de deformaciones fue sensiblemente lineal. Por problemas del sistema de adquisición de datos durante la prueba, no se registró el agrietamiento inclinado en el sentido negativo de aplicación de la carga lateral. A la resistencia, se registraron deformaciones equivalentes a la fluencia en las barras localizadas en el borde de la zona de tensión para la carga lateral positiva (barras G y H) y la fluencia en dos de las cuatro barras verticales del alma del muro (barras E y F). En las barras localizadas en el borde de la zona de tensión correspondiente a la carga lateral negativa (barras A y B) se registraron deformaciones menores que el 70% de la deformación de fluencia, mientras que se registró la fluencia en tres de las cuatro barras verticales del alma del muro (barras C, D y E). Debido a la presencia de la falla a tensión diagonal, las deformaciones registradas en la base del muro fueron menores a la carga última con respecto a las registradas a la resistencia.



**Figura U.14 Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCC100C**

En el alma del muro sólo se registraron deformaciones debidas a esfuerzos de tensión en las barras horizontales. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones fueron menores que el 10% de la deformación equivalente a la fluencia. A la resistencia, excepto por una barra localizada en la parte inferior del muro, (carga lateral positiva, barra 4), se registró la fluencia en todos los deformímetros. En el sentido negativo de aplicación de la carga, se registraron deformaciones mayores en la parte superior del muro (barras 1 y 2). En términos generales, las deformaciones a la carga última fueron sensiblemente menores que las registradas a la resistencia.

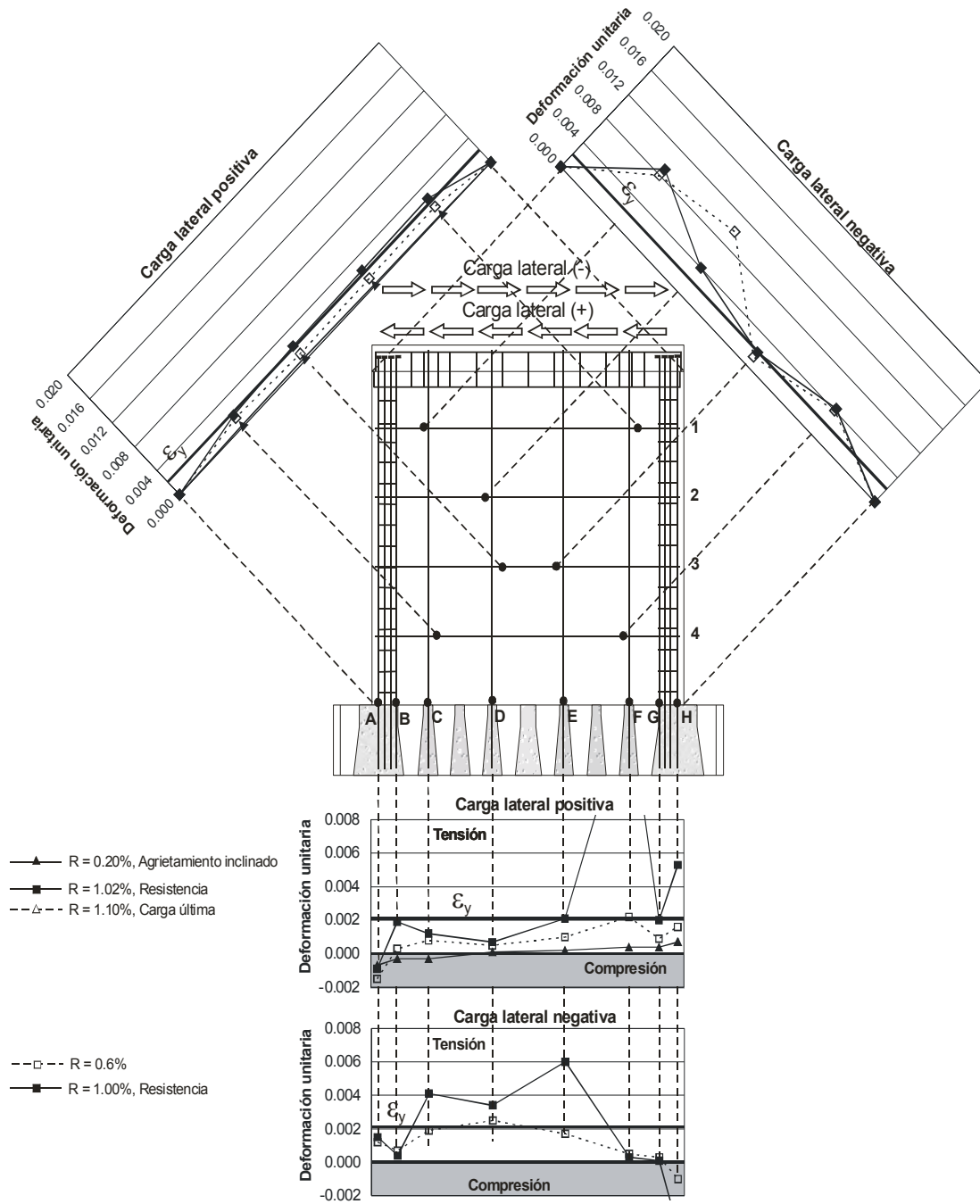


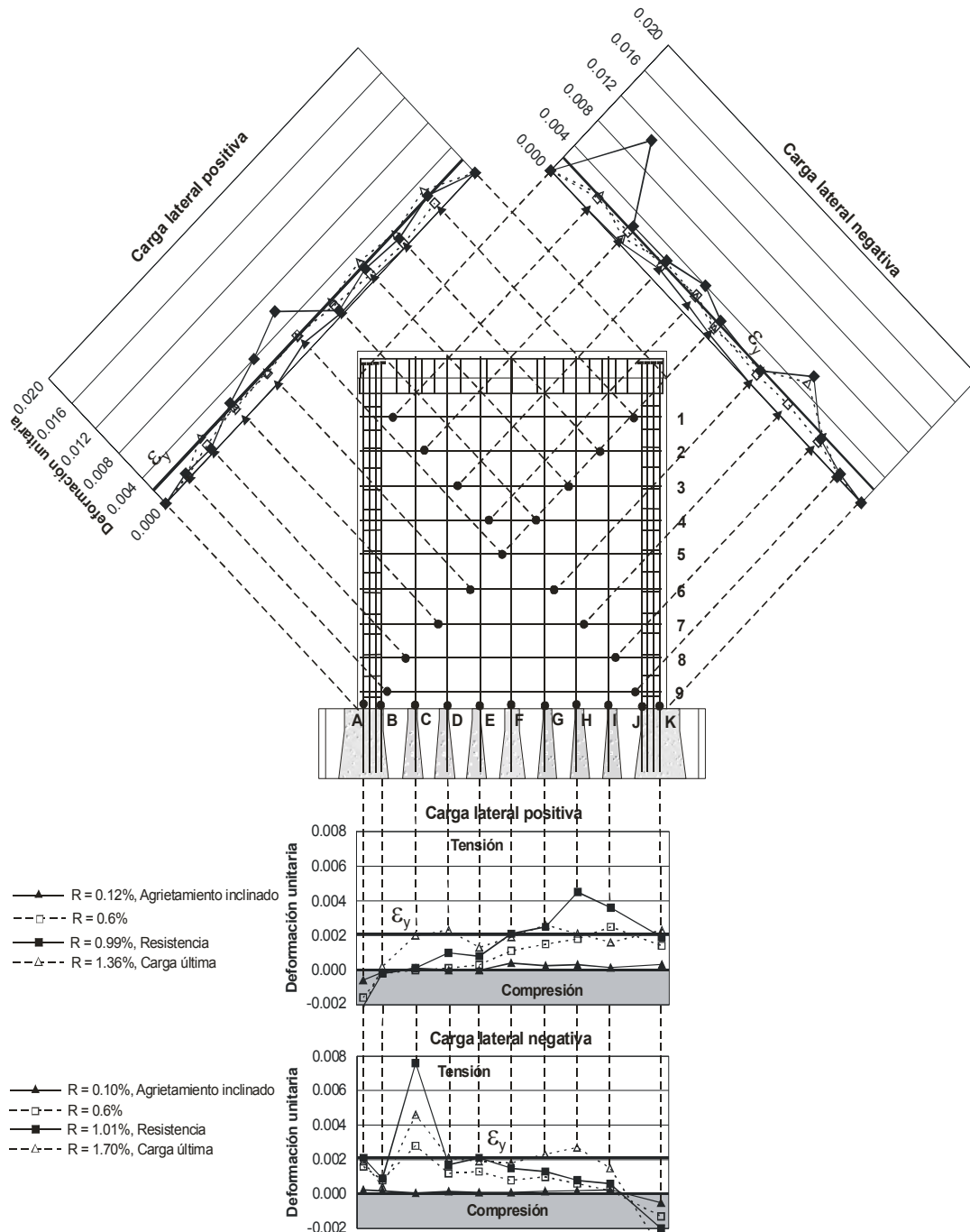
Figura U.15 Deformaciones registradas durante el ensayo del muro MCA50C

U.16 Muro MCA50C2

Como se comentó en la sección 4.1, el muro MCA50C2 correspondió a una repetición del muro MCA50C, es decir, un muro cuadrado, con refuerzo en el alma del 50% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF, construido con concreto autocompactable y ensayado bajo carga cíclica. A diferencia del muro MCA50C, este muro se llevó a una condición de daño severo. Al igual que para el muro MCN50C2 y MCC50C2 del análisis de la información de los resultados se estableció que el tipo de falla que se presentó fue de cortante por tensión diagonal con la presencia del desprendimiento de la zona de anclaje en los extremos superiores del muro al final de la prueba. En la figura U.16 se presentan las deformaciones registradas durante el ensaye del muro. En la base del muro, la zona de compresión se presentó solo en los bordes en una longitud aproximada del muro del 10% en ambas direcciones de carga. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones en los bordes fueron menores que el 30% de la deformación de fluencia en las barras localizadas en los bordes del muro (barras A, B, G y H). A la resistencia, las deformaciones en las barras localizadas en los bordes del muro fueron menores que el 50% de la deformación de fluencia. Para el sentido positivo de aplicación de la carga lateral, se presentó la fluencia en dos de las cuatro barras verticales localizadas en el alma del muro (barras E y F). Para el sentido negativo de aplicación de la carga lateral sólo se presentó la fluencia en una barra (barra C). Las deformaciones registradas a la carga última en el borde del muro fueron mucho menores que las registradas a la resistencia. Esto se debió a la falla del anclaje de las barras verticales en la intersección con la losa en la parte superior.

De manera similar al muro MCC50C, y a diferencia de todos los muros mencionados anteriormente, en este muro, en las barras horizontales del alma y sobre la diagonal principal se registraron deformaciones debidas a esfuerzos de tensión y compresión. Al agrietamiento inclinado, en el sentido positivo de aplicación de la carga lateral, las deformaciones fueron cercanas a cero. En el sentido negativo, las deformaciones fueron menores que el 80% de la deformación de fluencia en la parte superior (barra 1) y se registró una deformación por esfuerzos de compresión en la parte inferior del muro (barra 4). A la resistencia del muro, para la carga lateral positiva, se presentó la fluencia en dos de las barras horizontales, mientras que para la carga lateral negativa sólo se registró la fluencia en una barra localizada en la parte superior (barra 1). A la carga última, las deformaciones se incrementaron significativamente en la carga lateral positiva registrándose la fluencia en todas las barras. En la carga lateral negativa se incrementaron las deformaciones en las dos barras localizadas en la parte superior (barras 1 y 2) mientras que en la tercera barra se registraron deformaciones debidas a compresión (barra 3). Para la última barra (barra 4) la deformación fue similar a la registrada a la resistencia. La presencia de deformaciones asociadas a esfuerzos de compresión en la zona inferior del muro indican el desprendimiento del anclaje de las barras longitudinales del muro (barras A, B, G y H) de la losa superior del muro.





**Figura U.17 Deformaciones registradas durante el ensaye del muro MCA100C**

En la base del muro, la zona de compresión se extendió aproximadamente un 20% de la longitud del muro en ambas direcciones de carga abarcando las barras localizadas en el borde del muro (barras A, B, J y K) y la primera barra del refuerzo vertical del alma del muro (barras C e I). Al agrietamiento inclinado, las deformaciones medidas fueron menores que el 10% de la deformación equivalente de fluencia en ambos sentidos de carga presentándose una distribución sensiblemente lineal de las deformaciones en ambos sentidos de aplicación de la carga. A la resistencia, en ambas direcciones de carga lateral se presentaron deformaciones equivalentes a la fluencia en las barras localizadas en los bordes del muro. También se



registraron deformaciones equivalentes a la fluencia en cuatro de las siete barras verticales del alma del muro al aplicar la carga lateral positiva y en dos de las siete barras verticales al aplicar la carga lateral negativa. A la carga última, se presentó una disminución de las deformaciones en la zona cercana al borde de tensión y un aumento de las deformaciones en la zona cercana al eje neutro en la zona de compresión.

En el alma del muro sólo se registraron tensiones. Al agrietamiento inclinado, las deformaciones fueron menores que el 60% de la deformación equivalente de fluencia. A la resistencia se presentaron registraron deformaciones equivalentes a la fluencia en cuatro barras horizontales localizadas en la parte central del muro para la carga lateral positiva (barras 2, 5, 6 y 7). Para la carga lateral negativa, se registraron deformaciones equivalentes a la fluencia en las siete barras superiores del muro (barras 1 a 7). A la carga última, las deformaciones registradas fueron menores que las medidas a la resistencia.

## Apéndice V. Rigidez y energía disipada obtenidas en los ensayos

En este apéndice se presentan la rigidez y la energía disipada obtenidas en los ensayos.

### V.1 Rigidez lateral de los muros

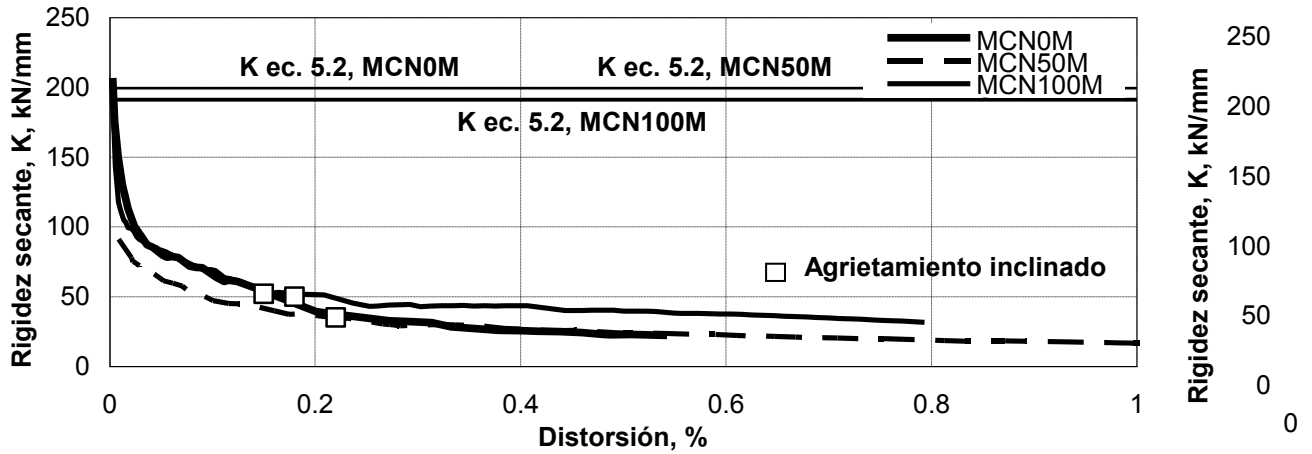
La rigidez experimental se calculó de las curvas de comportamiento carga lateral-desplazamiento como la pendiente de recta secante calculada entre el origen y los puntos registrados durante las pruebas. La rigidez experimental se comparó con la rigidez teórica calculada con la ecuación 5.2 considerando las propiedades medidas de los materiales presentadas en el apéndice N.

En la figura V.1 se presenta la rigidez lateral secante medida en los ensayos monótonos. De la figura se observa que no existe una tendencia clara entre la rigidez calculada con la ecuación 5.2, es decir, considerando a los muros en voladizo incluyendo las deformaciones por flexión y cortante, y la rigidez medida experimentalmente. Como se resume en la tabla 5.2 los cocientes entre la rigidez calculada y la media van de 0.57 a 2.57. Para el punto de agrietamiento diagonal, en términos generales, se presenta una degradación de rigidez del 75% con respecto a la rigidez elástica. Para los tres tipos de concreto, después del punto de agrietamiento diagonal, la degradación de rigidez es menor en los muros construidos con el 100% de la cuantía de refuerzo mínimo que actualmente se establece en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (0.0025).

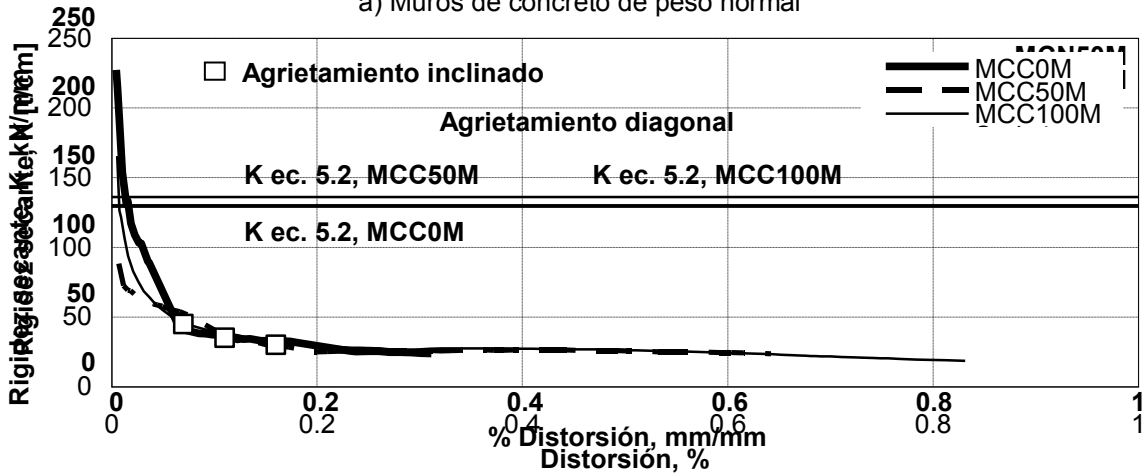
En la figura V.2 se presenta la rigidez lateral secante medida en los muros construidos con distinto tipo de concreto y cuantías similares de refuerzo. De las tres figuras se observa que la degradación de la rigidez es menor en el concreto de peso normal en comparación con la degradación de rigidez obtenida en los muros construidos con concreto celular y concreto autocompactable. La degradación de la rigidez de los muros construidos con concreto celular y concreto autocompactable fue similar.

En las figuras V.3 y V.4 se presenta la rigidez lateral secante medida en los muros construidos con cuantías equivalentes al 50% y 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF ensayados en forma monótona y cíclica. De las figuras se observa que para distorsiones mayores que 0.4%, la degradación de la rigidez fue mayor en los ensayos cíclicos con respecto a los ensayos monótonos. No se observa de manera clara una mayor degradación de la rigidez en los muros construidos con concreto celular o concreto autocompactable.

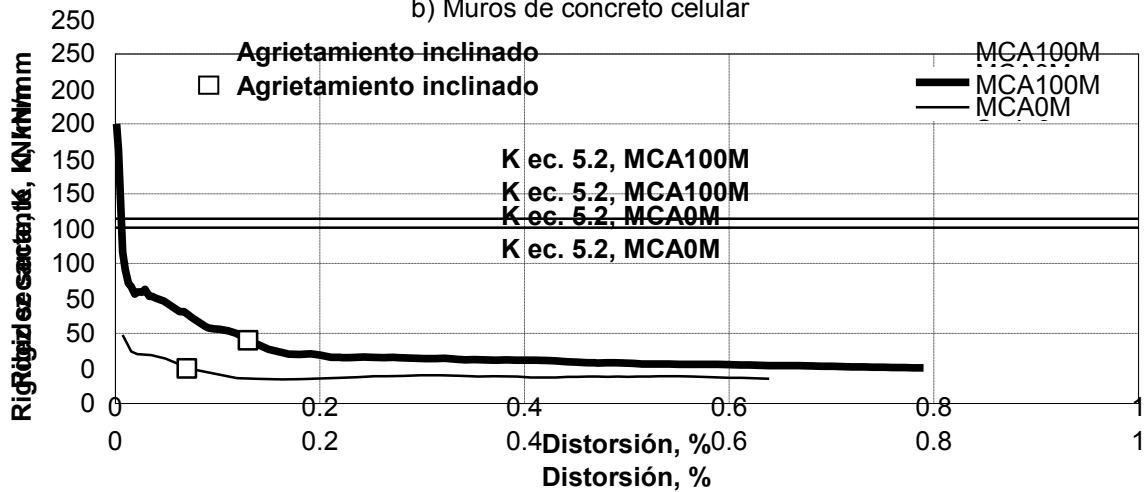
En la figura V.5 se presenta la comparación entre la degradación de la rigidez de los muros ensayados en forma cíclica y construidos con cuantías de refuerzo del 50% y 100% de la cuantía mínima que actualmente se establece en el RDF. Para los muros construidos con concreto de peso normal, (figura V.5a), se observa una mayor degradación de la rigidez en los muros construidos con el 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF. En el caso de los muros construidos con concreto celular y autocompactable no se observan diferencias en la degradación de la rigidez independientemente de las cuantías de refuerzo.



a) Muros de concreto de peso normal

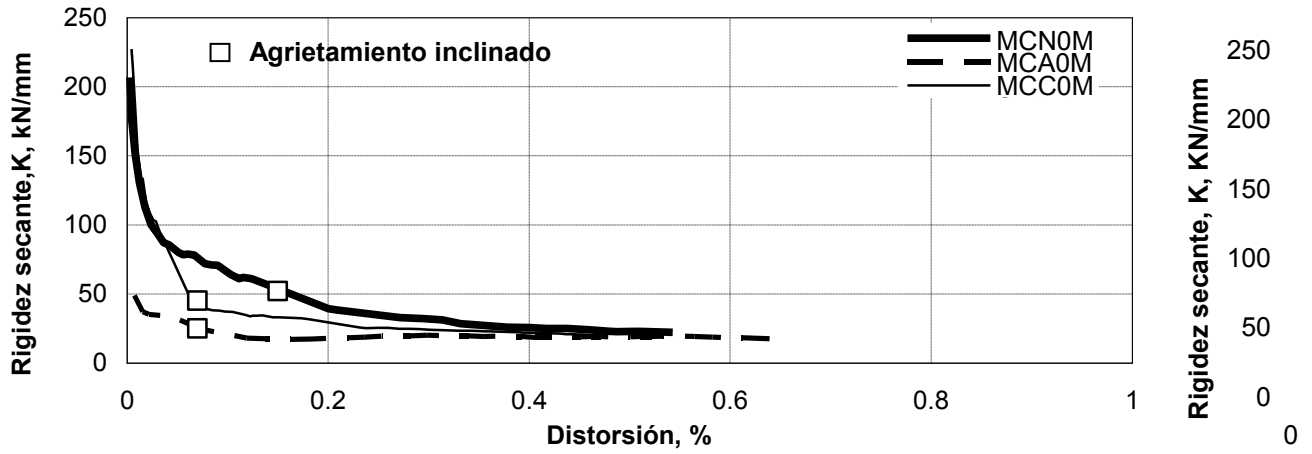


b) Muros de concreto celular

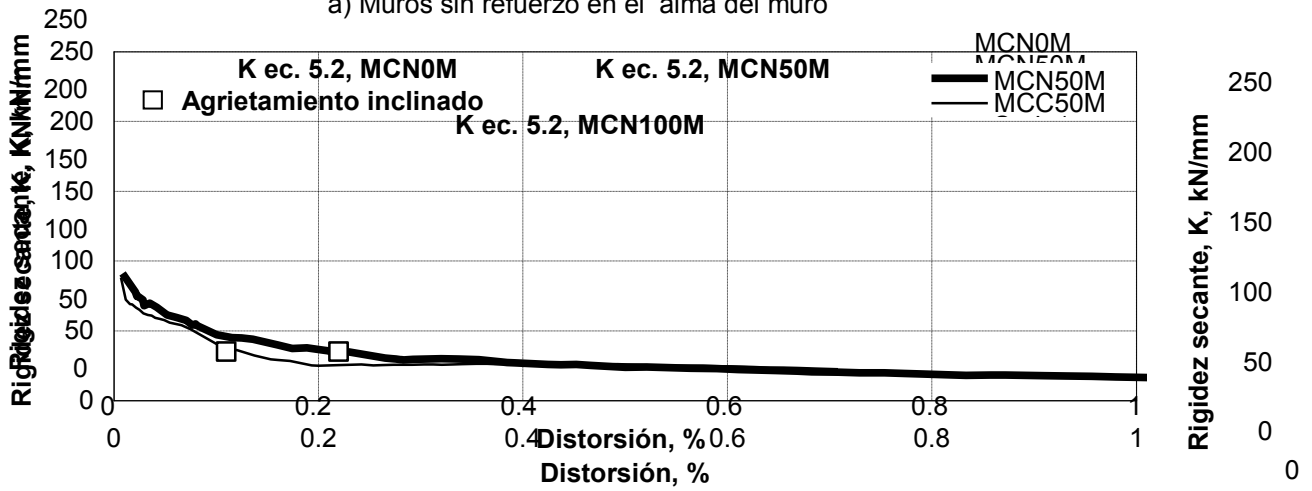


c) Muros de concreto autocompactable

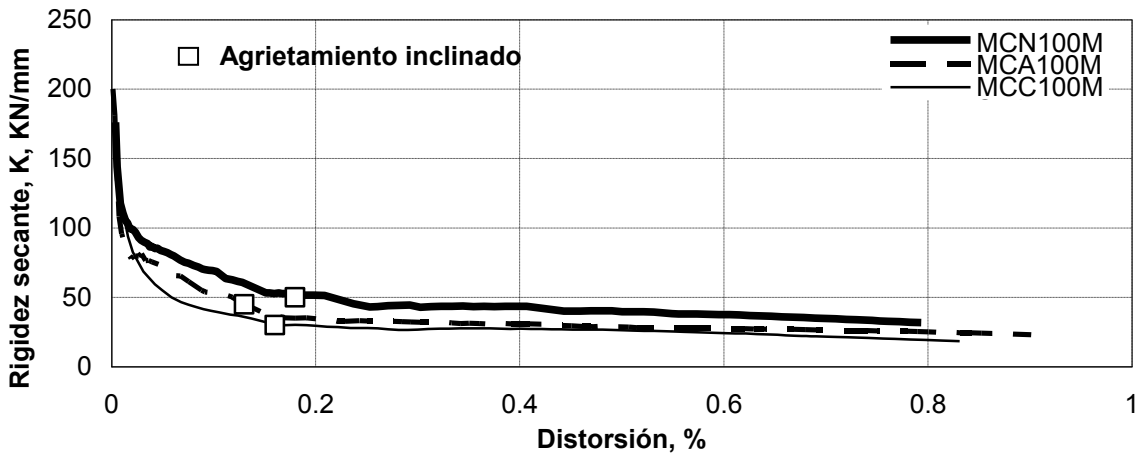
Figura V.1 Rigidez lateral secante medida en los ensayos monótonos



a) Muros sin refuerzo en el alma del muro



b) Muros reforzados con el 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF



c) Muros reforzados con la cuantía mínima que se establece en el RDF

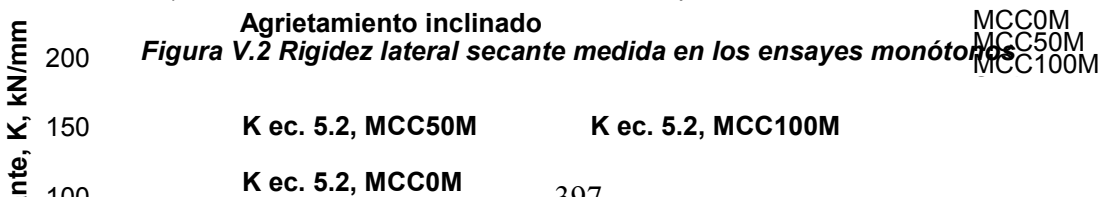
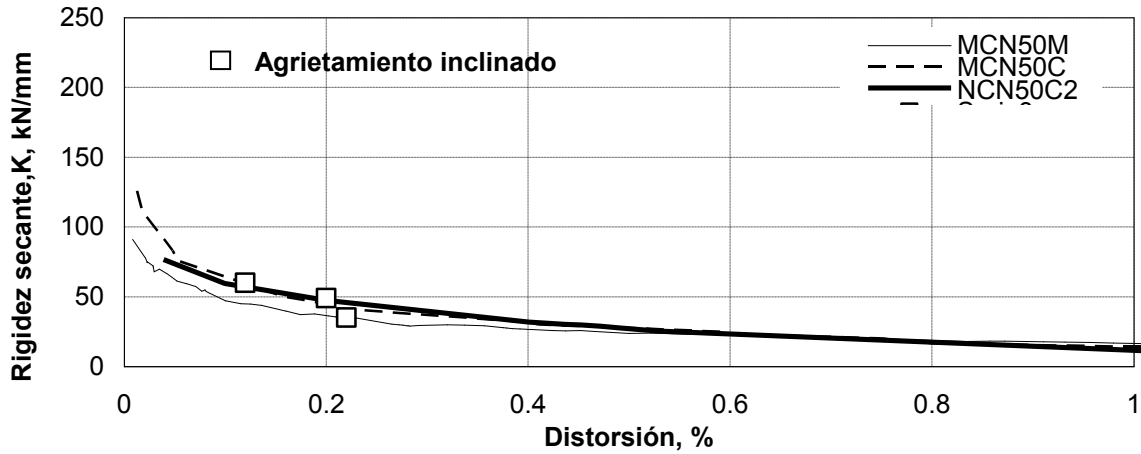


Figura V.2 Rigidez lateral secante medida en los ensayos monótonos

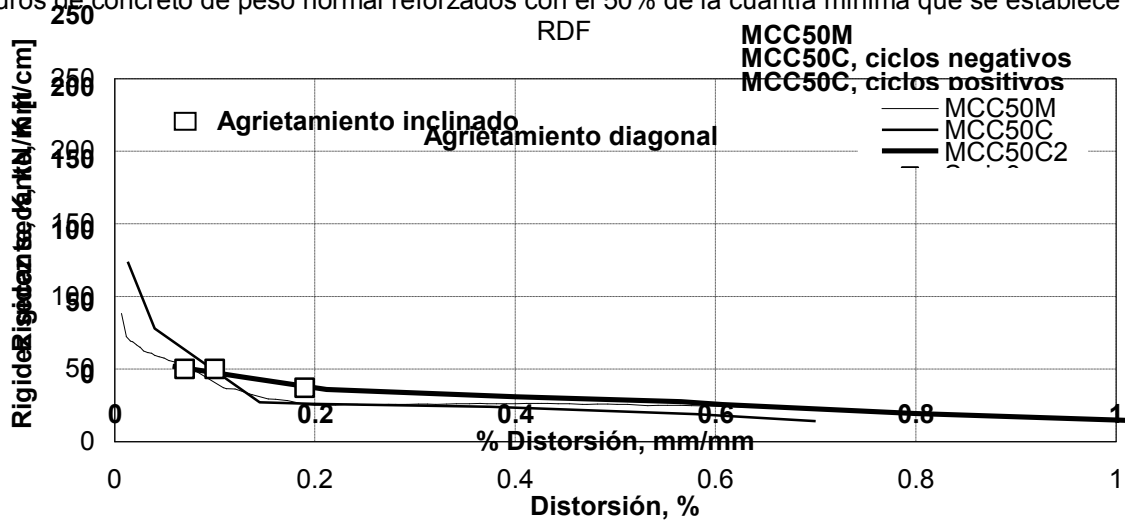
K ec. 5.2, MCC50M

K ec. 5.2, MCC100M

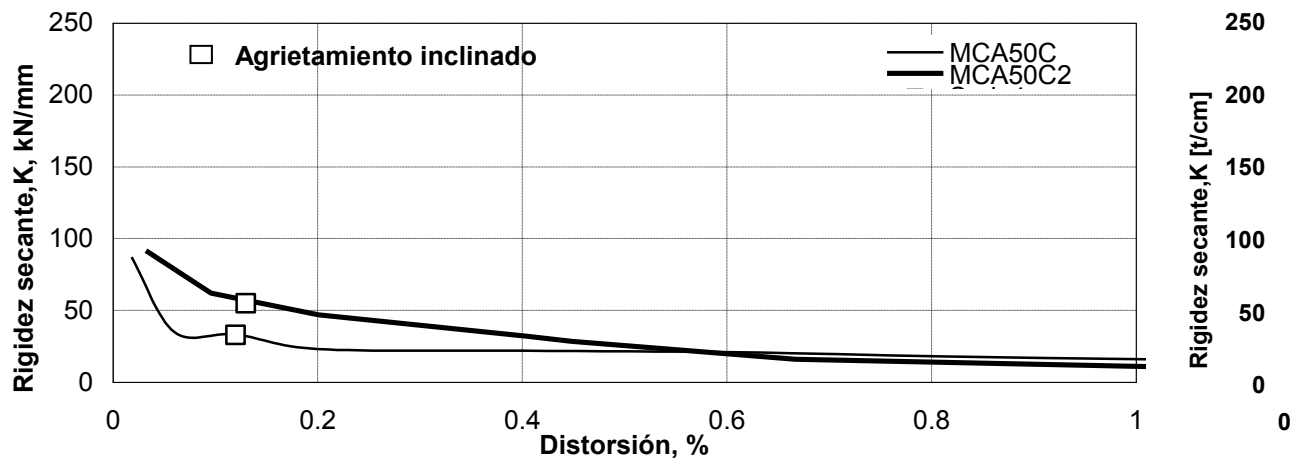
K ec. 5.2, MCC0M



a) Muros de concreto de peso normal reforzados con el 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF

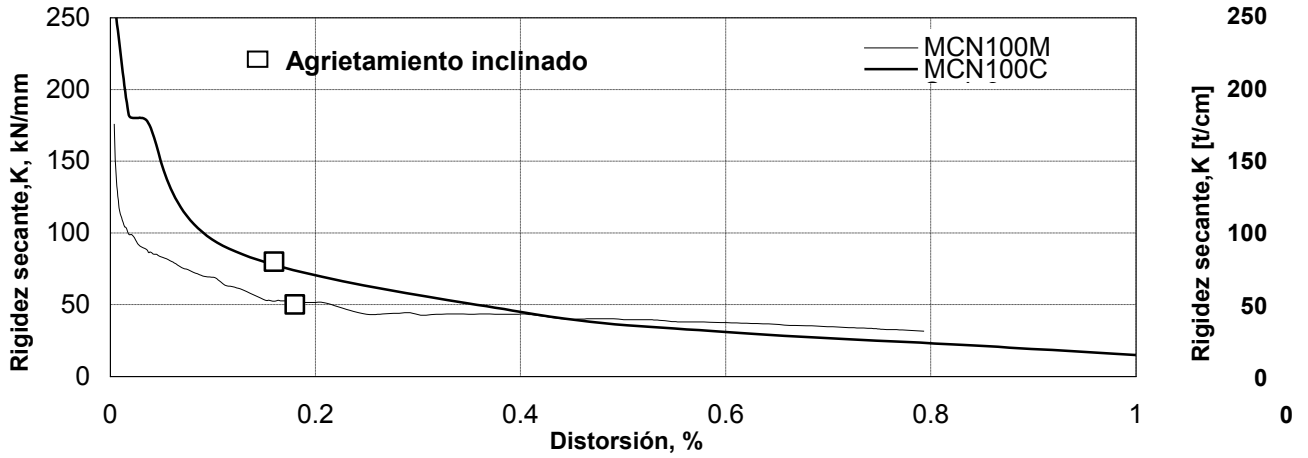


b) Muros de concreto celular reforzados con el 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF

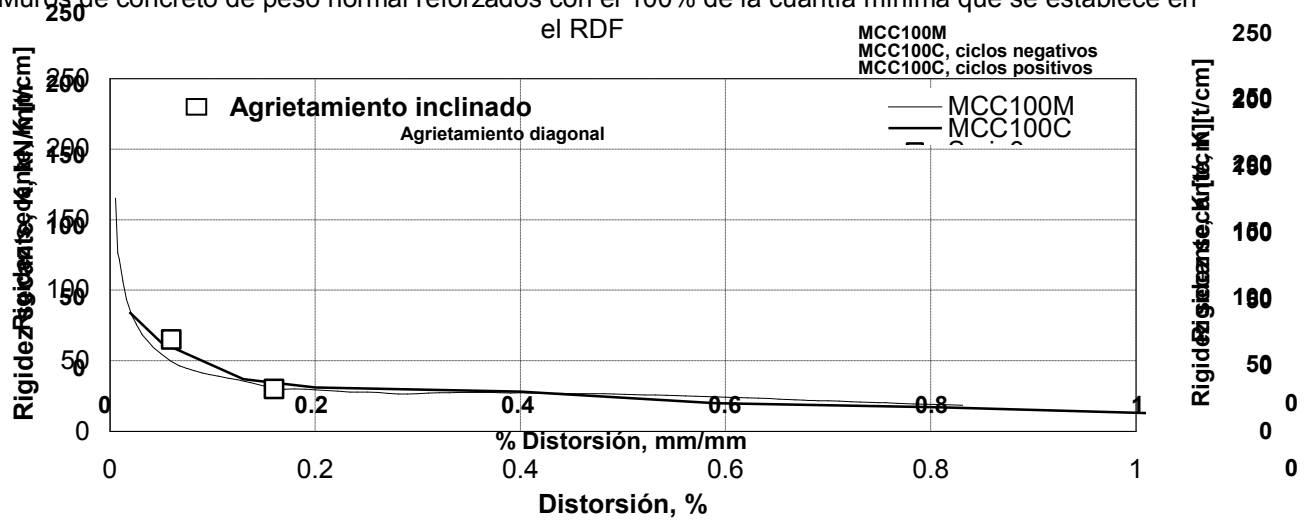


c) Muros de concreto autocompactable reforzados con el 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF

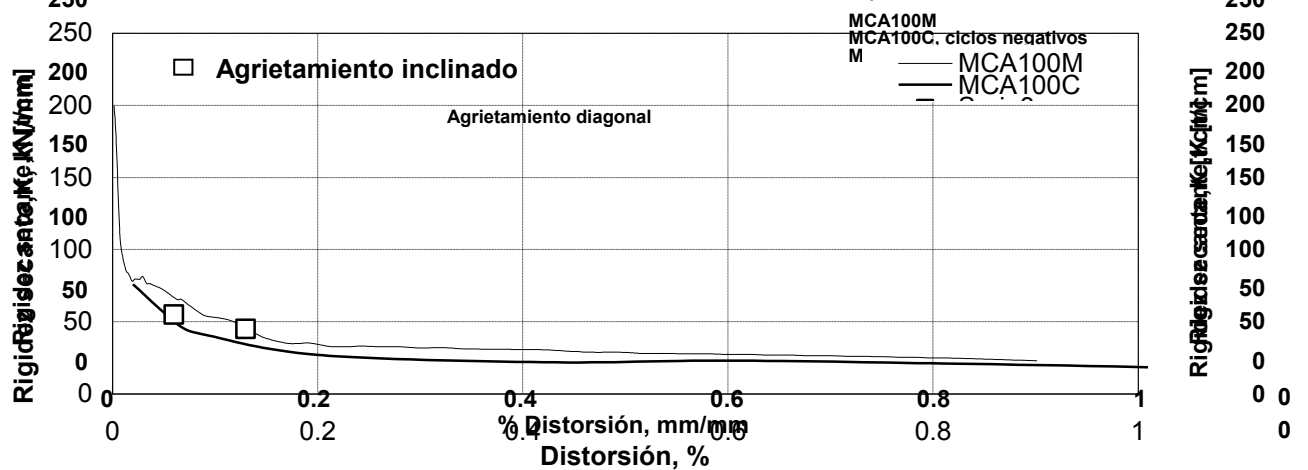
**Figura V.3 Rigidez lateral secante medida en los ensayos cíclicos y monótonos reforzados con el 50% de la cuantía mínima que se establece en el RDF**



a) Muros de concreto de peso normal reforzados con el 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF

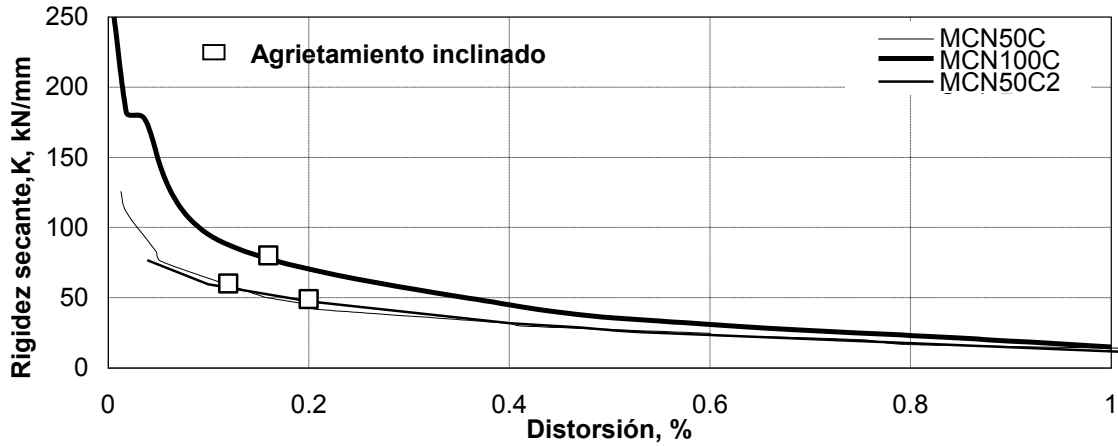


b) Muros de concreto celular reforzados con el 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF

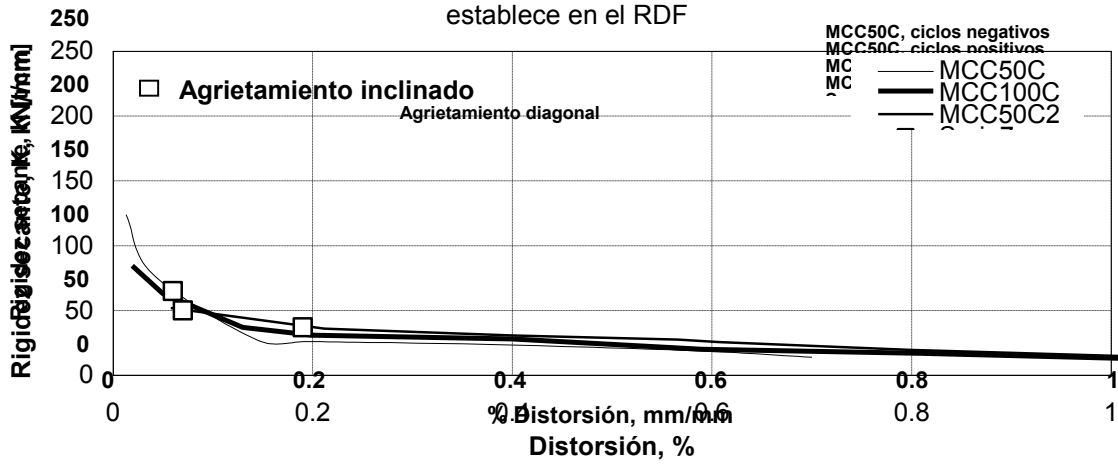


c) Muros de concreto autocompactable reforzados con el 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF

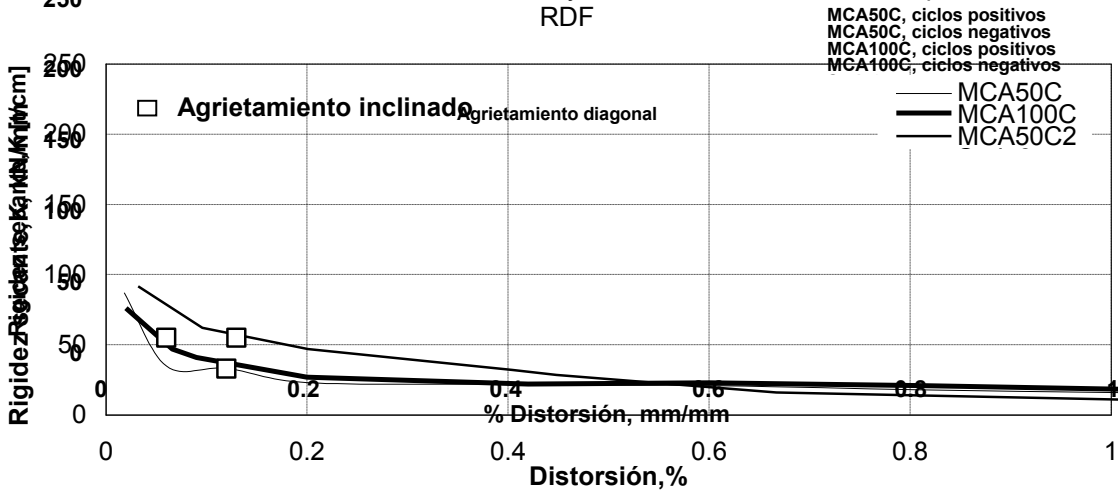
**Figura V.4 Rigidez lateral secante medida en los ensayos cíclicos y monótonos reforzados con el 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF**



a) Muros de concreto de peso normal reforzados con el 50% y 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF



b) Muros de concreto celular reforzados con el 50% y 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF

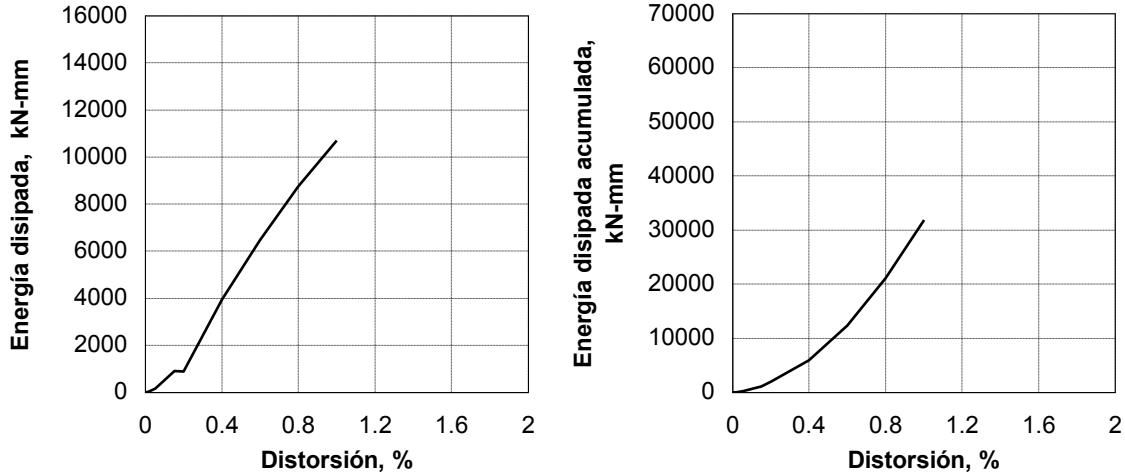


c) Muros de concreto autocompactable reforzados con el 50% y 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF

**Figura V.5 Rigidez lateral secante medida en los ensayos cíclicos reforzados con el 50% y 100% de la cuantía mínima que se establece en el RDF**

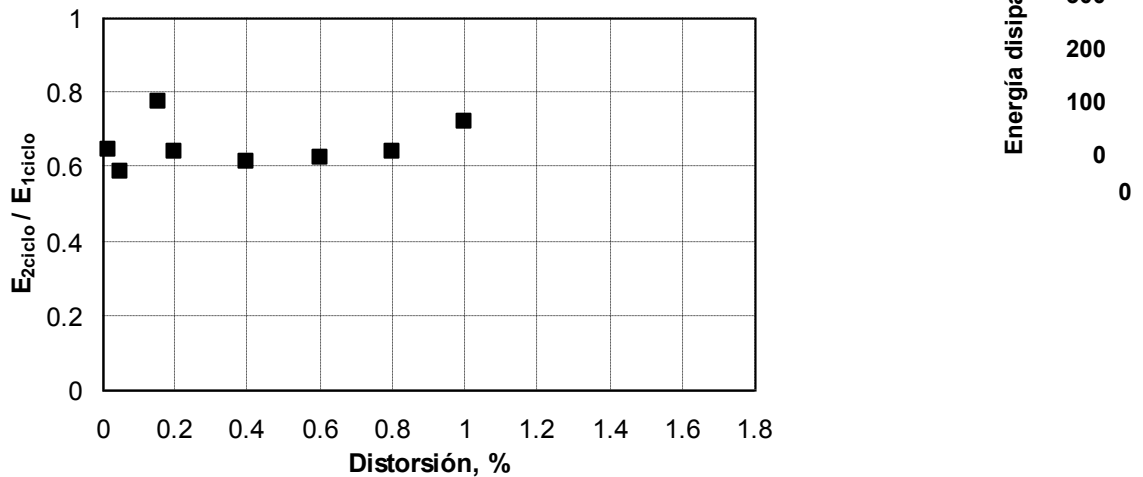
V.2 Energía disipada por los muros

En la figura V.6 se presenta la energía disipada y la energía disipada acumulada para el muro MCN50C. La energía disipada incluye los dos ciclos realizados para cada nivel de distorsión. De las figuras se observa un incremento de la energía en ambos casos al aumentar el nivel de distorsión.



**Figura V.6 Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCN50C**

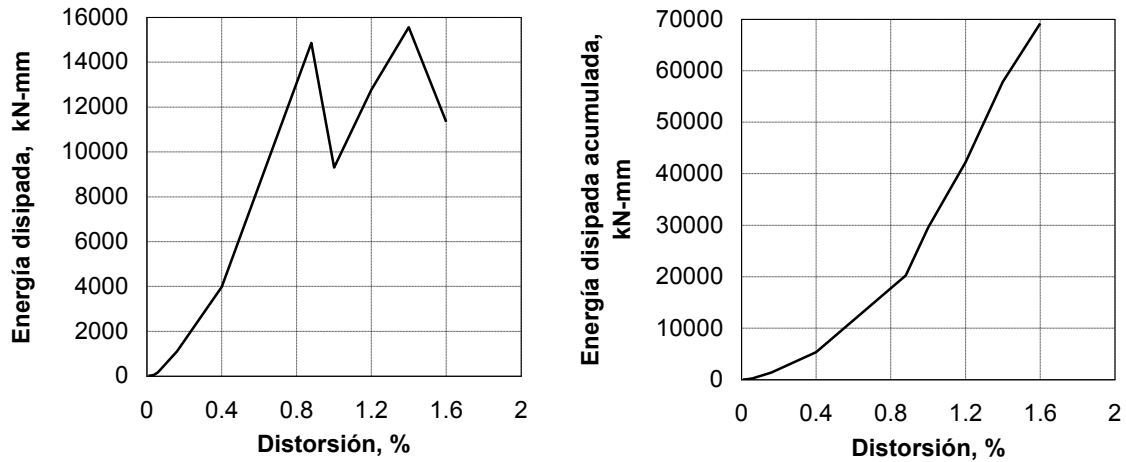
En la figura V.7 se presentan los cocientes entre la energía disipada en el segundo ciclo de carga ( $E_{2ciclo}$ ) con respecto a la energía disipada en el primer ciclo de carga ( $E_{1ciclo}$ ). De la figura 5.28 se observa una disminución de la energía disipada en el segundo ciclo de carga con respecto a la disipada en el primero. Los cocientes mantienen valores similares y cercanos a 0.70 para todos los niveles de distorsión.



**Figura V.7 Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCN50C**

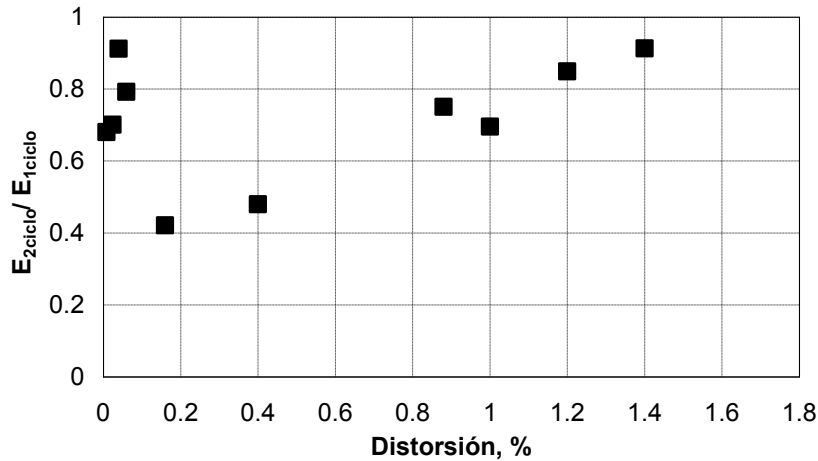
En la figura V.8 se presenta la energía disipada y la energía acumulada durante el ensaye del muro MCN100C. En la figura V.9 se presentan los cocientes entre la energía disipada entre el segundo y el primer ciclo de carga. De la figura V.8 se observa un incremento constante de la energía disipada independiente del nivel de distorsión hasta una distorsión de 0.8. Posteriormente se presenta una caída en la energía disipada de ciclo. La causa de la caída se debe a la acumulación de daño en el ciclo positivo de carga.





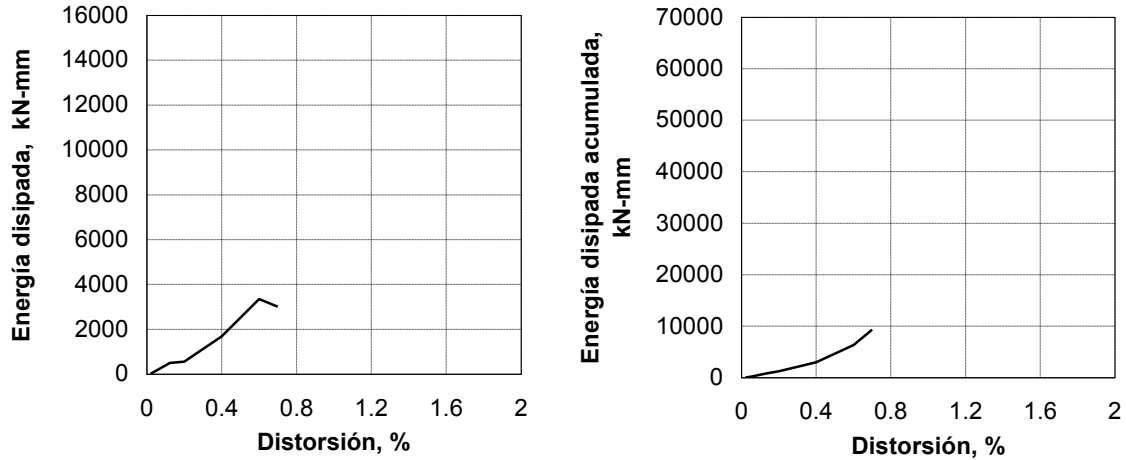
**Figura V.8 Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCN100C**

De la figura V.9 se observa una disminución de la energía disipada cercana al 20% en el segundo ciclo con respecto a la medida en el primer ciclo.



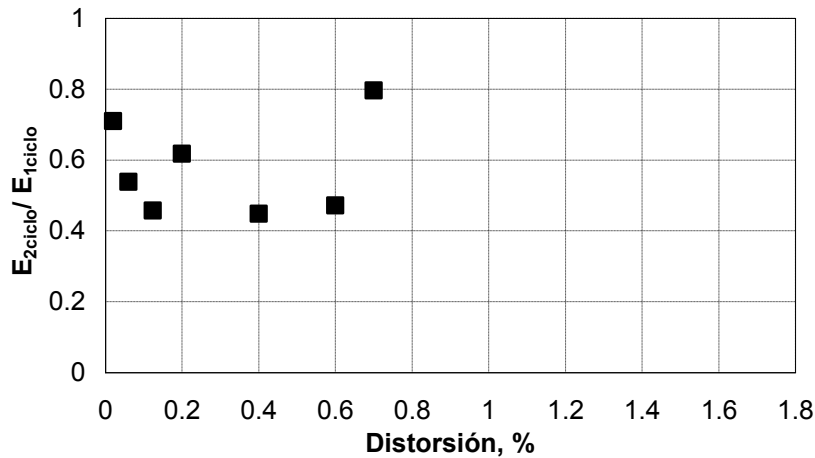
**Figura V.9 Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCN100C**

En la figura V.10 se presenta la energía disipada por ciclo y la energía acumulada durante el ensaye del muro MCC50C. En la figura V.11 se presentan los cocientes entre la energía disipada en el segundo ciclo de carga con respecto al primero. Comparando la figura V.10 con la figura V.6 se observa que el muro MCC50C disipó una menor cantidad de energía en comparación con el muro MCN50C.



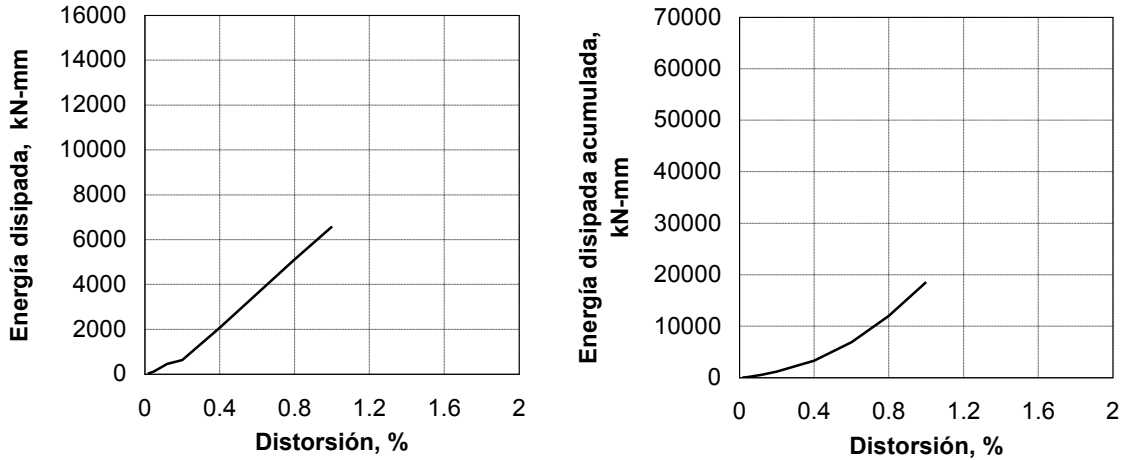
**Figura V.10 Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCC50C**

De la figura V.11 se observa que la energía disipada en el segundo ciclo de carga decrece aproximadamente un 40% con respecto a la medida en el primer ciclo de carga. Comparando esta figura con la figura V.7 obtenida para el muro MCN50C se observa que los cocientes del muro MCC50C son, en términos generales, menores a los obtenidos para el muro MCN50C.



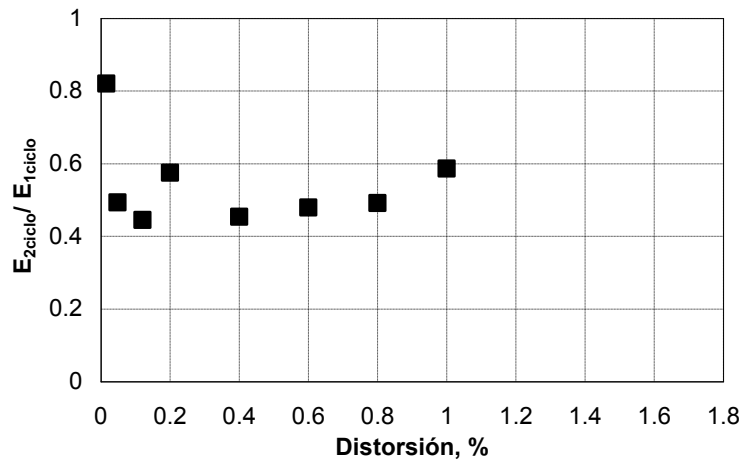
**Figura V.11 Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCC50C**

En la figura V.12 se presenta la energía disipada y la energía acumulada durante el ensaye del muro MCC100C. En la figura V.13 se presentan los cocientes entre la energía disipada en el segundo ciclo de carga con respecto a la calculada para el primer ciclo de carga. Comparando la figura V.12 con la figura V.9 se observa que, al igual que en los muros reforzados con el equivalente al 50% de la cuantía mínima que se establece en el reglamento, (MCN50C y MCC50C), el muro MCC100C disipó una menor cantidad de energía en comparación con el muro MCN100C. Para un mismo nivel de distorsión la energía disipada por el muro MCC100C es alrededor del 50% en comparación con la disipada por el muro MCN100C. En ambas gráficas de la figura V.12 el incremento es constante conforme se incrementa la distorsión.



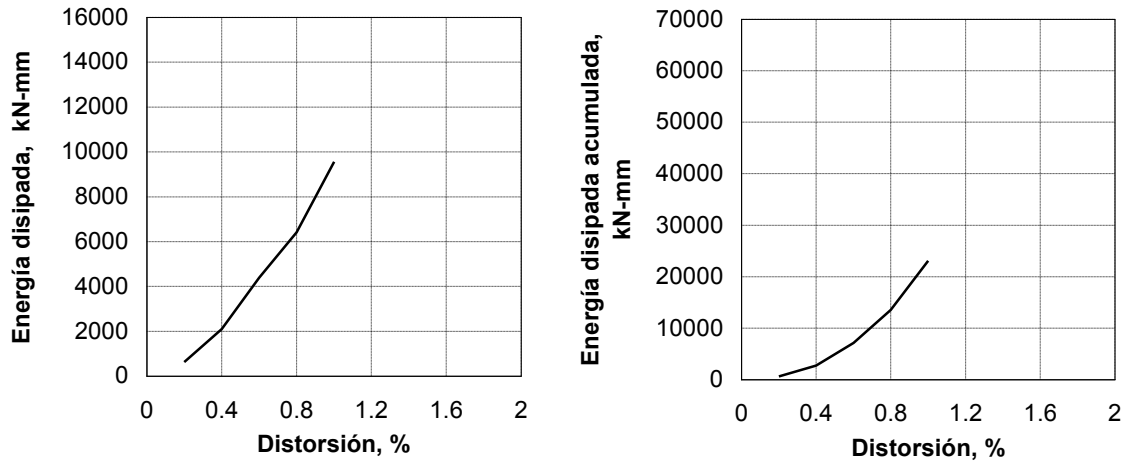
**Figura V.12 Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCC100C**

De la figura V.13 se observa que la energía disipada en el segundo ciclo de carga es menor que el 60% de la energía disipada en el primer ciclo de carga. Cabe recordar que, como se explicó en el capítulo cuarto, en este muro se presentó una falla por deslizamiento en la interfase trabe de liga-muro.

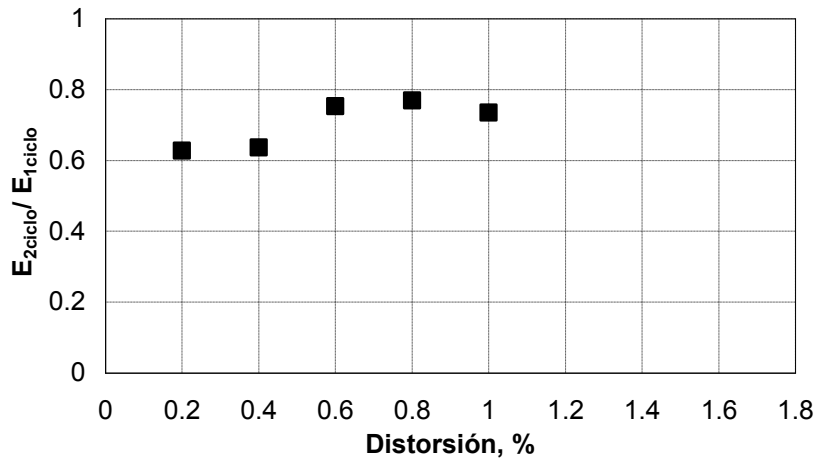


**Figura V.13 Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCC100C**

En la figura V.14 se presenta la energía disipada y la energía acumulada durante el ensaye del muro MCA50C. En la figura V.15 se presentan los cocientes entre la energía disipada calculada para el segundo ciclo de carga con relación a la calculada en el primer ciclo. Comparando la figura V.14 con las figuras V.6 (MCN50C) y W.10 (MCC50C) se observa que, este muro construido con concreto autocompactable disipó una mayor cantidad de energía en comparación con el muro equiparable construido de concreto celular y una menor cantidad de energía que el muro equiparable construido con concreto de peso normal. De igual manera, en ambas gráficas de la figura V.14 la energía disipada aumenta conforme se incrementa la distorsión. De la figura V.15 se observa que los cocientes son similares a los calculados para el muro MCN50C.

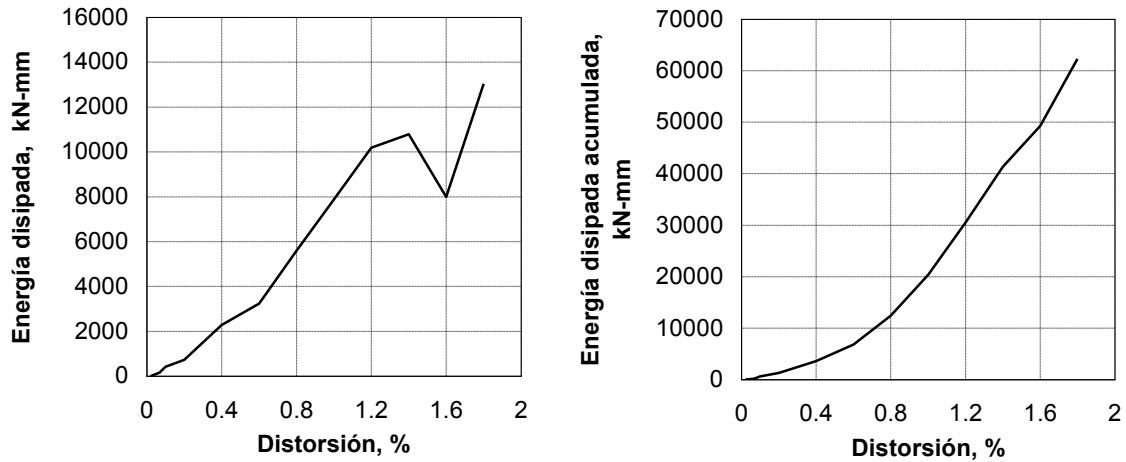


**Figura V.14 Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensayo MCA50C**

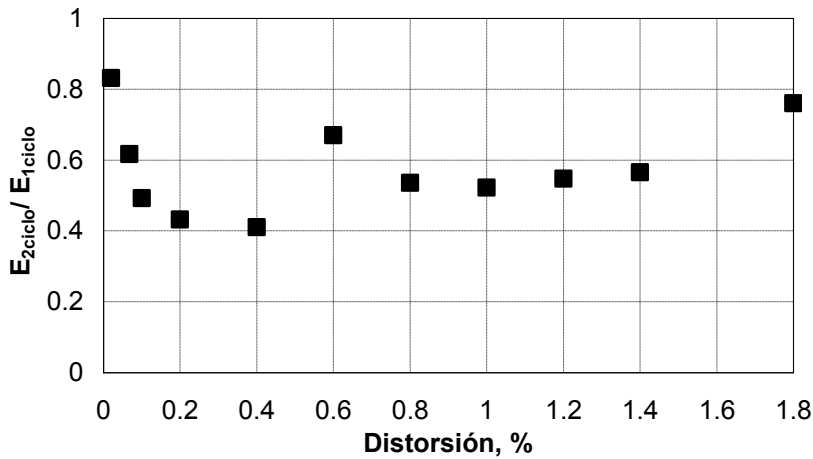


**Figura V.15 Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCA50C**

En la figura V.16 se presenta la energía disipada y la energía acumulada durante el ensayo del muro MCA100C. En la figura V.17 se presentan los cocientes entre la energía disipada en el segundo ciclo de carga con relación a la calculada en el primer ciclo de carga. Al igual que en el caso de los muros construidos con una cuantía equivalente al 50% de la cuantía mínima de establecida en el reglamento, este muro construido con concreto autocompactable disipó una mayor cantidad de energía en comparación con el muro equiparable construido de concreto celular y una menor cantidad de energía que el muro equiparable construido con concreto de peso normal. La energía disipada aumenta conforme se incrementa la distorsión hasta un valor de 1.4%, a partir de esta distorsión se presenta una disminución de la energía disipada y después de una distorsión de 1.6% se incrementa nuevamente la energía. Esta disminución se debe a la ausencia de agrietamientos por la presencia de la falla en compresión diagonal y el incremento es debido al aplastamiento del concreto en la parte final del ensayo. De la figura V.17 se observa que los cocientes calculados son similares a los obtenidos para el muro MCC100C.

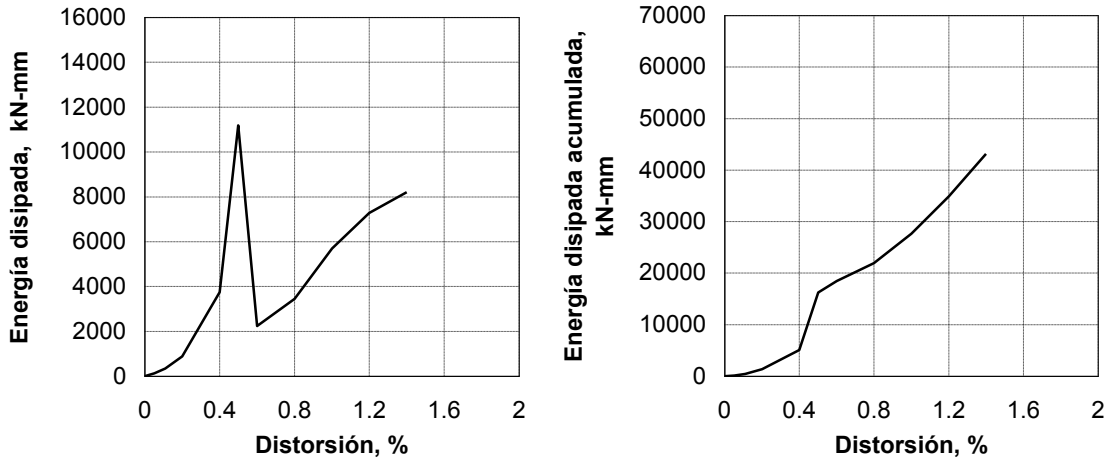


**Figura V.16 Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCA100C**

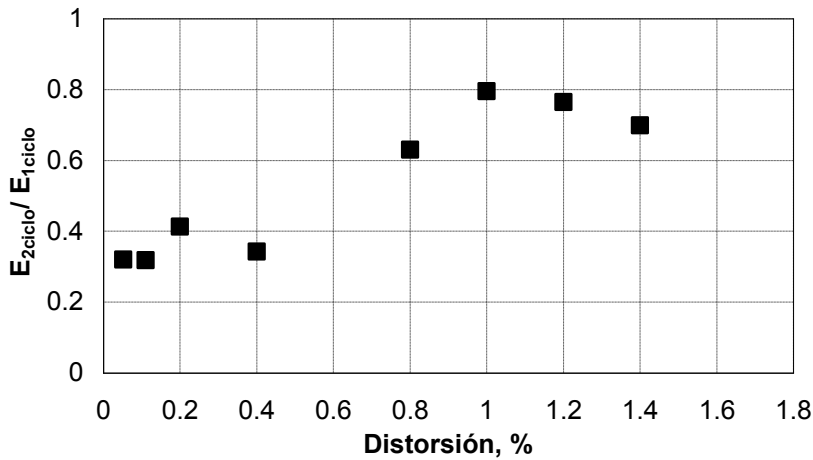


**Figura V.17 Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCA100C**

En la figura V.18 se presenta la energía disipada y la energía acumulada durante el ensaye del muro MCN50C2. En la figura V.19 se presentan los cocientes entre la energía disipada en el segundo ciclo de carga con relación a la calculada en el primer ciclo de carga. En la figura V.18 se observa un pico a una distorsión de 0.5%, esto se debe a un incremento de distorsión grande en dicho ciclo durante el ensaye (ver fig. 4.4c). La energía disipada acumulada fue un poco menor que la calculada para el muro construido con características similares (MCN50C). De la figura V.19 se observa que al inicio del ensaye y hasta una distorsión de 0.4%, la energía disipada en el segundo ciclo de carga decreció en un 60% con respecto a la medida en el primer ciclo de carga. Para distorsiones mayores que el 0.8% de distorsión, los cocientes calculados son similares a los obtenidos en el muro MCN50C.

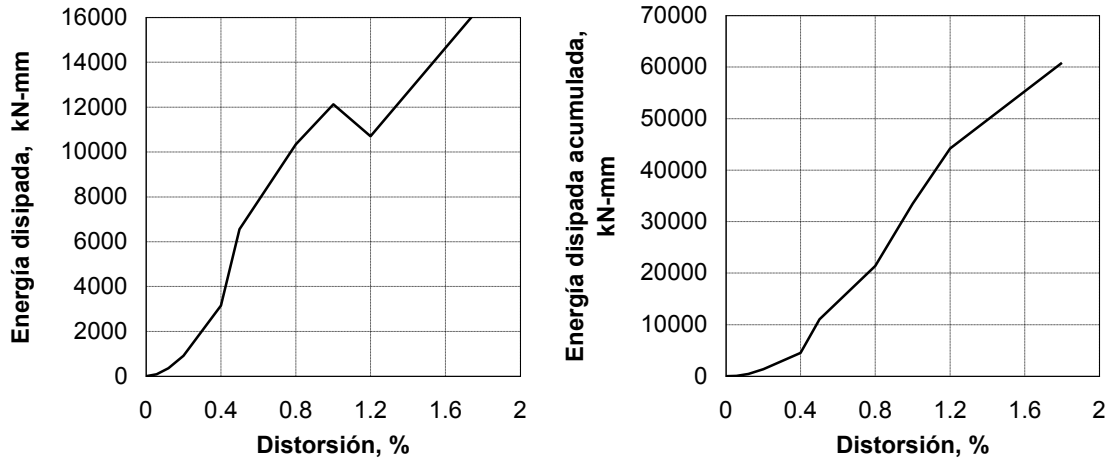


**Figura V.18 Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCN50C2**

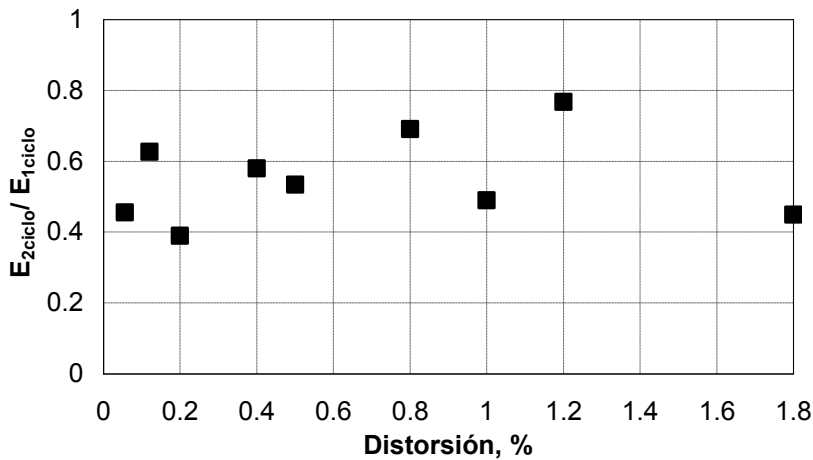


**Figura V.19 Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCN50C2**

En la figura V.20 se presenta la energía disipada y la energía acumulada durante el ensaye del muro MCC50C2. En la figura V.21 se presentan los cocientes entre la energía disipada en el segundo ciclo de carga con relación a la calculada en el primer ciclo de carga. Comparando las figuras V.20 y V.10, es decir, muros construidos de características similares, se observa que la energía disipada en el muro MCC50C2 es mayor que la calculada para el muro MCC50C. Se resalta que la resistencia a compresión del concreto medida para el muro MCC50C2 (29.2 MPa) fue mucho mayor que la obtenida para el muro MCC50C (16.6 MPa). De igual manera, los cocientes entre la energía disipada en el segundo ciclo de carga con relación al primer ciclo de carga son, en términos generales, mayores para el muro MCC50C2.

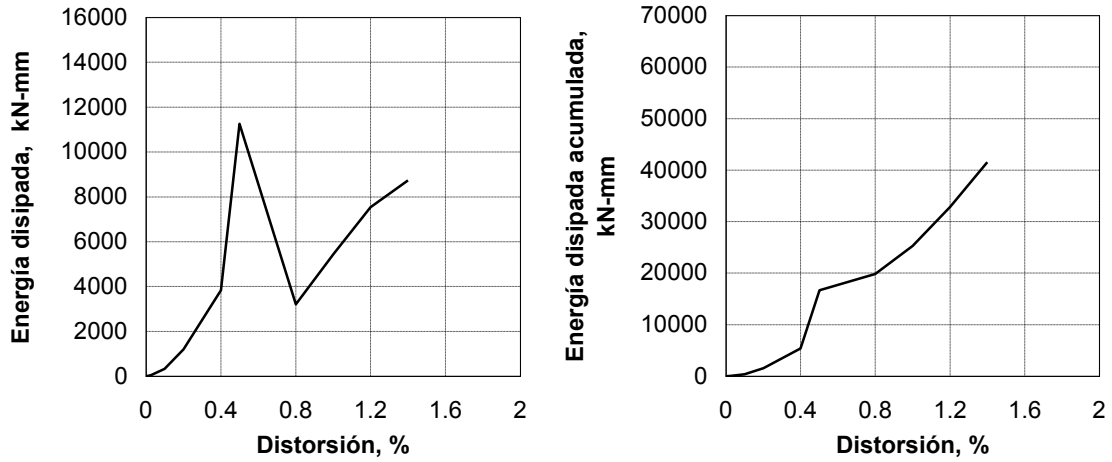


**Figura V.20 Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCC50C2**

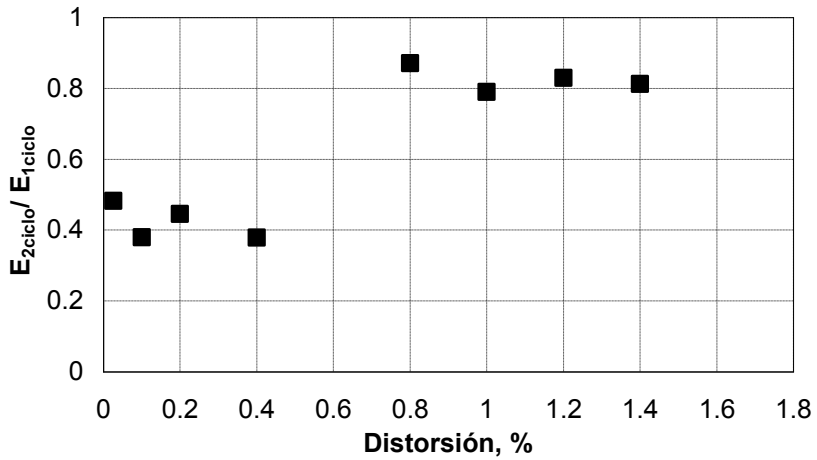


**Figura V.21 Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCC50C2**

En la figura V.22 se presenta la energía disipada y la energía acumulada durante el ensaye del muro MCC50C2. En la figura V.23 se presentan los cocientes entre la energía disipada en el segundo ciclo de carga con relación a la calculada en el primer ciclo de carga. En la figura V.22 se observa un comportamiento similar al descrito para el muro MCN50C2 (fig. V.18). La causa de la presencia del pico a una distorsión de 0.5% es similar a la descrita para el muro MCN50C2. La energía disipada acumulada para el muro MCA50C2 es mayor que la calculada en el ensaye del muro MCA50C. La resistencia a compresión del concreto del muro MCA50C2 fue mayor que la medida para el muro MCA50C. De la figura V.23 se observa que los cocientes son similares a los calculados para el ensaye del muro MCN50C2, es decir, cocientes cercanos a 0.4 para distorsiones menores que la distorsión a la resistencia y cocientes cercanos a 0.8 para distorsiones mayores que la distorsión medida a la resistencia.



**Figura V.22** Energía disipada por ciclo y energía disipada acumulada del ensaye MCA50C2



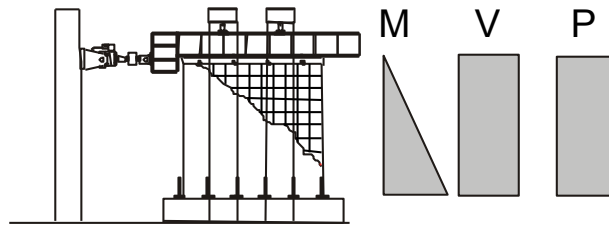
**Figura V.23** Cocientes entre la energía disipada entre el segundo y primer ciclo de carga, muro MCA50C2



**Apéndice W. Mecanismo de resistencia a cortante por tensión diagonal de muros de concreto**

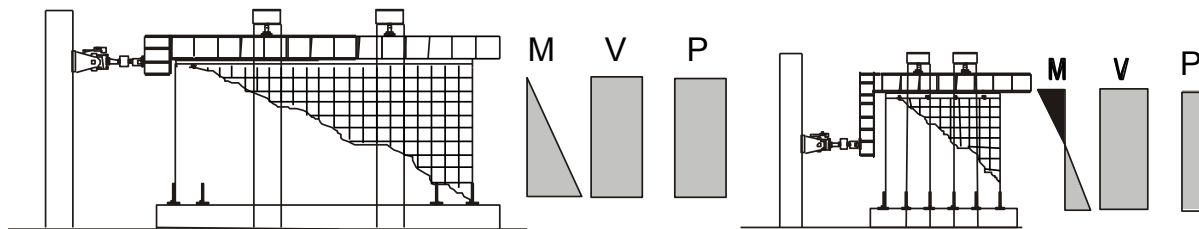
En este apéndice se presentan las principales variables que influyen en la resistencia a cortante por tensión diagonal de muros de concreto.

En la figura W.1 se presenta el dispositivo de ensaye de un muro de concreto cuadrado ( $H/L = 1$ ), bajo carga lateral y axial. Los elementos mecánicos que actúan en el muro son el momento flexionante ( $M$ ), la fuerza cortante ( $V$ ) y la carga axial ( $P$ ). En la figura se incluye la variación en la altura de los elementos mecánicos. Como se aprecia en la figura, la fuerza cortante y la fuerza axial son constantes en toda la altura mientras que el momento flexionante presenta una variación lineal con la altura. La sección crítica a momento se presenta en la base del muro, de esta forma la relación  $M/VL = 1$ .



**Figura W.1 Dispositivo de ensaye de un muro de concreto bajo carga lateral y axial**

En la figura W.2 se presenta el efecto de la aplicación de la carga en los elementos mecánicos. En el muro largo ( $H/L = 0.5$ ), la carga lateral se aplica de manera similar a la presentada en la figura W.1 mientras que en el muro cuadrado ( $H/L=1$ ), la carga se aplica al centro de la altura de muro. La distribución de los elementos mecánicos es la presentada en la figura W.2. Se observa que de manera similar a la figura W.1, la carga axial y la fuerza cortante son constantes en toda la altura mientras que el momento flexionante en la zona crítica se reduce a la mitad en el muro cuadrado por lo que para ambos muros la relación  $M/VL = 0.5$ .



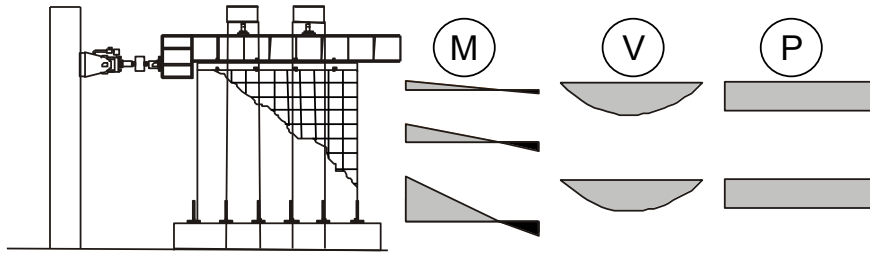
**Figura W.2 Efecto de la aplicación de la carga en los elementos mecánicos**

La variación de los esfuerzos generados por los elementos mecánicos se presenta en la figura W.3. Para el caso elástico los esfuerzos debidos al momento flexionante, la fuerza cortante y la carga axial están dados por las ecuaciones W.1 a W.3, respectivamente

$$\sigma_{\text{flexión}} = \frac{M c}{I} \tag{W.1}$$

$$\tau_{\text{cortante}} = \frac{V Q}{I t} \tag{W.2}$$

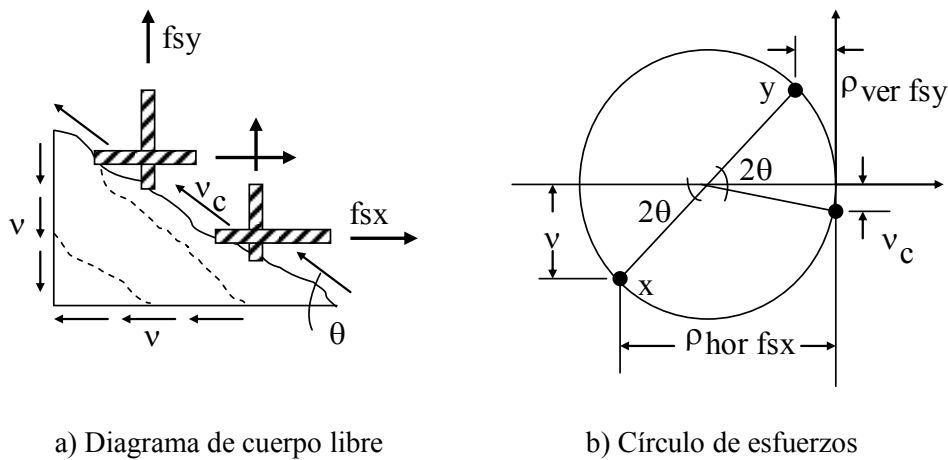
$$\sigma_{\text{axial}} = \frac{P}{A} \tag{W.3}$$



**Figura W.3 Variación de los esfuerzos generados por los elementos mecánicos**

El agrietamiento inclinado se presenta cuando la combinación de los esfuerzos principales debidos al momento flexionante, la fuerza cortante y la carga axial exceden la resistencia a la tensión del concreto. Puede demostrarse que al reducir la relación  $M/VL$ , se incrementa la fuerza lateral necesaria para exceder la resistencia a tensión del concreto. Manteniendo este criterio de mecanismo de falla, cuando la carga axial trasmite esfuerzos de compresión al muro, aumentando la carga axial, se incrementa la fuerza lateral necesaria para exceder la resistencia a tensión del concreto.

El efecto de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el mecanismo de falla puede ser derivado a partir de la teoría de los campos de compresión modificada. De acuerdo con esta teoría, la falla de un elemento de concreto reforzado puede ocurrir debido a los esfuerzos locales que se presentan en las superficies agrietadas. En la figura W.4 se muestran el diagrama de cuerpo libre y el círculo de Mohr de esfuerzos en la superficie local agrietada (ASCE-ACI, 1998).



a) Diagrama de cuerpo libre

b) Círculo de esfuerzos

**Figura W.4 Diagrama de cuerpo libre y círculo de esfuerzos en la superficie local agrietada**

Del equilibrio de la figura W.4 se tienen las siguientes ecuaciones

$$v_c \tan \theta = v \tan \theta - \rho_{ver} fsy \quad (W.4)$$

$$v_c \cot \theta = - v \cot \theta + \rho_{hor} fsx \quad (W.5)$$

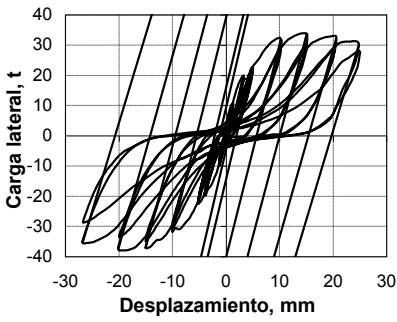
De las ecuaciones W.4 y W.5 se observa que en la cara de la superficie agrietada el esfuerzo cortante en el concreto se reduce con la cuantía de refuerzo vertical y se incrementa con la cuantía de refuerzo horizontal.

## MECANISMO DE RESISTENCIA A CORTANTE POR TENSIÓN DIAGONAL DE MUROS DE CONCRETO

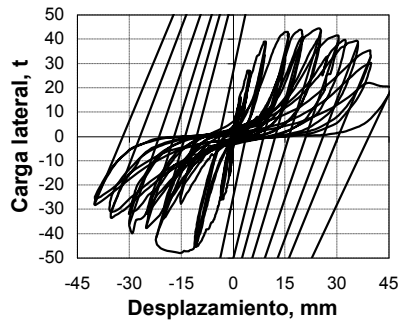
Para el caso del refuerzo horizontal, de acuerdo con la analogía de la armadura, incrementando la cuantía de refuerzo horizontal se incrementa la resistencia a cortante del elemento de concreto reforzado.

**Apéndice X. Parámetros del modelo histeréticos**

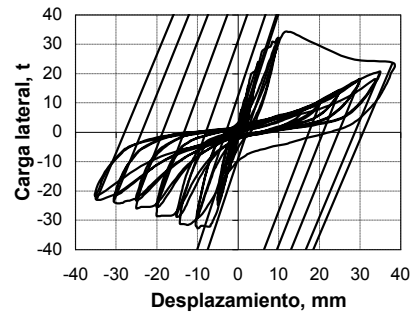
En este apéndice se presentan los parámetros del modelo histerético descrito en el capítulo siete. Para los parámetros correspondientes al cierre de grietas teórico (cg), forma de la rama de descarga ( $\gamma$ ), forma de la rama de carga (cp) y degradación de resistencia ( $\beta$ ), se incluyen los valores obtenidos en cada ciclo histerético y el promedio de los valores. Los valores calculados para los parámetros se presentan en las figuras X.1 a X.5.



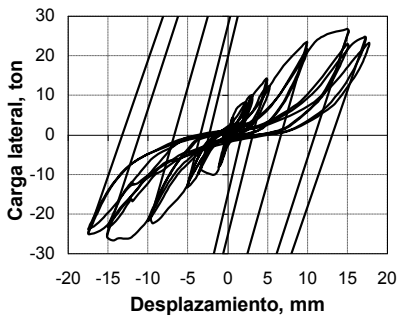
a) MCN50C



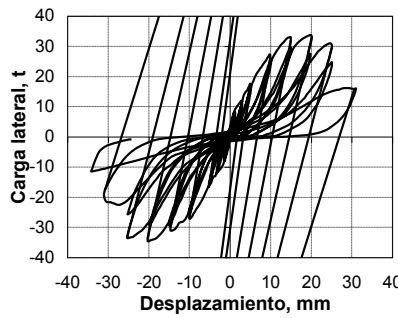
b) MCN100C



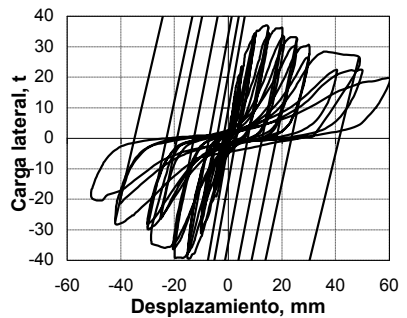
c) MCN50C2



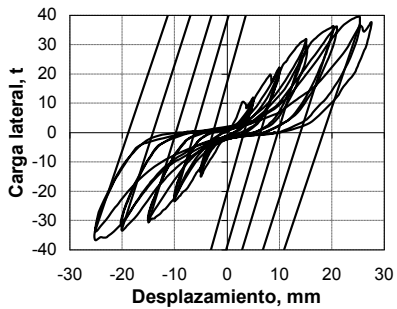
d) MCC50C



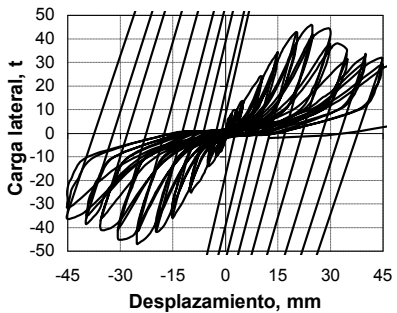
e) MCC100C



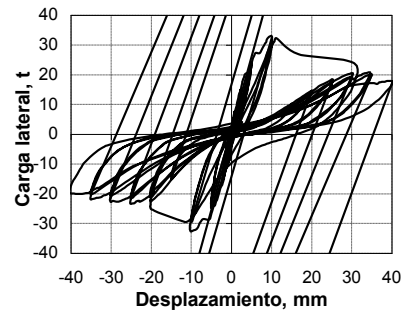
f) MCC50C2



g) MCA50C

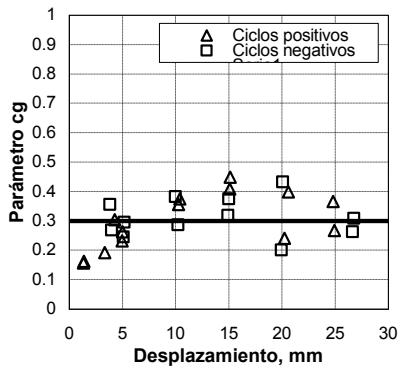


h) MCA100C

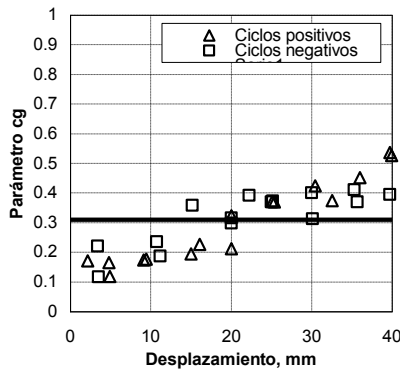


i) MCA50C2

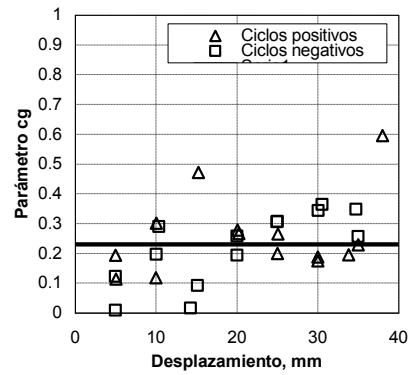
**Figura X.1 Rigidez de descarga de los ciclos histeréticos**



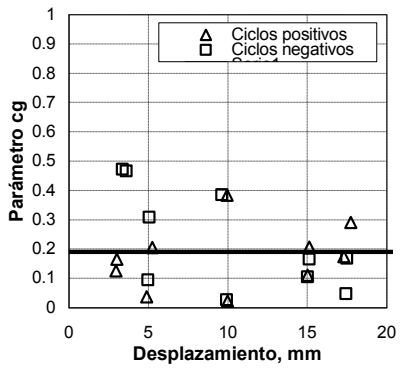
a) MCN50C



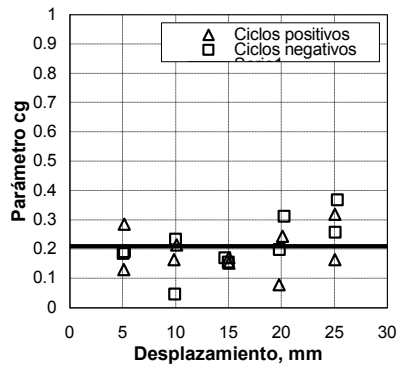
b) MCN100C



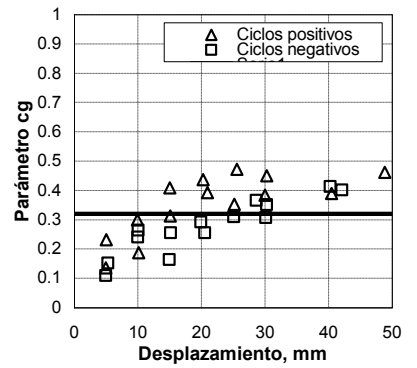
c) MCN50C2



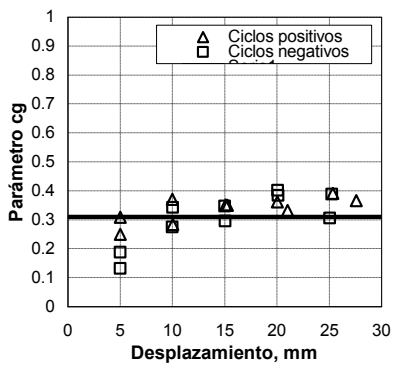
d) MCC50C



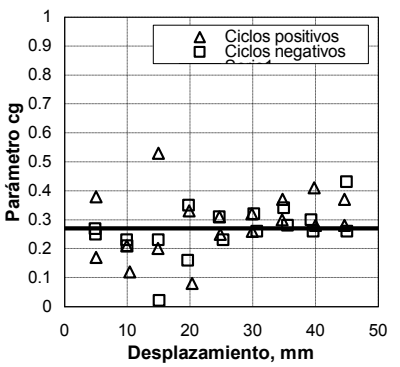
e) MCC100C



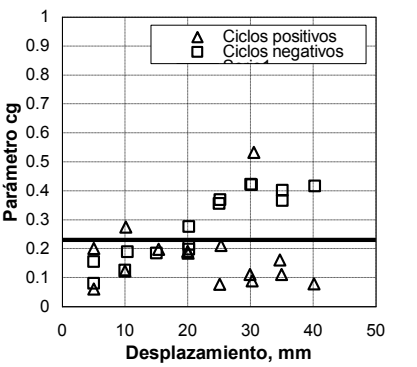
f) MCC50C2



g) MCA50C

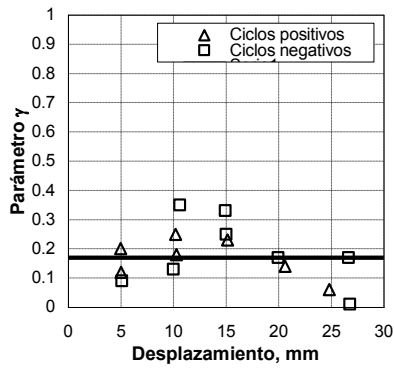


h) MCA100C

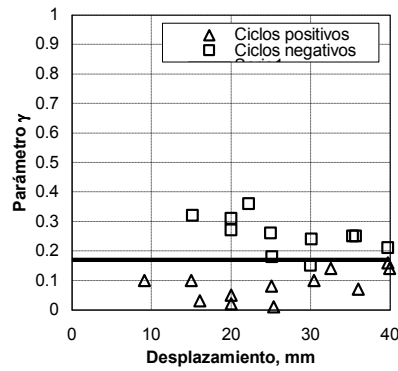


i) MCA50C2

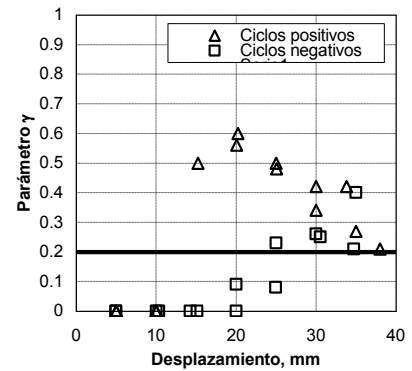
**Figura X.2 Parámetro asociado al cierre teórico de grietas,  $c_g$**



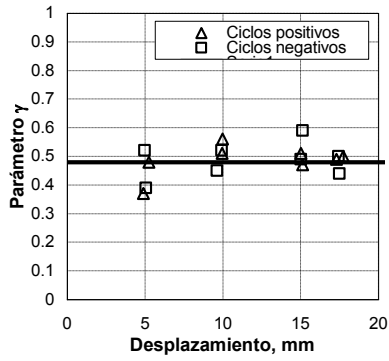
a) MCN50C



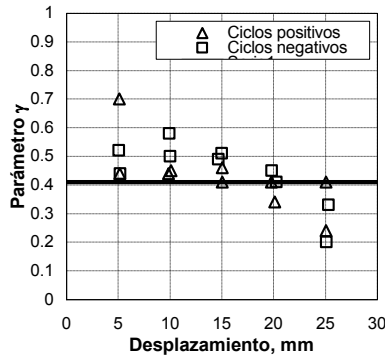
b) MCN100C



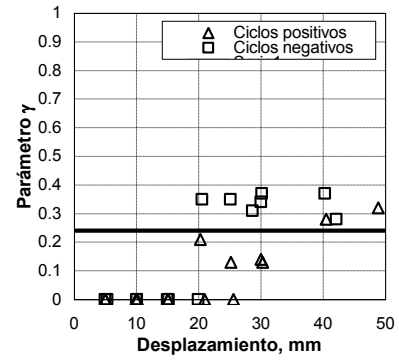
c) MCN50C2



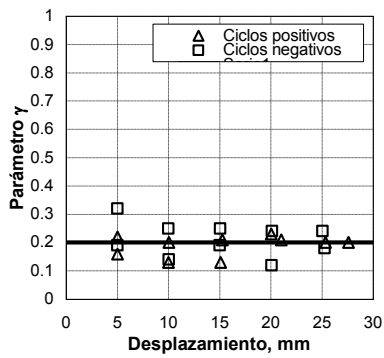
d) MCC50C



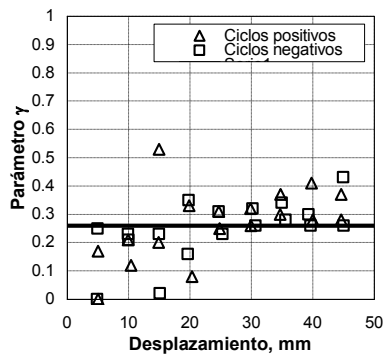
e) MCC100C



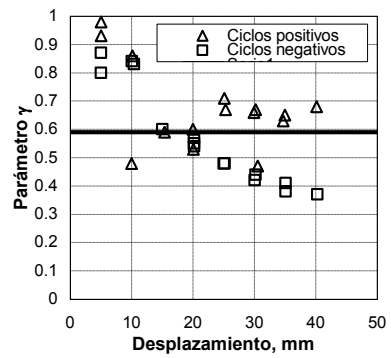
f) MCC50C2



g) MCA50C

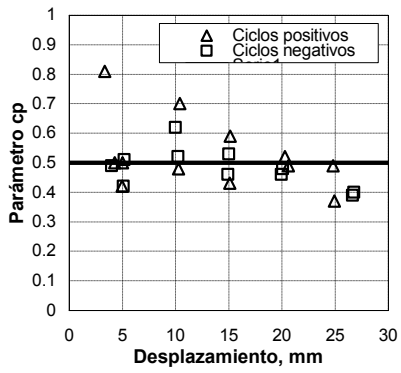


h) MCA100C

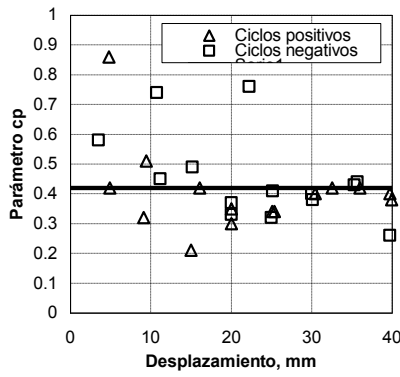


i) MCA50C2

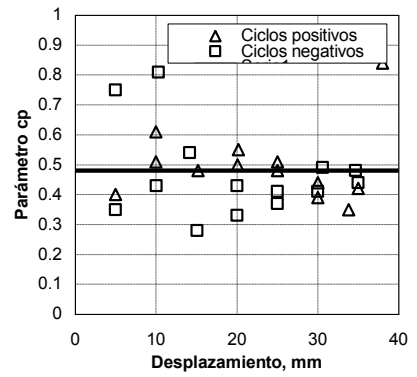
Figura X.3 Parámetro asociado a la forma de la rama de descarga,  $\gamma$



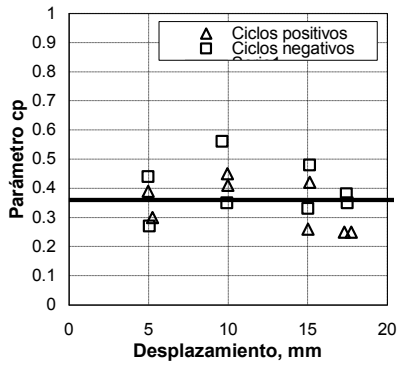
a) MCN50C



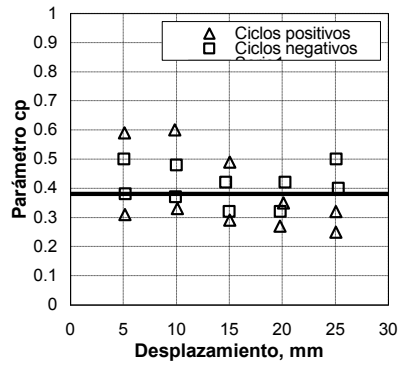
b) MCN100C



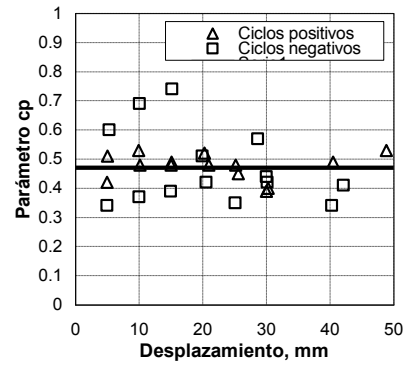
c) MCN50C2



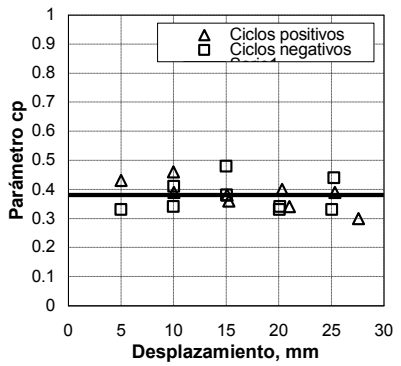
d) MCC50C



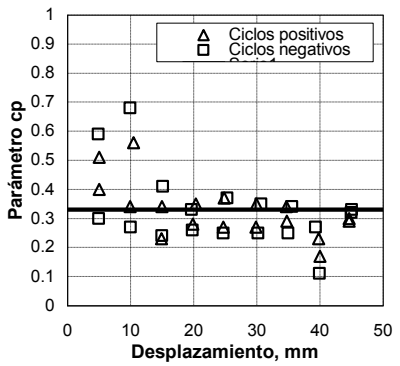
e) MCC100C



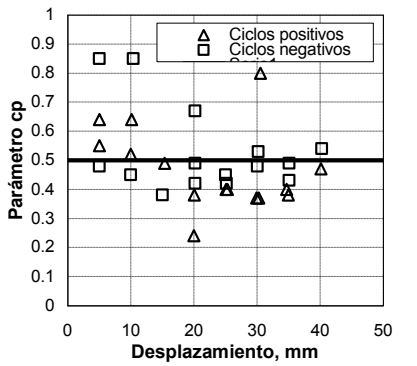
f) MCC50C2



g) MCA50C

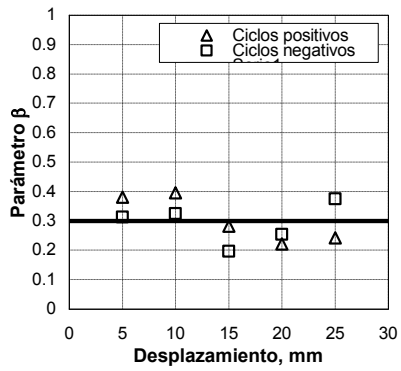


h) MCA100C

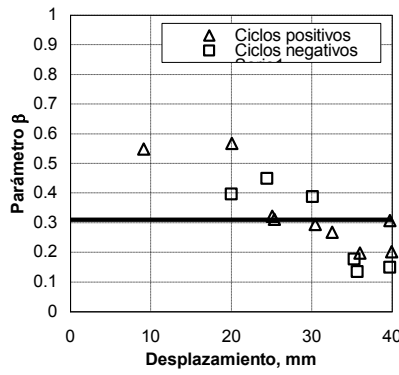


i) MCA50C2

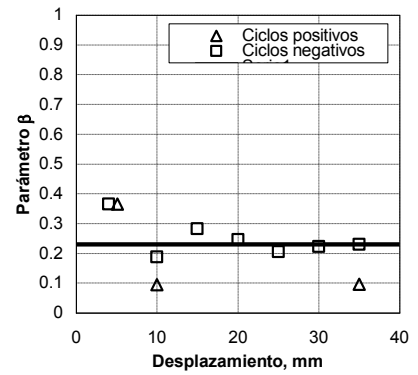
**Figura X.4 Parámetro asociado a la forma de la rama de carga,  $cp$**



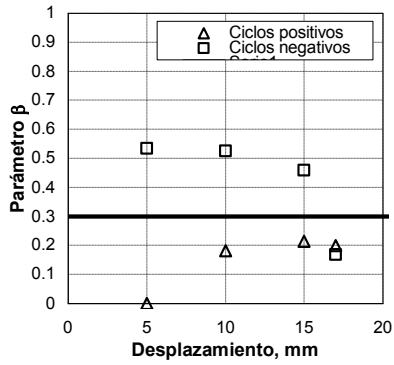
a) MCN50C



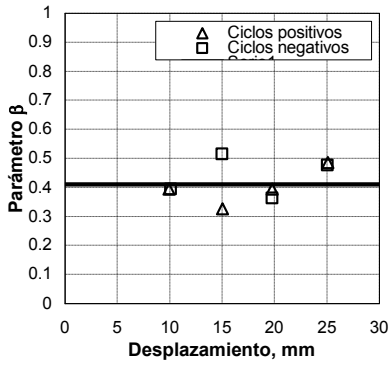
b) MCN100C



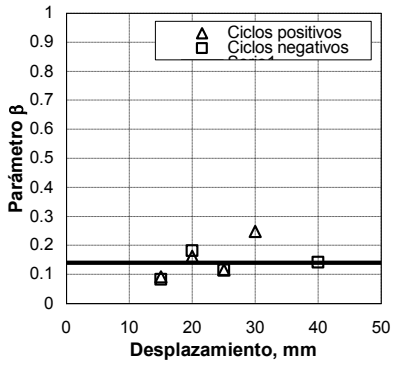
c) MCN50C2



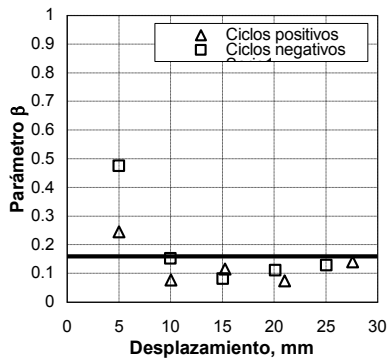
d) MCC50C



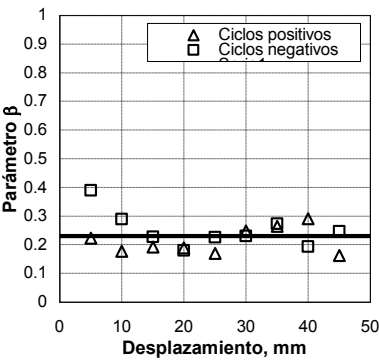
e) MCC100C



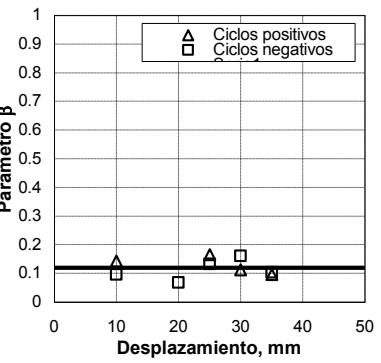
f) MCC50C2



g) MCA50C



h) MCA100C



i) MCA50C2

Figura X.5 Parámetro asociado a la degradación de la resistencia,  $\beta$



## NOMENCLATURA DEL CUERPO PRINCIPAL

$A_{str}$	Área del puntal de compresión
$A$	Área de la sección transversal
$a/d$	Relación entre el claro de cortante en vigas de concreto reforzado
$A_B$	Área construida en planta de una vivienda
$A_i$	Área de la sección transversal del muro $i$
$A_s$	Área de acero de la barra de refuerzo
$a_{s\ min}$	Cuantía de refuerzo mínima por efectos de temperatura
$a_s$	Cociente $M/VL$ de un muro de concreto
$a_{st}$	Profundidad del puntal de compresión
$a_w$	Profundidad de la zona de compresión en la base del muro
$b_s$	Ancho del puntal de compresión
$c$	Recubrimiento de concreto en la ecuación 2.13
$c$	Coefficiente sísmico de diseño
$C_0$	Factor de modificación que refleja el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad con respecto al desplazamiento de un sistema de múltiples grados de libertad
$C_1$	Factor de modificación que refleja el máximo desplazamiento inelástico esperado con respecto al máximo desplazamiento elástico
$C_2$	Factor de modificación que representa el efecto del comportamiento histerético en la respuesta
$C_3$	Factor que representa los efectos $P-\Delta$ causados por las cargas gravitacionales
$C_d$	Resistencia por cortante del puntal de compresión
$C_p$	Parámetro de nivel de adelgazamiento de los ciclos histeréticos
$D$	Densidad de muros de una vivienda para cada dirección de análisis (expresada en porcentaje)
$D_{agr}$	Desplazamiento al agrietamiento inclinado
$D_d$	Desplazamiento disponible
$D_{di}$	Demanda de desplazamiento inelástico
$D_{du}$	Desplazamiento disponible último calculado con las envolventes de comportamiento
$D_{máx}$	Desplazamiento a la resistencia
$D_o$	Desplazamiento correspondiente a la carga lateral nula
$D_p$	Desplazamiento para calcular el nivel de adelgazamiento de los ciclos histeréticos
$D_u$	Desplazamiento último
$d$	Desplazamiento empleado para el cálculo del parámetro $\beta$
$d$	Peralte efectivo de la sección
$d_b$	Diámetro de la barra del refuerzo
$E(+)$	Energía disipada en el ciclo de carga
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto
$e$	Constante matemática
$F_{carga}$	Factor de carga
$f$	Esfuerzo calculado para la deformación registrada a la carga lateral
$f_c^*$	Resistencia nominal a compresión del concreto $f_c^* = 0.85 f_c'$
$f_c'$	Resistencia a compresión del concreto
$f_c'_{medido}$	Resistencia a compresión medida en el concreto a 28 días
$f_d$	Factor de desempeño
$F_{ds}$	Factor de desempeño sísmico
$F_h$	Fuerza cortante horizontal
$F_R$	Factor de reducción de resistencia
$F_R$	Factor de resistencia
$f_t$	Resistencia a tensión del concreto
$f_y$	Esfuerzo de fluencia del acero
$g$	Aceleración de la gravedad

$G_c$	Módulo de cortante del concreto $G_c \approx 0.4 E_c$
$H$	Altura del muro de concreto
$H_i$	Altura del muro $i$
$I$	Momento de inercia de la sección agrietada
$I_g$	Momento de inercia de la sección bruta
$K$	Rigidez lateral de la vivienda
$k$	Rigidez relativa considerando a los muros como elementos en voladizo
$k_{agr}$	Rigidez experimental calculada con la pendiente de recta secante entre el origen y el punto de agrietamiento inclinado
$K_c$	Constante ajustada experimentalmente = 0.0575
$k_c$	Rigidez relativa considerando a los muros como elementos en voladizo y utilizando sólo las deformaciones por cortante
$k_{rg}$	Rigidez relativa considerando a los muros como elementos en voladizo con restricción al giro
$k_{elástica}$	Rigidez elástica experimental calculada con la pendiente de recta secante entre el origen y el primer punto registrado al inicio de las pruebas experimentales
$k_{max}$	Rigidez experimental calculada con la pendiente de recta secante entre el origen y el punto asociado a la resistencia
$k_o$	Rigidez lateral del muro $i$
$K_p$	Constante empleada para calcular la resistencia por cortante del puntal de compresión
$K_t$	Factor empleado para calcular la resistencia a cortante en columnas de concreto
$k_{rotal}$	Rigidez lateral de la vivienda
$k_u$	Rigidez experimental calculada con la pendiente de recta secante entre el origen y el punto último
$L$	Longitud del muro de concreto
$L_i$	Longitud del muro $i$
$m$	Masa
$M$	Momento flexionante actuante en la base del muro
$M_{actuante}$	Momento flexionante actuante en la base del muro
$M_U$	Momento flexionante último actuante
$M_u$	Momento último medido en los muros
$N$	Carga axial
$NM$	Número de muros localizados en la misma dirección
$N_{sd}$	Carga axial
$P$	Carga axial
$Q$	Factor de reducción por comportamiento sísmico
$Q'$	Factor de reducción por comportamiento sísmico calculado con el periodo de la vivienda
$R$	Distorsión
$R$	Distorsión
$R_{(VU, RDF)}$	Demanda de distorsión inelástica calculada de las envolventes de comportamiento para la carga lateral última
$R^2$	Parámetro estadístico
$R_{agr}$	Distorsión al agrietamiento inclinado
$R_{DI}$	Demanda de distorsión inelástica
$R_f$	Distorsión al agrietamiento por flexión
$R_{máx}$	Distorsión a la resistencia
$R_u$	Distorsión última
$S_a$	Seudoaceleración = $c$
$t$	Espesor del muro de concreto
$T$	Periodo de la vivienda
$T_e$	Periodo efectivo
$T_{Goel}$	Periodo calculado con la ecuación propuesta por Goel y Chopra, 1998
$T_{MEF}$	Periodos obtenidos con los análisis de elemento finito

$T_{\text{voladizo}}$	Periodo calculado con base en la rigidez lateral de la vivienda y su masa
$T_{\text{voladizo-cortante}}$	Periodo calculado con base en la rigidez lateral de la vivienda considerando sólo las deformaciones de cortante y su masa
$T_{\text{elástica}}$	Periodo calculado con la rigidez elástica de los muros ensayados
$T_{\text{última}}$	Periodo calculado con la rigidez medida a la resistencia última de los muros ensayados
$V$	Fuerza cortante actuante en la base del muro
$V$	Carga lateral
$V_{\text{agr}}$	Carga lateral al agrietamiento inclinado
$V_c$	Contribución del concreto a la resistencia a cortante
$V_f$	Carga lateral al agrietamiento por flexión
$V_i$	Carga lateral actuante en el muro $i$
$V_{\text{máx}}$	Carga lateral a la resistencia
$V_n$	Resistencia nominal de un muro de concreto
$V_p$	Carga lateral empleada para calcular el nivel de adelgazamiento de los ciclos histeréticos
$V_R$	Fuerza cortante resistente
$V_{R\text{ TD}}$	Resistencias nominales de los muros para la falla por tensión diagonal
$V_{R, \text{ RDF}}$	Carga lateral resistente calculada conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
$V_{RX}$	Fuerza cortante resistente en la dirección X
$V_{RY}$	Fuerza cortante resistente en la dirección Y
$V_s$	Contribución del refuerzo a la resistencia a cortante
$V_U$	Fuerza cortante última actuante
$V_u$	Carga lateral última
$V_{U, \text{ RDF}}$	Carga lateral última requerida de acuerdo con el diseño sísmico de la vivienda
$V_{UX}$	Fuerza cortante última actuante en la dirección X
$V_{UY}$	Fuerza cortante última actuante en la dirección Y
$V_y$	Resistencia a la fluencia del refuerzo vertical localizado en el extremo de tensión
$w$	Anchura de la grieta
$w_{\text{max}}$	Anchura máxima de las grietas a la resistencia
$w_u$	Anchura máxima de las grietas a la resistencia última
$\alpha$	Factor empleado para calcular la contribución del concreto a la resistencia por cortante
$\alpha$	Factor que depende de la distribución de la corrosión en la ecuación 2.13
$\alpha_c$	Factor establecido en el ACI para calcular la contribución del concreto a la resistencia por cortante
$\alpha_d$	Factor empleado para calcular la rigidez de la rama de descarga
$\varphi$	Curvatura de la sección
$\theta$	Angulo del puntal de compresión
$\pi$	Constante matemática = 3.1416
$\delta$	Desplazamiento
$\Delta$	Desplazamiento horizontal registrado en la parte superior del muro de concreto
$\mu$	Ductilidad del muro de concreto
$\phi$	Factor de reducción de resistencia
$\phi_0$	Diámetro de la barra de refuerzo
$\delta_{\text{agr}}$	Desplazamiento al agrietamiento inclinado
$\Delta A_s$	Pérdida de área de acero por corrosión
$\Delta A_{s0}$	Área de acero pérdida debido al agrietamiento inicial
$\delta_{\text{espectro}}$	Desplazamiento calculado con el espectro de desplazamientos
$\delta_{\text{estático}}$	Desplazamiento obtenido estáticamente con la ecuación 2.7
$\delta_f$	Desplazamiento causado por deformaciones de flexión

$\delta_{\text{FEMA 356}}$	Desplazamiento calculado con la recomendación del FEMA 356
$\delta_{\text{max}}$	Desplazamiento a la resistencia
$\delta_{\text{MEF}}$	Desplazamiento obtenido con análisis de elemento finito
$\varepsilon_r$	Deformación asociada a los esfuerzos principales de tensión
$\delta_s$	Desplazamiento causado por deformaciones de cortante
$\delta_{\text{slip}}$	Desplazamiento causado por deformaciones de deslizamiento
$\delta_u$	Desplazamiento asociado al punto último
$\delta_{\text{phor}}$	Desplazamiento causado por la cuantía de refuerzo horizontal
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\zeta$	Constante empleada para calcular la resistencia por cortante del puntal de compresión $f_c'$
$\beta$	Parámetro de degradación de la resistencia
$\varepsilon$	Deformación registrada a la carga lateral
$\varepsilon_{rs}$	Deformación residual (registrada a carga lateral nula)
$\varepsilon_y$	Deformación a la fluencia
$\gamma$	Parámetro de forma de la rama de descarga en el modelo histerético
$\eta$	Factor de eficiencia del refuerzo horizontal
$\eta_h$	Factor de eficiencia del refuerzo horizontal
$\eta_v$	Factor de eficiencia del refuerzo vertical
$\rho_h$	Cuantía de refuerzo horizontal
$\rho_v$	Cuantía de refuerzo vertical
$\sigma$	Esfuerzo axial promedio

## NOMENCLATURA DE APÉNDICES (A)

$A_b$	Área de la barra (A)
$A_{cv}$	Área gruesa de la sección horizontal del muro (A)
$A_{nh}$	Área del anclaje mecánico (A)
$a_s$	Profundidad del puntal de compresión (A)
$A_{sf}$	Área de acero localizada en la zona de tensión (A)
$A_{str}$	Área del puntal de compresión (A)
$A_{th}$	Acero horizontal en el alma del muro (A)
$A_{tv}$	Acero vertical en el alma del muro (A)
$A_v$	Área de un estribo inclinado (A)
$A_{vf}$	Área del refuerzo de cortante por fricción (A)
$A_{vf}$	Suma del área de acero vertical localizado en los bordes y en el alma del muro (A)
$a_w$	Profundidad de la zona de compresión en la base del muro (A)
$b$	Ancho del elemento de concreto (A)
$b$	Mayor dimensión de la vivienda en el sentido en que actúa la fuerza cortante última (A)
$b_s$	Ancho del puntal de compresión (A)
$C$	Constante que depende de la esbeltez de los muros (A)
$c$	Mínimo recubrimiento medido al centro de la barra (A)
$c$	Profundidad del eje neutro (A)
$C_1$	Constante que depende de la relación de modular (A)
$C_2$	Constante que depende de resultados experimentales (A)
$c_2$	Mínimo recubrimiento en dirección perpendicular a $c$ (A)
$C_c$	Fuerza de compresión actuando en el puntal de concreto (A)
$\zeta$	Coefficiente de ablandamiento del puntal de compresión (A)
$\Psi$	Coefficiente para calcular el esfuerzo de tensión en anclajes mecánicos (A)
$\beta$	Constante para calcular la resistencia a compresión del concreto (A)
$C_u$	Fuerza resultante de compresión (A)
$d_b$	Diámetro de la barra (A)
$e_c$	Excentricidad entre el centro de masa y el centro de torsión (A)
$E_c/E_s$	Relación modular (A)
$E_s$	Módulos de elasticidad del concreto acero (A)
$e_y$	Excentricidad de diseño entre el centro de masa y el centro de rigidez de la vivienda en la dirección Y (A)
$f$	Función obtenida del análisis estadístico de datos experimentales (A)
$v$	Factor de efectividad de la resistencia a compresión del concreto (A)
$F_h$	Resistencia del puntal generado por la cuantía de refuerzo horizontal (A)
$f_{pt}$	Esfuerzo principal de tensión (A)
$f_r$	Módulo de ruptura del concreto (A)
$f_s$	Capacidad del anclaje para desarrollar esfuerzos de tensión en la barra (A)
$f_{sx}$	Esfuerzo en las barras orientadas en la dirección X (A)
$f_{sy}$	Esfuerzo en las barras orientadas en la dirección Y (A)
$f_t$	Resistencia a la tensión obtenida mediante la prueba brasileña (A)
$f_{t(max)}$	Esfuerzo principal de tensión que ocasiona la primera grieta inclinada (A)
$f_{tf}$	Esfuerzo de tensión debido a la flexión (A)
$f_{tf}$	Esfuerzos de tensión por flexión (A)
$f_u$	Esfuerzo último de las barras de refuerzo (A)
$F_v$	Resistencia del puntal generado por la cuantía de refuerzo vertical (A)
$f_{yh}$	Esfuerzo de fluencia del acero horizontal (A)
$F_{yh}$	Resistencia de la cuantía de refuerzo horizontal (A)
$f_{yv}$	Esfuerzo de fluencia del acero vertical (A)

$F_{yv}$	Resistencia de la cuantía de refuerzo vertical (A)
$g$	Función obtenida del análisis estadístico de datos experimentales (A)
$K_1$	Constante a calibrar con resultados experimentales (A)
$kd$	Profundidad del eje neutro (A)
$K_h$	Coefficiente correspondiente al tensor de la cuantía de refuerzo horizontal (A)
$K_H$	Coefficiente del balanceo de fuerzas (A)
$k_{ix}$	Rigidez del muro $i$ en la dirección $x$ (A)
$K_v$	Coefficiente correspondiente al tensor de la cuantía de refuerzo vertical (A)
$K_V$	Coefficiente del balanceo de fuerzas (A)
$M$	Momento flexionante actuante (A)
$M_{cr}$	Momento asociado al agrietamiento por flexión (A)
$M_n$	Momento nominal de la sección crítica calculado considerando como criterio de falla por flexión una deformación máxima del concreto de 0.003 (A)
$M_n$	Momento resistente de la sección de concreto (A)
$M_{sd}$	Momento de diseño actuante en el muro (A)
$n$	Número de separaciones $s$ (A)
$n$	Esfuerzo axial (A)
$n$	Esfuerzo de compresión medio en la zona de falla (A)
$N_{sd}$	Carga axial promedio actuante en el muro de concreto (A)
$N_u$	Fuerza de compresión normal al plano crítico (A)
$Q$	Constante para calcular la distribución de esfuerzos por cortante (A)
$s$	Separación entre estribos (A)
$s_1$	Distancia en la cuerda inferior del triángulo de equilibrio de fuerzas (A)
$T_b$	Fuerza de tensión actuando en el refuerzo longitudinal (A)
$T_s$	Fuerza de tensión que actúa en el estribo (A)
$V_{dd}$	Fuerza cortante que resiste la sección por la acción de dovela del refuerzo vertical (A)
$V_{fd}$	Fuerza cortante que resiste la sección horizontal por la fricción del concreto (A)
$V_i$	Fuerza cortante directa (A)
$V_{id}$	Fuerza cortante que resiste el refuerzo inclinado del muro en caso de existir (A)
$V_{ix}$	Fuerza cortante por torsión (A)
$V_m$	Cortante calculado en la dirección de análisis incluyendo los efectos de torsión (A)
$V_n$	Cortante resistente nominal de la sección de concreto (A)
$V_o$	Cortante por torsión en la dirección perpendicular al análisis (A)
$V_o$	Resistencia básica a cortante de un muro de concreto (A)
$V_{R, CD}$	Fuerza cortante resistente de un muro de concreto para la falla por compresión diagonal (A)
$V_{R, D}$	Fuerza cortante resistente de un muro de concreto para la falla por deslizamiento (A)
$V_{R, TD}$	Fuerza cortante resistente de un muro de concreto para la falla por tensión diagonal (A)
$V_{R-0.0012}$	Fuerza cortante resistente considerando a los muros reforzados con la cuantía mínima por Temperatura (A)
$V_{R-0025}$	Fuerza cortante resistente considerando a los muros reforzados con la cuantía mínima que se establece en el reglamento RDF para muros sujetos a fuerzas laterales en su plano (A)
$V_x$	Cortante de entrepiso en la dirección $x$ (A)
$V_{xy}$	Cortante actuante en cada muro (A)
$w_t$	Peso total de la vivienda (A)
$x_{it}$	Distancia del eje del muro $i$ con respecto al centro de masa en las direcciones $x$ (A)
$y_{it}$	Distancia del eje del muro $i$ con respecto al centro de masa en las direcciones $y$ (A)
$z$	Brazo de palanca efectivo de las fuerzas internas (A)
$z$	Brazo de palanca efectivo (A)
$\alpha$	Ángulo del estribo vertical (A)
$\alpha$	Factor de eficiencia del refuerzo horizontal (A)
$\beta$	Ángulo del puntal de compresión (A)

$\varepsilon_h$	Valor correspondiente al endurecimiento por deformación (A)
$\varepsilon_y$	Deformación asociada a la fluencia las barras (A)
$\mu_\phi$	Ductilidad de la curvatura (A)
$\rho_{flex}$	Cuantía total de refuerzo vertical (A)
$\rho_{flex}$	Cuantía de refuerzo total por flexión de un muro de concreto calculada con la suma del área de acero del refuerzo vertical del muro mas el área de acero del refuerzo vertical de los bordes entre el área del muro (A)
$\rho_{h\text{ mínima}}$	Porcentaje de refuerzo horizontal mínimo (A)
$\rho_{hor}$	Cuantía de refuerzo horizontal (A)
$\rho_{ver}$	Cuantía de refuerzo vertical (A)
$\rho_w$	Porcentaje de refuerzo longitudinal en la cara de tensión (A)
$\tau_{max}$	Esfuerzo cortante máximo en la zona de falla (A)
$v$	Esfuerzo debido a la fuerza cortante (A)
$v_c$	Esfuerzo cortante en el concreto (A)
$v_{máx}$	Esfuerzo cortante máximo (A)
$\xi$	Profundidad del eje neutro (c) normalizada con la longitud del muro ( $\xi = c / L$ ) (A)
$\theta$	Ángulo de inclinación de la geometría del muro (A)
$\theta$	Ángulo de inclinación del refuerzo diagonal (A)
$\zeta$	Ángulo del puntal a compresión con respecto al eje del miembro (A)
$\mu$	Coefficiente de fricción para concreto colado contra concreto endurecido (A)
$\beta$	Constante que es función de la cuantía de refuerzo horizontal, el ángulo del puntal a compresión, y la resistencia a compresión del concreto (A)
$\Sigma A_{sj}$	Suma de las áreas del refuerzo vertical ubicado en el alma del muro (A)
$\theta$	Ángulo de inclinación de la grieta (A)
$\theta$	Ángulo formado por la diagonal y la horizontal del muro (A)
$\Sigma A_{si}$	Suma del las áreas del refuerzo diagonal en ambas direcciones (A)
$\mu_f$	Coefficiente de fricción del concreto (A)

## REFERENCIAS

- Álvarez J. J., (2001)**, “Estudio Analítico sobre el Comportamiento no Lineal de Muros de Mampostería Confinada con y sin Aberturas”, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Alexander C. M., Heidebrecht A. C. y Tso W. K., (1973)**, “Cyclic Load test on Shear Wall Panels”, Proceedings of the fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Vol. 1, paper 135, pp. 1116-1119, June.
- Ali A. y Wight J. K., (1991)**, “RC Structural Walls with Staggered Door Openings”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 5, pp 1514-1531.
- Aktan A. E., y Bertero V. V., (1981)**, “The Seismic Resistant Design of R/C Coupled Structural Walls”, Report No. UCB/EERC 81/07 University of California, Berkeley, Calif., June 1981.
- Alcocer S. M. y Pineda J. A., (2004)**, “Comportamiento ante Cargas Laterales de Muros de Mampostería Confinados Reforzados con Malla Electrosoldada”, Informe Técnico, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CEDNAPRED, Julio, 2004, 139 pp.
- American Concrete Institute., (2008)**, “Building Code Requirements for Structural Concrete”, ACI 318-08.
- Architectural Institute of Japan., (1999)**, “AIJ Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings”.
- Arias J. G., (2005)**, “Ensayo en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles”, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Tesis de Maestría, México D.F., Marzo.
- Archundia, H. I., Tena A., Grande A., y González O. M., (2007)**, “Comportamiento Cíclico de Trabes Acarteladas de Concreto Reforzado sin Refuerzo Transversal que Fallan por Cortante”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 76, enero-junio, pp 89-112.
- Barragán R. T., (2005)**, “Ensayo de una vivienda a escala de dos niveles de mampostería confinada”, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Tesis de Maestría, México D.F., Abril.
- Bazán E. y Meli R., (1998)**, “Diseño Sísmico de Edificios”, Limusa, Noriega Editores, México D.F. 317 pp.
- Benjamin J. R., y Williams H. A., (1957)**, “The Behavior of One-Story Reinforced Concrete Shear Walls”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 83, No. ST 3, pp 1254-1 1254-49, May.
- Bentz D. P., y Stutzman P. E.,(2006)**, “Curing, Hydration, and Microstructure of Cement Paste”, ACI, Materials Journal, Vol 103, No. 5, pp 348-356, September-October.
- Bonelli P., Tobar R. y Leiva G. (1999)**, “Experimental Study on Failure of Reinforced Concrete Building”, ACI, Journal, Vol 96, No. 1, pp 3-8, January-February.
- Bonelli P. y Tobar R. (1992)**, “Armadura Mínima de Borde en Muros de Hormigón Armado”, XII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural.



**Cardenas A. E., Hanson J. M., Corley W. G. y Hognestad E., (1973a)**, “Design Provisions for Shear Walls”, ACI Journal, Vol. 70, No. 3, pp 221-230, March.

**Carrillo W. J., (2007)**, “Resistencia sísmica de muros de concreto”, Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

**Cárdenas A. E. y Magura D. D., (1973)**, “Strength of High-Rise Walls – Rectangular Cross Section”, Response of Multistory Concrete Structures to lateral Forces, ACI SP 36-7, pp 119-150.

**Cárdenas A. E., Russell H. G., y Corley W. G., (1980)**, “Strength of low-Rise structural Walls”, Reinforced Concrete Structures to Wind and Earthquake Forces, ACI SP 63-10 pp. 221-241.

**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, No. 11, pp 3255-3275, November.

**Cheng Y. F., Lou K. Y. y Yang J. S., (1994)**, “Analytical and Experimental Studies With Low-Rise Shear Walls”, 5th. National Conference on Earthquake Engineering pp.15-24.

**CEMEX., (2006)**, Comunicación personal.

**CEMEX., (2007)**, Comunicación personal.

**CEMEX., (2008)**, Página electrónica, [www.cemex.com](http://www.cemex.com), Resumen de informes anuales.

**Comisión Federal de Electricidad, (CFE, 1993)**, “Manual de Diseño de Obras Civiles”, Diseño por Sismo, México, D.F.

**Corley W. G., Fiorato A. E. y Oesterle R. G., (1981)**, “Structural Walls”, Journal of American Concrete Institute SP 72-4 pp 77-131.

**Comisión Nacional de Fomento a la Vivienda, (CONAFOVI, 2008)**, Página electrónica, [www.conafovi.org.mx](http://www.conafovi.org.mx).

**Elnashai A. S., Pilakoutas K. y Ambraseys N. N., (1990)**, “Experimental Behavior of Reinforced Concrete Walls Under Earthquake Loading”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, pp 389-407.

**EUROCODE No 2., (1989)**, “Design of Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings (EN 1989-1-1)”. Eurocódigo 2, Comité Europeo de Normalización, CEN.

**EUROCODE No 8., (1988)**, “Design of Structures in Seismic Regions Part 1 General rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1988-1)”. Eurocódigo 8, Comité Europeo de Normalización, CEN.

**Federal Emergency Management Association, FEMA 356., (2000)**, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, November.

**Federación Internacional de Cemento (Ficem, 2007)**, Página electrónica, [www.ficem.org](http://www.ficem.org).

**García-Conde Asociados., (2007)**, Analista y diseñador del grupo SADASI, Comunicación personal.

**Ghobarah A. y Youssef M., (1999)**, “Modeling of Reinforced Concrete Structural Wall”, Engineering Structures, 21, pp 912-923, Elsevier Science Ltd.

**Goel R. K. y Chopra A. K., (1998)**, “Period Formulas for Concrete Shear Wall Buildings”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 4, pp 426-433, April.

**Greifenhagen C. y Lestuzzi P., (2005)**, “Static Cyclic Test on Lightly Reinforced Concrete Shear Walls”, Engineering Structures, 27, pp 1703-1712, Elsevier Science Ltd.

**Gupta A. y Rangan B. V., (1998)**, “High-Strength Concrete (HSC) Structural Walls”, ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 2, pp 194-204, March-April.

**Hernández O. y Zermeño M. E., (1980)**, “Strength and Behavior of structural Walls with Shear Failure”, Seven World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, Vol. 4, pp. 121-124.

**Hernández O., (1980)**, “Diseño de Muros de Concreto con Falla por Cortante”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 433, Diciembre.

**Hidalgo P., Ledezma C. A. y Jordan R. M., (2002)**, “Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls”, Earthquake Spectra, Vol. 18, No. 2, pp 287-308, May.

**Hidalgo P., y Jordan R. M., (1996)**, “Strength and Energy Dissipation Characteristics of Reinforced Concrete Walls Under Shear Failure”, Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco Mex., Paper No. 816.

**Hidalgo P., Jordan R. M., y Martínez M. P., (2000)**, “Development and Use of an Analytical Model to Predict the Inelastic Seismic Behavior of Shear Wall, Reinforced Concrete Buildings”, 12th. World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 472.

**Hidalgo P., Jordan R. M., y Ledezma C. A., (1998)**, “Experimental Study of Reinforced Concrete Walls under Shear Failure”, Proceedings of the Sixth National U.S. Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington, paper 297.

**Hidalgo P. A., Jordan R. M. y Martinez M. P., (2002)**, “An Analytical Model to Predict the Inelastic Seismic Behavior of Shear-Wall, Reinforced Concrete Structures”, Engineering Structures, 24, pp 85-98, Elsevier Science Ltd.

**Hung C. C. y Sheu M. S., (1994)**, “Experimental and Theoretical Studies of R.C. Shearwalls Under Varying Axial and Lateral Loads”, 5th. National Conference on Earthquake Engineering pp.15-24.

**Hsu T. T. y Mo Y. L., (1985)**, “Softening of Concrete in Low Rise Shearwalls”, ACI Journal, Vol. 82, pp 883-889, November-December.

**Hwang S.-J. y Lee H.-J., (2002)**, “Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened strut-and-tie model”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 12, pp. 1519-1526, December.

**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, No. 1, pp. 43-50, January.

**Iliya R. y Bertero V. V., (1980)**, “Effects of Amount and Arrangement of Wall-Panel Reinforcement on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Walls”, Report No. UCB/EERC 80/04 University of California, Berkeley, Calif., February 1980.

**Instituto de los Mexicanos en el Exterior., (IME, 2007)**, Página electrónica, [www.ime.gob.mx](http://www.ime.gob.mx).

**Kabeyasawa T. y Chen S., (2000)**, “Modeling of Reinforced Concrete Shear Wall for Nonlinear Analysis”, 12th. World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 1596.

**Kimura H. y Sugano S., (1996)**, “Seismic Behavior of High Strength Concrete Slender Wall Under High Axial Load”, Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco Mex., paper No. 653.

**Kunnath S. K., Reinhorn A. M. y Park J. Y., (1990)**, “Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 4, pp 996-1017, April.

**Klingner R. E., (1988)**, Notas de curso, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Austin Texas.

**Lefas I. D., Kotsovos M. D. y Ambraseys N. N., (1990)**, “Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Deformation Characteristics, and Failure Mechanism”, ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 1, pp 23-31, January-February.

**Leiva G. H. y Montañó E. J. C., (2001)**, “Resistencia al Corte de Muros de Hormigón armado”, Revista de Ingeniería sísmica, No. 64, pp. 1-18.

**Lin C. Y. y Kuo C. L., (1988)**, “Behavior of Shear Walls with Opening”, Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. IV, pp.535-540.

**Linde P. y Bachmann H., (1994)**, “Dynamic Modelling and Design of Earthquake-Resistant Walls”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, pp 1331-1350.

**Lopes M. S., (2001)**, “Experimental Shear-Dominated Response of RC Walls Part I: Objectives, Methodology and Results”, Engineering Structures, 22, pp 311-322, Elsevier Science Ltd.

**Lopes M. S., (2001)**, “Experimental Shear-Dominated Response of RC Walls Part II: Discussion of Results and Design Implications”, Engineering Structures, 23, pp 564-574, Elsevier Science Ltd.

**Lutman M., Tomazevic M. y Petkovic L., (1998)**, “The Influence of Distribution and Confinement of Vertical Reinforcement on Seismic Behavior of R.C. Shear Walls”, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam.

**Mehta K. y Monteiro P., (1998)**, “Concreto”, 1a. edición, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A. C., México, D.F.

**Mickleborough N. C., Ning F. y Chan Ch-M., (1999)**, “Prediction of Stiffness of Reinforced Concrete Shearwalls under Service loads”, ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 6, pp 1018-1026, November-December.

**MacGregor J. G., (1997)**, “Reinforced Concrete Mechanics and Design”, Third Edition, Prentice Hall, 939 pp.

**Mirza S. A., Hatzinikolas M., y MacGregor J. G., (1979),** "Statistical Descriptions of the Shear Strength Concrete", Proceedings ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 105 No. ST6, June, pp. 1021-1037.

**Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad., (1993).**

**Norma Francesa,** "NF P 18-504. Concreto – Puesto en obra de concreto estructural". Ref. 012.33 de Obras de Concreto del Tomo 1 de la Biblioteca Técnica Virtual, Junio, Francia.

**NTC-C (2004),** Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta oficial del Distrito Federal, octubre, 2004.

**NTC-M (2004),** Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta oficial del Distrito Federal, octubre, 2004.

**Newmark N. M. y Hall W. Y., (1982),** "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Research Institute, 103 pp.

**Oesterle R. G., Aristizabal-Ochoa J. D., Shiu K. N. y Corley, W. G., (1984),** "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls", ACI Journal, Vol. 81, No. 22, pp 231-241, May-June.

**Oh Y. H., Han S. W. y Lee L. H., (2002),** "Effect of Boundary Element Details on the Seismic Deformation Capacity of Structural Walls", Engineering Structures, 31, pp 1583-1602, Elsevier Science Ltd.

**Palermo D. y Vecchio F. J., (2002),** "Behavior of Three-Dimensional Reinforced Concrete Shear Walls", ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 1, pp 81-89, January-February.

**Park R. y Paulay T., (1988),** "Estructuras de Concreto Reforzado", Limusa, Noriega Editores, México, Primera edición 1978, 796 pp.

**Paulay T. y Priestley M. J. N., (1992),** "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, Inc.

**Paulay T., Priestley M. J. N. y Syngé A. J., (1982),** "Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls", ACI Journal, Vol. 79, No. 4, pp 257-269, July-August.

**Paulay T. y Priestley M. J. N., (1993),** "Stability of Ductile Structural Walls", ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 4, pp 385-392, July-August.

**Pérez A., (2007),** Director del despacho de análisis y diseño del grupo GEO, Comunicación personal.

**Pilakoutas K. y Lopes M. S., (1995),** "Shear Resistance Determination of RC Members", 5th. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 201-210.

**Priestley M. J. N., (2000),** "Performance Based Seismic Design", Proceeding of the 12th. World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, NZ, paper 2831.

**Priestley M. J. N., Verma R., y Xiao Y., (1994),** "Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, 120(8), pp 2310-2329.

**Raphael J. M., (1985)**, “Tensile Strength of Concrete”, ACI Journal, Vol. 81, No. 17, pp 158-165, March-April.

**ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion., (1998)**, “Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, pp 1375-1417, December.

**ACI-ASCE Committee 426., (1977)**, “Suggested Revisions to Shear provisions for Building Codes”, ACI Journal, Vol. 75, No. 9, pp 458-469, September.

**Report of ACI-ASCE Shear and Diagonal Tension., (1962)**, “General Principles”, ACI Journal, Vol. 59, No. 1, pp 1-30, January.

**Report of ACI-ASCE Shear and Diagonal Tension., (1962)**, “Beams and Frames”, ACI Journal, Vol. 59, No. 8, pp 277-333, February.

**Report of ACI-ASCE Shear and Diagonal Tension., (1962)**, “Slabs and Footings”, ACI Journal, Vol. 59, No. 9, pp 353-395, February.

**Rothe D. y Konig G., (1988)**, “Behavior and Modelling of Reinforced Concrete Structural Walls Elements”, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-kyoto, Japan, Vol. VI, pp. 47-52.

**Riva P. y Franchi A., (2001)**, “Behavior of Reinforced Concrete Walls with Welded Wire Mesh Subjected to Cyclic Loading”, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 3, pp 324-334, May-June.

**State-of-the-art Analytical Methods, Sap2000, ver. 9, (2004)**, “Computer and Structures Inc, Berkeley, Calif, USA.

**Salonikios T., Tegos I., Kappos A. y Penelis G., (1996)**, “Squat R/C Walls Under Inelastic Shear Reversals”, Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco México.

**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 No. 1, pp 132-141, January-February.

**Salonikios T. N., Kappos A. J., Tegos I. A., y Penelis G. G., (1999)**, “Cyclic Load Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Design Basis and Test Results”, ACI Structural Journal Vol. 96 No. 4, pp 649-660, July-August.

**Salonikios T. N., (2002)**, “Shear Strength and Deformation Patterns of R/C Walls with Aspect Ratio 1.0 and 1.5 Designed to Eurocode 8 (EC8)”, Engineering Structures, 24, pp 39-49, Elsevier Science Ltd.

**Secretaria de Comercio y Fomento Industrial., (SECOFI, 1985)**, “Industria de la Construcción – Concreto – Elaboración y Curado en Laboratorio de Espesimenes”, Norma mexicana NMX-C-159-1985.

**Secretaria de Comercio y Fomento Industrial., (SECOFI, 1997a)**, “Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la Resistencia a Compresión de Cilindros de Concreto”, Norma mexicana NMX-C-083-1997-ONNCCE.

**Secretaria de Comercio y Fomento Industrial., (SECOFI, 1997b)**, “Industria de la Construcción – Concreto sometido a Compresión– Determinación del Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson”, Norma mexicana NMX-C-128-1997-ONNCCE.

**Sezen H. y Moehle J. P., (2004)**, “Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 11, pp 1692-1703, November.

**Shiga T., Shibata A. y Takahashi J., (1973)**, “Experimental Study on Dynamic Properties of Reinforced Concrete Shear Walls”, Proceedings of the fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Vol. 1, paper 142, pp. 1157-1166, June.

**Siao W. B., (1994)**, “Shear Strength of Short Reinforced Concrete Walls, Corbels and Deep Beams”, ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 2, pp 123-132, March-April.

**Simeonov B., (1982)**, “Experimental Investigation of Strength and Deformation of Reinforced Concrete Structural Walls”, Seven European Conference on Earthquake Engineering, Athens, Greece, Vol. 4, pp. 153-161.

**Sittipunt C. y Wood S. L., (2000)**, “Development of Reinforcement Details to Improve the Cyclic response of Slender Structural Walls”, 12th. World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 1770.

**Sittipunt C., Wood S. L., Lukkunaprasit P. y Pattararattanakul P., (2001)**, “Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls with Diagonal Web Reinforcement”, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 4, pp. 554-562, July-August.

**Solís R. G., Moreno E. I. y Castro P., (2005)**, “Durabilidad en la estructura de concreto de vivienda en zona costera”, Artículo de divulgación, Revista Ingeniería 9-1, pp. 13-18.

**Tasnimi A. A., (2000)**, “Strength and Deformation of Mid-Rise Shear Walls Under load Reversal”, Engineering Structures, 22, pp 311-322, Elsevier Science Ltd.

**Taylor C. P, Cote P. A. y Wallace J. W., (1998)**, “Design of Slender Reinforced Concrete Walls with Openings”, ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 4, pp 420-433, July-August.

**Thomsen IV J. H. y Wallace J. W., (1995)**, “T-Shaped Shear Walls: Design Requirements and Preliminary Results of Cyclic Lateral Load Testing”, 5<sup>th</sup>. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 891-900.

**Tomazevic M. y Marjana L., (1996)**, “Seismic Behavior of Masonry Walls: Modeling of Hysteretic Rules”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 9, pp 1048-1054, September.

**Thompson M. K., Jirsa J. O., y Breen J. E., (2006)**, “Behavior and Capacity of Headed Reinforcement”, ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 4, pp 522-530, July-August.

**Tu Y.-S., Hwang S.-J. y Yu H.-W., (2006)**, Paper, “Prediction of Load Deflection Response of Low Rise Shear Walls”, Eighth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 8NCEE, San Francisco, Calif.

**Uribe C. M. y Alcocer S. M., (2001)**, “Comportamiento de Vigas Peraltadas Diseñadas con el Modelo de Puntales y Tensores”, Informe Técnico, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CEDNAPRED, Diciembre, 2001, 247 pp.

**Vallenás J. M., Bertero V. V. y Popov E. P., (1979)**, “Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls”, Report No. UCB/EERC 79-20 University of California, Berkeley, Calif. 1979.

**Vázquez A., (2005)**, “Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora”, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Tesis de Maestría, México D.F., Febrero.

**Velásquez N. I., (2005)**, “Comportamiento de Muros de Concreto Normal Sujeto a Cargas Laterales Cíclicas”, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Tesis de Maestría, México D.F., Noviembre.

**Vidal T., Castel A. y Francois R., (2004)**, “Analyzing Crack Width to Predict Corrosion in Reinforced Concrete”, Cement and Concrete Research, 34, pp. 165-174.

**Wang T. I., Bertero V. V. y Popov E. P., (1975)**, “Hysteretic Behavior of R/C Framed-Walls”, Report No. UCB/EERC 75-23 University of California, Berkeley, Calif., December 1975.

**Wood S. L., (1990)**, “Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls”, ACI Structural Journal Vol. 87 No. 1, pp 99-107, January-February.

**Yañez F. V., Park R., y Paulay T., (1991)**, “Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls With Regular and Irregular Openings”, Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, November.

**Zepeda J.A., Ojeda M. y Alcocer S. M. (1997)**, “Comportamiento ante Cargas Laterales de Muros de Tabique Perforado y Multiperforado de Arcilla”, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., pp 587-596.

**Zhang Y. y Wang Z., (2000)**, “Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to High Axial Loading”, ACI Structural Journal Vol. 97 No. 5, pp 739-750, September-October.

**Zhang L. y Jirsa J. O., (1982)**, “A study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints”, PMFSEL Report No. 82-1, Dept. of Civil Engineering, University of Texas, Austin, Tex.

**Zhang L. X. y Hsu T. C., (1998)**, “Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 1, pp 24-34, January.