



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO A CORTANTE DE MUROS DE CONCRETO PARA VIVIENDA POR MEDIO DE ENSAYOS DINÁMICOS

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

JULIÁN CARRILLO

TUTOR:

DR. SERGIO MANUEL ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO



Diciembre de 2010

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ROBERTO MELI PIRALLA
Secretario: DR. MARIO ORDAZ SCHROEDER
Vocal: DR. SERGIO ALCO CER MARTÍNEZ DE CASTRO
1^{er} suplente: DR. ARTURO TENA COLUNGA
2^{do} suplente: DR. GUSTAVO PARRA MONTESINOS

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE LA TESIS:



DR. SERGIO ALCO CER MARTÍNEZ DE CASTRO

*A Dios,
por darme la sabiduría y la oportunidad
de realizar mis sueños y proyectos.*

*A mis padres
Marcelino y Maria Gloria,
por su formación, apoyo y comprensión.*

*A mi esposa
Ingrid Adriana,
por su amor y compañía incondicional.*

*A mis hermanas
Eliana Marcela y Zuly Viviana
por su afecto y confianza.*

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar este trabajo, quiero expresar mis más sinceros agradecimientos a las personas e instituciones que colaboraron para llevar a cabo esta investigación:

- Al *Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro*, investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM y director de la tesis, por su invaluable asesoría, apoyo y colaboración durante el desarrollo de este trabajo.
- Al *Dr. Roberto Meli Piralla (UNAM)*, *Dr. Gustavo Parra Montesinos (U. Michigan)*, *Dr. Mario Ordaz Schroeder (UNAM)* y *Dr. Arturo Tena Colunga (UAM)*, integrantes del Comité Tutoral de esta investigación, por su valiosa asesoría y dedicación durante las revisiones de este trabajo.
- Al *Dr. José Pincheira*, profesor e investigador de la Universidad de Wisconsin – Madison, por su asesoría en el procesamiento de la información y en el desarrollo de modelos de puntales y tensores.
- Al *Dr. David Muriá Vila* y *M.I. Gerardo Rodríguez*, integrantes de la Coordinación de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por su colaboración durante la realización de las pruebas de vibración ambiental de las viviendas.
- Al *M.I. Leonardo Flores Corona*, investigador del Centro Nacional de Prevención de Desastres, por su gran apoyo, asesoría y colaboración desde el inicio de la investigación.
- Al *Ing. Fernando González Roser*, Gerente del Grupo *Baysa*, por la donación, fabricación y montaje del dispositivo para el ensayo de los modelos.
- Al *Ing. Miguel Ángel García*, *Ing. Eddy Grandry*, *Ing. Roberto Durán* y *Tec. Raymundo Mondragón*, integrantes de los laboratorios de Estructuras y Materiales y de la Mesa Vibradora, por su valiosa participación en el ensayo de los modelos y materiales, y en la instrumentación de los especímenes.
- Al *Dr. Néstor Sepúlveda (Q.E.P.D.)*, *Dr. Ernesto Villarreal*, *Ing. Giovanni González*, *Ing. Rodrigo Salamanca*, *Ing. Diego Correal*, integrantes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Militar Nueva Granada, por su apoyo y confianza durante mi comisión de estudios en la UNAM.
- Al *Maestro Jesús Aguayo*, *Ing. Alejandro Rico* e *Ing. Javier Morales*, quienes participaron en la construcción, instrumentación y montaje de los modelos, así como en la edición de los videos de los ensayos en mesa vibradora.
- Al Grupo CEMEX-México, quienes patrocinaron económicamente esta investigación.
- A las Empresas Peñoles y Hilti, quienes facilitaron lingotes de plomo durante los ensayos de los modelos y donaron anclajes para la adecuación del dispositivo de ensayo en la mesa vibradora, respectivamente.
- A Todas aquellas personas que me brindaron su apoyo durante mis estudios de Doctorado, a mis profesores de Licenciatura y Maestría y, a todos los que colaboraron para el desarrollo de esta investigación, *MIL GRACIAS*.

PUBLICACIONES, PRODUCTOS Y PREMIOS

A continuación se indican las publicaciones y otros productos que se han generado como parte de esta investigación. Los resultados parciales o totales de algunas de estas publicaciones se han incluido en la tesis.

Artículos en revistas arbitradas:

1. Carrillo J. y Alcocer S. (2011a). “*Acceptance limits for performance-based seismic design of RC walls for low-rise housing*”. Journal of Earthquake Spectra, Enviado para revisión.
2. Carrillo J. y Alcocer S. (2011b). “*Backbone model for performance-based seismic design of RC walls for low-rise housing*”. Journal of Earthquake Spectra, Enviado para revisión.
3. Carrillo J. y Alcocer S. (2011c). “*Shear strength of RC walls for seismic design of RC walls for low-rise housing*”. ACI Structural Journal, Enviado para revisión.
4. Carrillo J. y Alcocer S. (2011d). “*Improved external device for a mass-carrying sliding system for shaking table testing*”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Aceptado para publicación.
5. Carrillo J. y Alcocer S. (2010). “*Evaluación experimental del método de puntales y tensores aplicado a muros de concreto de baja altura*”. Revista Ingeniería e Investigación, Vol. 30, No. 1, pp. 11-16.

Artículos en conferencias:

1. Carrillo J. y Alcocer S. (2010). “*Recomendaciones para diseño sísmico de muros de concreto para vivienda*”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato, México. 4 al 5 de Noviembre. Tema II, Art. 1.
2. Carrillo J. y Alcocer S. (2010). “*Efectos del protocolo de ensaye sobre la respuesta de muros de concreto con relación de aspecto igual a uno*”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato, México. 4 al 5 de Noviembre. Tema VI, Art. 1.
3. Ávila O., Carrillo J. y Alcocer S. (2010). “*Ensayes dinámicos de muros de concreto rehabilitados utilizando concreto reforzado con fibras*”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato, México. 4 al 5 de Noviembre. Tema VI, Art. 2.
4. Rico A.; Carrillo J. y Alcocer S. (2010). “*Estudio experimental de las propiedades a tensión de la malla de alambre soldado disponible en la zona metropolitana de la ciudad de México*”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato, México. 4 al 5 de Noviembre. Tema VI, Art. 3.
5. Carrillo J. y Alcocer S. (2010). “*Shaking table test of low-rise RC walls with openings*”. 9th USA National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Canada. 25 al 29 de Julio. Currant Associates, Inc. ISBN: 978-1-617-38844-6. Paper 72.
6. Carrillo, J. (2010). “*Comportamiento sísmico de muros de concreto para vivienda*”. Semana Académica de Ingeniería Civil 2010. Instituto Tecnológico de Chilpancingo. Chilpancingo, Guerrero, México. Abril 26 al 30.
7. Carrillo, J. (2010). “*Experimental studies on RC walls and design implications*”. Section: Concrete Structural Wall Systems. 6th International Workshop on Structural Concrete in The Americas – American Concrete Institute (ACI). Chicago, Illinois. 19 al 20 de Marzo. Sección 8, Paper 001.
8. Carrillo, J. (2010). “*Backbone model for performance based seismic design of RC walls for low-rise housing*”. 62nd Annual Meeting – Earthquake Engineering Research Institute (EERI). San Francisco, California, EUA.

9. Carrillo, J. y Alcocer, S. (2010). “*Analytical model to predict the inelastic seismic behavior of RC walls for housing*”. 62nd Annual Meeting – Earthquake Engineering Research Institute (EERI). San Francisco, California, EUA.
10. Carrillo J., Alcocer S. y Uribe R. (2009). “*Predicción del desempeño a cortante de muros de concreto para vivienda*”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México. Tema V, Art. 3.
11. Carrillo J., Alcocer S. y Uribe R. (2009). “*Comportamiento dinámico y cuasi-estático de sistemas estructurales de muros de concreto con aberturas*”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México. Tema VIII, Art. 1.
12. Alcocer S. y Carrillo J. (2009). “*Tendencias futuras de la vivienda*”. Concreto Latinoamérica 2009, Sexta Edición, Distrito Federal, México. Tema: Construcción, Foro Internacional: Códigos de edificación para un Desarrollo Habitacional Sustentable.
13. Carrillo J. y Alcocer S. (2008). “*Ensayes dinámicos de muros de concreto con relación de aspecto igual a uno*”. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México. Tema VI, Art. 9.
14. Carrillo J. y Alcocer S. (2008). “*Shaking table test of low-rise concrete walls for housing*”. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China. Seismological Press of China. Paper 12-01-0011
15. Flores L., Alcocer S., Carrillo J., Sánchez A., Uribe R. y Ponce A. (2007). “*Ensaye de muros de concreto con diferente relación de aspecto y bajas cuantías de refuerzo, para uso en vivienda*”. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, México. Tema XI, Art. 2.

Reportes técnicos:

1. Carrillo J. y Alcocer S. (2009). “*Diseño sísmico de viviendas construidas con muros de concreto*”. Informe Técnico, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, México, 142 pp.
2. Rico A., Carrillo J. y Alcocer S. (2011). “*Caracterización de las propiedades mecánicas de la malla de alambre soldado comercializada en la zona metropolitana del valle de México*”. Serie Investigación y Desarrollo. Editorial: Instituto de Ingeniería, UNAM, 65 pp.

Registro de patente:

1. Carrillo J. y Alcocer S. (2009). “*Dispositivo de aplicación de masa externa para ensayos en mesa vibradora*”. Solicitud de patente en trámite en México: MX/a/2009/0100079, Septiembre.

Programas de computadora:

1. Flores L. y Carrillo J. (2009). “*Programa para computadora AD, V3.5*”, Análisis de datos en ensayos cuasi-estáticos y dinámicos. Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED e Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
2. Carrillo J. (2009). “*Programa para calcular espectros de respuesta dinámica, VI.0*”. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
3. Carrillo J. (2009). “*Programa para calcular espectros de amplitud de Fourier y Funciones de Transferencia, VI.0*”. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.

Producción videográfica:

1. Carrillo J. y Alcocer S. (2009). “*Videos de ensayos en mesa vibradora - Muros de concreto para vivienda*”. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
2. Omar A., Carrillo J. y Alcocer S. (2010). “*Videos de ensayos en mesa vibradora - Muros de concreto para vivienda rehabilitados utilizando concreto con fibras*”. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.

Premios:

1. Carrillo J. (2010). *Premio ECiencia 2010 – Artículo Científico – Escuela Colombiana de Ingeniería*. Descripción: premio otorgado al mejor artículo científico inédito relacionado con la ingeniería y elaborado por un joven investigador. Nombre del artículo: “Diseño sísmico por desempeño de viviendas de interés social construidas con muros de concreto”. Bogotá, Colombia. Octubre.
2. Carrillo J. (2010). *2009 Graduate Student Paper Award – Earthquake Engineering Research Institute, EERI*. Descripción: premio otorgado al mejor artículo de estudiantes de doctorado, por hacer una contribución original en una disciplina directamente relacionada con la ingeniería estructural y sísmica. Nombre del artículo: “Backbone model for performance-based seismic design of low-rise housing”. San Francisco, California, EUA. Febrero.

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO.....	i
RESUMEN.....	vii
ABSTRACT.....	viii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Justificación.....	2
1.3 Objetivos.....	3
1.4 Organización de la tesis.....	4
2. REVISIÓN DE LA LITERATURA.....	7
2.1 Introducción.....	7
2.2 Muros estructurales.....	7
2.2.1 Tipos.....	7
2.2.2 Modos de falla.....	7
2.2.3 Estados límite.....	8
2.2.4 Predicción de la resistencia al cortante.....	8
2.3 Metodologías en reglamentos de diseño.....	8
2.3.1 Normas NTC-C.....	9
2.3.2 Reglamento ACI-318.....	12
2.3.3 Reglamento europeo.....	15
2.3.4 Informe ASCE-43.....	18
2.4 Modelos derivados de investigaciones.....	19
2.4.1 Barda <i>et al.</i>	19
2.4.2 Hernández y Zermeño.....	21
2.4.3 Mau y Hsu.....	22
2.4.4 Wood.....	24
2.4.5 Leiva y Montaña.....	25
2.4.6 Flores <i>et al.</i>	27
2.4.7 Gulec y Whittaker.....	28
2.5 Modelos basados en la analogía de puntales y tensores.....	30
2.5.1 Hwang <i>et al.</i>	30
2.5.2 Metodología de ACI-318.....	32
2.6 Modelos carga–desplazamiento.....	34
2.6.1 Banjamin y Williams.....	35
2.6.2 Hidalgo y Jordán.....	37
2.6.3 Habasaki <i>et al.</i>	38
2.6.4 FEMA-356 y ASCE-41.....	40
2.6.5 Gérin y Adebar.....	41
2.6.6 Tu <i>et al.</i>	43
2.6.7 Wallace.....	46
2.6.8 Sánchez.....	47
2.7 Resumen y discusión de resultados.....	50
2.7.1 Rigidez.....	51
2.7.2 Relación de aspecto.....	51
2.7.3 Sección transversal y elementos de borde.....	51
2.7.4 Acero de refuerzo en el alma.....	52
2.7.5 Capacidad de desplazamiento.....	54
2.7.6 Tipo de ensayo y/o historia de carga.....	55
2.7.7 Predicción de la capacidad de resistencia y desplazamiento.....	55
2.7.8 Degradación de la capacidad y estrategias de implantación.....	57

3. DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL PROTOTIPO.....	59
3.1 Introducción.....	59
3.2 Descripción del prototipo.....	59
3.3 Técnicas paramétricas: modelación numérica.....	59
3.3.1 Metodologías utilizadas.....	60
3.3.2 Viviendas de dos niveles.....	62
3.3.3 Viviendas de un nivel.....	65
3.4 Técnica no paramétrica: pruebas de vibración ambiental.....	68
3.4.1 Equipo utilizado.....	68
3.4.2 Interpretación de resultados.....	68
3.4.3 Descripción general de las pruebas.....	69
3.4.4 Procesamiento de la información.....	70
3.5 Resultados y discusión.....	70
3.5.1 Viviendas de un nivel.....	70
3.5.2 Viviendas de dos niveles.....	71
3.6 Resumen y discusión de resultados.....	72
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	75
4.1 Introducción.....	75
4.2 Antecedentes.....	75
4.3 Correlación entre el prototipo y el modelo.....	77
4.3.1 Prototipo de muro aislado.....	77
4.3.2 Analogía de ensayo.....	78
4.4 Requerimientos de similitud para modelos dinámicos.....	78
4.4.1 Teoría básica de modelación.....	78
4.4.2 Tipos de similitud en condiciones dinámicas.....	79
4.4.3 Determinación de la escala de los modelos.....	80
4.5 Estimación de la demanda sísmica.....	81
4.5.1 Señal de aceleración para el estado límite de agrietamiento.....	82
4.5.2 Señales de aceleración para los estados límite de resistencia y último.....	83
4.5.3 Verificación de condiciones similares de ensayo.....	87
4.5.4 Niveles de intensidad sísmica para los ensayos.....	89
4.5.5 Aplicación de leyes de similitud.....	89
4.6 Propiedades nominales de los modelos.....	90
4.6.1 Geometría.....	91
4.6.2 Refuerzo.....	93
4.6.3 Carga axial.....	96
4.6.4 Características dinámicas en los modelos.....	98
4.6.5 Masa adicional sobre los modelos.....	98
4.6.6 Implicaciones en prototipos.....	100
4.7 Materiales de construcción.....	102
4.7.1 Concreto.....	102
4.7.2 Acero de refuerzo.....	104
4.8 Dispositivo de ensayo.....	106
4.8.1 Técnicas de ensayo utilizadas en otras investigaciones.....	106
4.8.2 Técnica de ensayo utilizada.....	109
4.8.3 Características de la mesa vibradora.....	112
4.9 Instrumentación de los modelos.....	112
4.9.1 Instrumentación interna.....	113
4.9.2 Instrumentación externa.....	114
4.10 Programa de pruebas en los modelos.....	117
4.10.1 Pruebas de baja frecuencia.....	117
4.10.2 Pruebas de vibración forzada.....	117
4.10.3 Pruebas de excitación sísmica.....	118
4.10.4 Historia de carga en ensayos cuasi-estáticos.....	119
4.11 Resumen y discusión de resultados.....	119
5. ENSAYOS Y RESULTADOS DE LOS MODELOS.....	121
5.1 Introducción.....	121
5.2 Ecuaciones dinámicas del dispositivo y la mesa vibradora.....	121
5.2.1 Aceleración efectiva.....	122
5.2.2 Fuerza lateral efectiva.....	123
5.2.3 Coeficientes de fricción y energía disipada en el dispositivo.....	124
5.2.4 Periodos naturales de vibración y factores de amortiguamiento efectivo.....	126

5.3	Definición de parámetros.....	126
5.3.1	Curvas de histéresis.....	127
5.3.2	Coefficiente sísmico y amplificación dinámica.....	127
5.3.3	Componentes de desplazamiento.....	127
5.3.4	Perfil de curvaturas.....	133
5.3.5	Procedimiento de identificación de grietas.....	134
5.3.6	Índice de agrietamiento residual.....	135
5.3.7	Fluencia del acero de refuerzo.....	135
5.3.8	Procesamiento de señales.....	136
5.4	Pruebas preliminares y parámetros adicionales.....	136
5.4.1	Calibración y respuesta de la mesa vibradora.....	137
5.4.2	Prueba del dispositivo de ensayo.....	139
5.4.3	Coefficientes de fricción y factores de amortiguamiento del dispositivo de ensayo.....	139
5.4.4	Desplazamientos a causa de otros efectos.....	142
5.4.5	Estimación del error en la medición de los desplazamientos.....	143
5.5	Propiedades medidas en los modelos.....	143
5.6	Modelo MCN50MD.....	144
5.6.1	Características generales.....	145
5.6.2	Descripción del daño y mecanismo de falla.....	145
5.6.3	Comportamiento histérico.....	147
5.6.4	Coefficientes sísmicos y amplificación dinámica.....	147
5.6.5	Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral.....	147
5.6.6	Componentes de distorsión.....	149
5.6.7	Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento.....	149
5.6.8	Deformaciones en el acero de refuerzo.....	150
5.7	Modelo MCL50MD.....	155
5.7.1	Características generales.....	155
5.7.2	Descripción del daño y mecanismo de falla.....	156
5.7.3	Comportamiento histérico.....	156
5.7.4	Coefficientes sísmicos y amplificación dinámica.....	158
5.7.5	Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral.....	159
5.7.6	Componentes de distorsión.....	159
5.7.7	Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento.....	160
5.7.8	Deformaciones en el acero de refuerzo.....	160
5.8	Modelo MCN100D.....	162
5.8.1	Características generales.....	162
5.8.2	Descripción del daño y mecanismo de falla.....	165
5.8.3	Comportamiento histérico.....	168
5.8.4	Coefficientes sísmicos y amplificación dinámica.....	168
5.8.5	Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral.....	168
5.8.6	Componentes de distorsión.....	169
5.8.7	Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento.....	170
5.8.8	Deformaciones en el acero de refuerzo.....	171
5.9	Modelo MCL100D.....	175
5.9.1	Características generales.....	175
5.9.2	Descripción del daño y mecanismo de falla.....	176
5.9.3	Comportamiento histérico.....	176
5.9.4	Coefficientes sísmicos y amplificación dinámica.....	178
5.9.5	Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral.....	179
5.9.6	Componentes de distorsión.....	179
5.9.7	Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento.....	180
5.9.8	Deformaciones en el acero de refuerzo.....	181
5.10	Modelo MVN50MD.....	185
5.10.1	Características generales.....	185
5.10.2	Descripción del daño y mecanismo de falla.....	185
5.10.3	Comportamiento histérico.....	188
5.10.4	Coefficientes sísmicos y amplificación dinámica.....	188
5.10.5	Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral.....	190
5.10.6	Componentes de distorsión.....	191
5.10.7	Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento.....	192
5.10.8	Deformaciones en el acero de refuerzo.....	192
5.11	Modelo MVN100D.....	199
5.11.1	Características generales.....	199
5.11.2	Descripción del daño y mecanismo de falla.....	199

5.11.3	Comportamiento histerético.....	202
5.11.4	Coefficientes sísmicos y amplificación dinámica.....	202
5.11.5	Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral.....	204
5.11.6	Componentes de distorsión.....	205
5.11.7	Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento.....	206
5.11.8	Deformaciones en el acero de refuerzo.....	206
5.12	Agrietamiento residual.....	213
5.13	Contribución del acero de refuerzo.....	214
5.13.1	Identificación y secuencia de fluencia.....	214
5.13.2	Deformaciones efectivas del refuerzo vertical.....	216
5.13.3	Eficiencia del refuerzo.....	219
5.13.4	Contribución de la cuantía de refuerzo en el alma, a la resistencia a cortante.....	221
5.13.5	Efecto del tipo de refuerzo en el alma sobre el desplazamiento.....	222
5.14	Efecto del tipo de concreto.....	224
5.15	Resumen y discusión de resultados.....	225
5.15.1	Agrietamientos previos al ensayo.....	225
5.15.2	Agrietamiento residual.....	225
5.15.3	Modos de falla.....	225
5.15.4	Comportamiento histerético.....	226
5.15.5	Modos de deformación.....	227
5.15.6	Frecuencias naturales de vibración.....	227
5.15.7	Contribución del acero de refuerzo.....	228
5.15.8	Efecto del tipo de concreto.....	229
5.15.9	Efecto del dispositivo de ensayo.....	230
6.	PREDICCIÓN DE LA CAPACIDAD Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑO.....	231
6.1	Introducción.....	231
6.2	Diseño sísmico basado en desempeño.....	231
6.2.1	Objetivos de desempeño.....	232
6.2.2	Indicadores de desempeño.....	233
6.2.3	Similitudes y diferencias con reglamentos tradicionales.....	233
6.2.4	Procedimiento de diseño.....	235
6.3	Modelo de predicción propuesto.....	235
6.3.1	Limitaciones de los modelos disponibles.....	236
6.3.2	Características y estados límite del modelo.....	236
6.3.3	Niveles de desempeño del modelo.....	237
6.3.4	Desarrollo del modelo.....	238
6.3.5	Campo de aplicación del modelo.....	238
6.4	Capacidad de resistencia.....	239
6.4.1	Resistencia (máxima).....	239
6.4.2	Resistencia en el agrietamiento diagonal.....	250
6.4.3	Resistencia última.....	250
6.4.4	Resistencia al deslizamiento.....	251
6.4.5	Estimación del modo de falla.....	251
6.4.6	Estimación del cociente M/V_{iv}	252
6.4.7	Evaluación de la predicción de resistencia.....	253
6.5	Estimación de la rigidez inicial.....	258
6.6	Capacidad de desplazamiento.....	261
6.6.1	Distorsión en el agrietamiento diagonal.....	261
6.6.2	Distorsión en la resistencia.....	262
6.6.3	Distorsión última.....	264
6.6.4	Factor de ductilidad.....	265
6.6.5	Evaluación de la predicción de desplazamiento.....	267
6.6.6	Evaluación de la predicción de la envolvente del comportamiento.....	270
6.7	Parámetros para diseño sísmico.....	275
6.7.1	Estimación del periodo de vibración.....	276
6.7.2	Factor de comportamiento sísmico, Q	281
6.7.3	Verificación del factor de reducción por ductilidad, Q'	285
6.7.4	Verificación del factor de amplificación de desplazamientos elásticos, (Q/Q')	286
6.7.5	Indicadores de desempeño.....	287
6.7.6	Comparación entre la demanda y la capacidad resistente de viviendas.....	290
6.7.7	Cuantías mínimas de refuerzo.....	293
6.7.8	Desempeño de viviendas con las modificaciones propuestas.....	295
6.8	Resumen y discusión de resultados.....	297

6.8.1	Diseño sísmico basado en desempeño.....	298
6.8.2	Modelo de predicción propuesto.....	299
6.8.3	Parámetros para diseño sísmico.....	305
6.8.4	Cuantías mínimas de refuerzo.....	308
6.8.5	Desempeño de viviendas.....	309
7.	CORRELACIONES ENTRE ENSAYOS DINÁMICOS Y CUASI-ESTÁTICOS.....	311
7.1	Introducción.....	311
7.2	Ventajas y limitaciones de los tipos de ensayo.....	311
7.2.1	Dinámicos en mesa vibradora.....	311
7.2.2	Cuasi-estáticos.....	312
7.3	Comparación del comportamiento dinámico y cuasi-estático.....	313
7.3.1	Comportamiento general.....	313
7.3.2	Comportamiento detallado.....	317
7.4	Modelos de degradación.....	329
7.4.1	Desarrollo de los modelos y cálculo de parámetros.....	330
7.4.2	Degradación de rigidez.....	331
7.4.3	Degradación de resistencia.....	335
7.4.4	Interacción con la demanda sísmica.....	341
7.4.5	Modelo de daño.....	345
7.4.6	Número de ciclos asociados a un estado límite.....	346
7.4.7	Aplicación de los modelos.....	348
7.5	Resumen y discusión de resultados.....	352
7.5.1	Comparación del comportamiento.....	354
7.5.2	Modelos de degradación.....	356
7.5.3	Modelo de daño.....	358
7.5.4	Número de ciclos asociados a la falla.....	358
7.5.5	Aplicación de los modelos.....	359
7.5.6	Limitaciones de los modelos.....	360
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	361
8.1	Conclusiones.....	361
8.1.1	Modelo de predicción propuesto.....	361
8.1.2	Correlaciones entre ensayos dinámicos y cuasi-estáticos.....	364
8.2	Recomendaciones para análisis y diseño de viviendas de concreto.....	367
8.2.1	Campo de aplicación.....	367
8.2.2	Recomendaciones para análisis.....	367
8.2.3	Recomendaciones para diseño sísmico.....	368
8.2.4	Recomendaciones para construcción.....	371
8.3	Recomendaciones para investigaciones futuras.....	371
	APÉNDICE A. CONSTRUCCIÓN Y PREPARACIÓN DE LOS MODELOS.....	373
A.1	Detalles del refuerzo.....	373
A.1.1	Vigas de cimentación y losas superiores.....	373
A.1.2	Muros.....	373
A.2	Procedimiento constructivo.....	374
A.2.1	Vigas de cimentación.....	374
A.2.2	Muros y losas superiores.....	375
A.3	Reparaciones.....	379
A.4	Transporte.....	381
A.5	Preparación.....	381
	APÉNDICE B. PROPIEDADES MECÁNICAS DE MATERIALES Y DETALLES DE INSTRUMENTACIÓN.....	383
B.1	Parámetros estadísticos.....	383
B.1.1	Análisis de datos.....	383
B.1.2	Evaluación de precisión de modelos de regresión.....	384
B.2	Propiedades mecánicas del concreto.....	384
B.2.1	Muestreo.....	384
B.2.2	Propiedades mecánicas.....	385
B.3	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.....	390
B.3.1	Muestreo.....	390
B.3.2	Propiedades mecánicas.....	391
B.4	Detalles de instrumentación.....	394

B.4.1 Instrumentación interna.....	394
B.4.2 Instrumentación externa.....	395
APÉNDICE C. RESPUESTA ESPERADA DE LOS MODELOS.....	397
C.1 Modelos de comportamiento experimental.....	397
C.2 Modelación inelástica.....	400
C.2.1 Herramienta computacional.....	400
C.2.2 Parámetros de modelación.....	401
C.2.3 Resultados.....	401
C.2.4 Comentarios.....	401
APÉNDICE D. CORRELACIÓN DE LA RESPUESTA.....	409
D.1 Modelos de degradación.....	409
D.2 Interacción con la demanda sísmica.....	410
APÉNDICE E. MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES: EJEMPLO DE APLICACIÓN.....	413
E.1 Consideraciones generales.....	413
E.2 Geometría y cargas.....	413
E.3 Resistencia probable de puntales y zonas nodales.....	416
E.4 Resistencia probable de tensores.....	418
E.5 Modelos para muros con aberturas.....	419
APÉNDICE F. RECOMENDACIONES PARA ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.....	421
F.1 Propiedades mecánicas del concreto.....	421
F.2 Refuerzo por cambios volumétricos.....	423
F.3 Modelación estructural.....	423
F.4 Propuesta de modificaciones a NTC-C y NTC-S (2004).....	424
APÉNDICE G. ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIVIENDAS.....	441
G.1 Procedimiento general.....	441
G.2 Análisis estructural.....	441
G.2.1 Descripción de los prototipos de vivienda.....	441
G.2.2 Parámetros de modelación.....	444
G.2.3 Resultados principales del análisis.....	451
G.3 Diseño estructural.....	453
G.3.1 Requisitos por cambios volumétricos.....	455
G.3.2 Capacidad de resistencia.....	456
G.3.3 Revisión de desplazamiento laterales.....	456
REFERENCIAS.....	465

RESUMEN

En la última década se ha incrementado significativamente la construcción de viviendas de baja altura utilizando muros de concreto. Considerando la resistencia inherente de estructuras con muros de concreto, las demandas sísmicas, en términos de fuerzas y desplazamientos, son relativamente bajas y, por lo tanto, se utilizan muros con baja resistencia de concreto (entre 15 y 20 MPa) y espesor reducido (100 mm). Adicionalmente, en zonas donde las demandas sísmicas son tan bajas que no controlan el diseño, el refuerzo mínimo a cortante de los muros especificado en las normas mexicanas modelo (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, NTC-C, 2004), parece ser excesivo para controlar el agrietamiento por tensión diagonal. Por consiguiente, en la práctica es común el uso de cuantías menores que las mínimas especificadas en NTC-C y refuerzo a cortante en el alma formado por mallas de alambre soldado. Sin embargo, esta práctica carece de un sustento técnico robusto. Además, debido a las características particulares de los muros, los modelos de predicción, los parámetros de diseño y los requisitos en los reglamentos vigentes, no son directamente aplicables. Aun más, su aplicación conduce a un incremento no justificado del costo de la vivienda.

Con el objeto de desarrollar recomendaciones para construcción, análisis y diseño sísmico de muros de concreto para vivienda de baja altura, se llevó a cabo un estudio experimental y analítico. Este estudio permitió, además, correlacionar los resultados medidos durante ensayos dinámicos y cuasi-estáticos. El programa experimental incluyó el ensayo en mesa vibradora de los especímenes más representativos ensayados bajo carga lateral cíclica en etapas preliminares: cuatro muros cuadrados y dos muros con aberturas. Sin embargo, en el estudio también se utilizaron los resultados experimentales de 25 especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica. Las variables estudiadas fueron la relación de aspecto altura-longitud del muro (0.5, 1.0 y 2.0), el tipo de concreto (peso normal, peso ligero y autocompactable), la cuantía de refuerzo a cortante en el alma (0.125% y 0.25%) y el tipo de refuerzo (barras convencionales y malla de alambre soldado).

Utilizando un enfoque de diseño sísmico por desempeño, se desarrolló un modelo envolvente para estimar el comportamiento carga-desplazamiento de muros para vivienda de baja altura. Adicionalmente, se proponen recomendaciones para estimar los parámetros principales para diseño sísmico (rigidez, periodo fundamental de vibración y factores de comportamiento sísmico), y se recomiendan valores de las cuantías de refuerzo a cortante en función de la demanda sísmica. Los objetivos de desempeño se definieron en términos de valores límite de parámetros representativos de la respuesta estructural, tales como distorsión permisible de entrepiso, anchura de grietas residuales e índices de daño. Para correlacionar cuantitativamente la respuesta medida en ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, se desarrollaron modelos de degradación de rigidez y de resistencia. Se proponen recomendaciones para análisis, diseño y construcción de muros para vivienda de baja altura; se planean recomendaciones puntuales a la NTC-C. Teniendo en cuenta el enfoque práctico de las recomendaciones propuestas, se considera que éstas son una herramienta robusta para que los diseñadores y desarrolladores de reglamentos evalúen la efectividad de los procedimientos de diseño disponibles y promuevan una vivienda segura y económica ante solicitaciones sísmicas.

PALABRAS CLAVE: muros de concreto, vivienda de baja altura, ensayos en mesa vibradora.

ABSTRACT

In the last decade, construction of low-rise housing using concrete walls has increased considerably. Due to the inherent strength of concrete wall structures, seismic demands in terms of forces and displacements are relatively low, thus leading to the use of walls with low concrete strength (between 15 and 20 MPa) and small thickness (100 mm). Also, in zones where the seismic demands are so low that design is not controlled by them, the minimum shear wall reinforcement prescribed by Mexican model code (Design and Construction of Concrete Structures Standards of the Mexico City Building Code, NTC-C, 2004) appears to be excessive for controlling diagonal tension cracking. Thus, web steel ratios smaller than the minimum ratio prescribed by NTC-C code and shear web reinforcement made of welded wire meshes are commonly used. However, this practice lacks of robust technical support. Besides, considering the particular wall characteristics, existing analytical models, design parameters and requirements in current codes are not directly applicable. Moreover, their application leads to an unjustifiable excessive cost of the housing unit.

Aimed at developing recommendations for construction, analysis and design of concrete walls for low-rise housing, an experimental and analytical study was carried out. This investigation led to the correlation of results measured during dynamic and quasi-static cyclic testing. The experimental program included shaking-table testing of the most representative specimens tested under quasi-static lateral load in previous phases: four squat walls and two walls with openings. However, experimental results of 25 specimens tested under quasi-static lateral load were also assessed in the study. Variables studied were the height-to-length ratio (0.5, 1.0 and 2.0), the type of concrete (normalweight, lightweight and self-consolidating), web shear steel ratio (0.125% and 0.25%) and the type of web shear reinforcement (deformed bars and welded wire meshes).

Using a performance-based seismic design approach, a backbone model capable of predicting the load-displacement behavior of walls for low-rise housing was developed. In addition, recommendations for estimating the main parameters for seismic design (stiffness, fundamental vibration period and seismic response modification factors) are proposed. Shear web steel ratios are also recommended as a function of the seismic demand. Performance objectives were defined in terms of limiting values of structural response parameters, such as story drifts, width of residual cracks and damage indexes. To correlate the seismic response measured during dynamic and quasi-static cyclic testing, stiffness and strength degradation models are proposed. Recommendations for analysis, design and construction of walls for low-rise housing are given; specific modifications to NTC-C are provided. Assuming the practical approach of the proposed recommendations, they provide a robust tool for designers and code-developers to assess the adequacy of current design procedures, as well as to promote a safe and more economical housing under seismic actions.

KEYWORDS: concrete walls, low-rise housing, shaking-table testing.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Actualmente, una de las opciones más eficientes para la construcción de viviendas, es el desarrollo de conjuntos habitacionales con viviendas de concreto en su totalidad (cimentación, muros, losas de entrepiso y techos). Si bien el costo unitario de los materiales empleados en los muros de concreto es superior al de la mampostería tradicional, el ahorro se logra en la rapidez de construcción cuando se utilizan un sistema de cimbra especial, mallas de alambre soldado para proporcionar el refuerzo a cortante en el alma y concretos de características especiales (peso ligero y autocompactable). Considerando la resistencia inherente de estructuras con muros de concreto, las demandas sísmicas, en términos de fuerzas y desplazamientos, son relativamente bajas y, por lo tanto, se pueden utilizar muros con resistencia de concreto baja y espesor reducido. Adicionalmente, en zonas donde las demandas sísmicas no son una preocupación en el diseño, el refuerzo mínimo a cortante estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de Distrito Federal de México (NTC-C, 2004) y en el Reglamento ACI-318 (2008), parece ser excesivo para controlar el agrietamiento por tensión diagonal en los elementos. Debido a las características particulares de los muros, los modelos de predicción, los parámetros de diseño y los requisitos en los reglamentos vigentes, no son directamente aplicables.

El proyecto global del cual forma parte este estudio se ha dividido básicamente en tres etapas teniendo en cuenta el tipo de ensayo realizado en los muros: cuasi-estático (monótono, cíclico) y dinámico (en mesa vibradora). Dentro del proyecto se incluyeron tres tipos de concreto (peso normal, peso ligero y autocompactable), con resistencia nominal a la compresión igual a 14.7 MPa, tres relaciones de aspecto, H/l_w (1, 0.5 y 2), así como muros con aberturas (puerta y ventana), tres cuantías de refuerzo a cortante en alma expresado como porcentaje de la cuantía mínima estipulado en NTC-C (100% ρ_{min} , 50% ρ_{min} y 0%), dos tipos de refuerzo a cortante en el alma (barras corrugadas y malla de alambre soldado), y tres tipos de ensayo (cuasi-estático monótono, cuasi-estático cíclico y dinámico en mesa vibradora). En la primera etapa experimental del proyecto se estudiaron solamente muros cuadrados (Sánchez, 2010). Dicha etapa se dividió en dos subetapas: ensayos cuasi-estáticos monótonos y ensayos cuasi-estáticos cíclicos-reversibles. Dentro de este esquema se estudiaron los tres tipos de concreto, refuerzo por medio de barras corrugadas de acero, así como las tres cuantías de refuerzo para los ensayos monótonos y, dos cuantías para los ensayos cíclicos-reversibles. Para la segunda etapa experimental se abordaron los muros con diferente relación de aspecto y utilizando barras corrugadas de acero y malla de alambre soldado (Flores *et al.*, 2007).

Actualmente se reconoce que aunque los ensayos cuasi-estáticos son los más simples de llevar a cabo, también están limitados para proporcionar información acerca del comportamiento dinámico de los especímenes de ensayo bajo carga sísmica. En general, en el protocolo de carga simplificado de esta técnica se ignoran los efectos dinámicos que se observan en estructuras sometidas a acciones sísmicas (Bertero *et al.*, 1977); principalmente, los efectos de la tasa de deformación continúan generando algunas dudas sobre la confiabilidad de estos métodos (Paulson y Abrams, 1990; León y Deierlein, 1996; Mosalam *et al.*, 2008; entre otros). Por lo tanto, cuando se estudia el comportamiento sísmico a partir de este tipo de ensayos, se pueden originar interpretaciones incorrectas de los resultados, principalmente en los siguientes casos (León y Deierlein, 1996; Rai, 2001):

- a) el modo de falla predominante del elemento está notablemente influenciado por las tasas de deformación
- b) el material que gobierna el comportamiento es frágil, como en el caso del concreto y la mampostería
- c) las características de sobrerresistencia son un parámetro fundamental en la respuesta

d) la capacidad de ductilidad y disipación de energía son parámetros importantes.

En los casos anteriores, no es tan claro si los datos obtenidos de los ensayos cuasi-estáticos se pueden suponer de forma confiable como un límite inferior (conservador) de la capacidad. Por ejemplo, a pesar de que estudios experimentales muestran que sí se puede realizar la suposición señalada, no se ha estudiado apropiadamente qué factores afectan la subestimación o sobrestimación de estas características, en materiales que exhiben degradación importante de sus propiedades, tales como el concreto y la mampostería (León y Deierlein, 1996), y qué tan relevantes son esos factores en la modificación de las propiedades.

Los resultados obtenidos en las etapas preliminares del proyecto fueron fundamentales para evaluar el comportamiento a cortante de estos elementos bajo cargas laterales monótonas y cíclicas. Por ejemplo, los resultados de estos ensayos indicaron que las cuantías mínimas de refuerzo a cortante estipuladas en los reglamentos vigentes para diseño sísmico de viviendas con las características aquí estudiadas, son conservadoras, especialmente para estructuras ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja. No obstante, se planearon ensayos más representativos de las sollicitaciones sísmicas a las que pueden estar sometidos estos elementos. Por lo tanto, durante este estudio se aborda la tercera etapa experimental del proyecto, en la cual se estudia el comportamiento a cortante de muros de concreto por medio de ensayos dinámicos en mesa vibradora. Para ello, se eligieron los muros más representativos estudiados en las etapas preliminares del proyecto; por ejemplo, se seleccionaron muros con $H/l_w = 1.0$ y muros con aberturas, muros con concretos de peso normal y peso ligero, muros con refuerzo a cortante en el alma utilizando barras corrugadas y malla de alambre soldado, así como las dos cuantías de refuerzo ($100\% \rho_{min}$ y $50\% \rho_{min}$).

1.2 Justificación

Uno de los avances principales en el diseño sísmico en los últimos años ha sido el planteamiento del diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), el cual consiste en diseñar estructuras que tengan un desempeño predecible y confiable ante sismos de intensidad supuesta. Los sismos seleccionados deben estar asociados a niveles de daño y comportamiento de elementos estructurales y no estructurales establecidos y acordados entre el propietario y el diseñador del edificio. No obstante, la mayoría de los reglamentos vigentes, incluyendo NTC-C (2004) y el ACI-318 (2008), mantiene un enfoque de diseño tradicional basado fundamentalmente en estados límite asociados a la resistencia, así como a servicio, pero sin una relación establecida entre demanda y capacidad. Las desventajas de procedimientos tradicionales están asociadas a definiciones confusas del desempeño y la amenaza y, al hecho de que los procedimientos no incluyen una evaluación real de la capacidad para alcanzar alguno de los objetivos de desempeño definidos. Los procedimientos de diseño modernos ponen mayor énfasis en la capacidad de deformación del sistema. Por ejemplo, el DSBD requiere la consideración explícita del desplazamiento lateral como un indicador de desempeño, así como la revisión de la estructura a partir de un procedimiento basado esencialmente en resistencia (Priestley, 2000). El DSBD ha mantenido la tendencia de aplicarse a sistemas que presentan fallas en flexión. Su empleo en sistemas que fallan en cortante ha sido limitado. De acuerdo con Alcocer (2003), a la fecha no existe una metodología de diseño que correlacione en forma adecuada el diseño por resistencia con el diseño por desempeño para muros que presentan falla por cortante, y menos aun, que incluya requisitos de detallado del acero de refuerzo. Uno de los obstáculos principales que impiden la aplicación del DSBD en este tipo de elementos, es la ausencia de modelos y parámetros de diseño apropiados para predecir su comportamiento.

Existen varios modelos de predicción de resistencia y del comportamiento completo carga-desplazamiento de muros de concreto. Sin embargo, teniendo en cuenta las características particulares de los muros de concreto para viviendas de baja altura, la mayoría de las recomendaciones y ecuaciones de predicción de los modelos disponibles no es directamente aplicable para el diseño de las viviendas estudiadas. En general, las limitaciones de los modelos son:

- a) se calibraron para un intervalo muy amplio de los parámetros que controlan el comportamiento de muros de concreto; sin embargo, para las viviendas analizadas, la mayoría de los parámetros varía en un intervalo limitado (resistencias bajas del concreto, espesor reducido de muros, esfuerzo axial bajo, cuantías de refuerzo reducidas, entre otras)
- b) no se incluyen muros reforzados con malla de alambre soldado
- c) todas las metodologías disponibles se han calibrado utilizando los resultados de especímenes ensayados bajo carga lateral monótona y cíclica; es decir, no se incluyen los efectos de la naturaleza propia de la excitación sísmica, ni los efectos dinámicos de interacción de la carga axial, el momento flexionante y la fuerza cortante en el plano, y
- d) fueron planteadas para fines académicos y no de una forma práctica y sencilla para ser utilizadas en diseño.

Por lo tanto, es necesario disponer de un modelo de predicción en el cual, no sólo se realice una estimación apropiada del comportamiento, sino que se plantee de una forma sencilla para su utilización en la práctica de diseño. Adicionalmente, en la mayoría de los estudios disponibles en la literatura, sólo se incluyen indicadores de desempeño en términos del factor de ductilidad o de la distorsión, y además, sólo se proponen para muros que presentan falla dúctil por flexión. No obstante, las estructuras de concreto sometidas a acciones sísmicas generalmente se dañan debido a una combinación de esfuerzos cíclicos repetitivos y excursiones de esfuerzos elevados y, por esta razón, puede ser inadecuada la definición del daño sólo en términos del factor de ductilidad o de la distorsión (Park y Ang, 1985). Por otro lado, de acuerdo con Ghobarah (2004) y Duffey *et al.* (1994a, 1994b), las distorsiones permisibles especificadas en la mayoría de los reglamentos de diseño, son generalmente poco conservadoras para muros con baja relación de aspecto ya que, de modo similar a las expresiones para calcular el periodo natural de vibración, las distorsiones de dichos reglamentos probablemente están más dirigidas a estructuras de gran altura con comportamiento dúctil que a muros bajos con comportamiento poco dúctil. Desafortunadamente, la mayoría de los reglamentos vigentes se enfocan al diseño de edificios altos y, por lo tanto, en la literatura se generalizan algunos conceptos, lo cual puede ser poco prudente. Por ejemplo, en las Normas NTC (2004), el factor de comportamiento sísmico y los límites de distorsión para diseño sísmico de muros de concreto se suponen aceptables para muros en vivienda de baja altura.

En cuanto a las diferencias, ventajas y desventajas entre los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, una buena estrategia es usar una combinación de ellos, con el fin de ajustar o correlacionar el ensayo cuasi-estático con el dinámico, de modo de estimar el comportamiento de los muros sometidos a acciones sísmicas reales. Así, se podrían estudiar más variables en ensayos cuasi-estáticos y repetir en ensayos dinámicos sólo algunos de los casos más representativos. No obstante, no se conoce en la literatura disponible ningún trabajo dirigido a establecer este tipo de correlaciones cuantitativas para muros con las características aquí estudiadas, lo cual sería de gran utilidad para interpretar adecuadamente los resultados obtenidos a partir de ensayos cuasi-estáticos, así como para ajustar modelos histeréticos y modelos de predicción de resistencia que han sido calibrados utilizando exclusivamente resultados de ensayos cuasi-estáticos.

1.3 Objetivos

El objetivo principal del estudio es proponer recomendaciones para construcción, análisis y diseño sísmico de muros de concreto con las características particulares de vivienda de baja altura, así como correlacionar los resultados obtenidos por medio de ensayos dinámicos y cuasi-estáticos. La investigación comprende el estudio experimental y analítico de muros con espesor y cuantías de refuerzo reducidas, la utilización de concretos de peso normal y peso ligero, el uso de refuerzo a cortante en el alma formado por barras corrugadas y malla de alambre soldado, y la influencia de las aberturas. Específicamente, los objetivos del estudio son:

- Sintetizar los resultados de ensayos cuasi-estáticos de muros de concreto para vivienda realizados en etapas preliminares del proyecto.
- Desarrollar un modelo envolvente para estimar el comportamiento completo carga-desplazamiento de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura, sometidos a cargas inducidas por los sismos.
- Definir los niveles de desempeño del modelo de predicción en términos de valores límite de los parámetros de la respuesta estructural, tales como distorsión permisible de entrepiso, anchura de grietas residuales e índice de daño.
- Presentar recomendaciones de análisis y diseño a cortante aplicables a NTC-C, específicamente, para estimar el periodo de vibración de las viviendas, el factor del comportamiento sísmico y los límites de las distorsiones permisibles de entrepiso.
- Revisar los resultados obtenidos por medio de los ensayos cuasi-estáticos cíclicos, con el fin de disminuir las cuantías mínimas de diseño estipuladas en el reglamento actual de diseño en México y, de esta manera, proponer los valores de las cuantías en función de la demanda sísmica.
- Determinar las diferencias del comportamiento de muros de concreto con: a) la misma geometría, pero con diferente cuantía y tipo de refuerzo, b) la misma cuantía y tipo de refuerzo, pero con diferente geometría; específicamente, evaluar la influencia de las aberturas sobre el comportamiento de los muros, c) la misma cuantía y tipo de refuerzo, pero con diferente tipo de concreto; específicamente, evaluar la aplicabilidad del factor de reducción para el concreto de peso ligero que se estipula en los reglamentos.
- Evaluar y verificar el desempeño sísmico de viviendas construidas con muros de concreto, de acuerdo con las recomendaciones y parámetros de diseño propuestos.
- Determinar y cuantificar el efecto de las variables que alteran las propiedades de degradación de rigidez y de resistencia de los muros con las características estudiadas.
- Establecer correlaciones cuantitativas entre los resultados obtenidos por medio de los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, a partir de la formulación de modelos de degradación de rigidez y de resistencia, así como modelos de daño que permitan mejorar el análisis cuantitativo del daño estructural.
- Incrementar el conocimiento del comportamiento dinámico de muros de concreto para vivienda de baja altura.

1.4 Organización de la tesis

El trabajo está dividido en ocho capítulos y siete apéndices. El desarrollo del estudio se presenta en los Capítulos 2 al 7 y en el Capítulo 8 se presentan las conclusiones derivadas del trabajo y las recomendaciones para análisis, diseño y construcción, así como para investigaciones futuras. La organización y el contenido de los Capítulos 2 al 7 se describen a continuación.

En el Capítulo 2 se presentan una revisión de la literatura disponible, se indican las metodologías propuestas por algunos reglamentos de diseño y por varios autores para evaluar la resistencia al cortante de muros de concreto, así como para estimar la curva completa carga-desplazamiento de muros de concreto.

En el Capítulo 3 se describe el prototipo de vivienda del estudio y se presentan los resultados de la evaluación de sus características dinámicas y las sollicitaciones bajo cargas gravitacionales. Se estiman los periodos de vibración utilizando técnicas de identificación no paramétricas que utilizan análisis espectrales convencionales de pruebas de vibración ambiental y, técnicas paramétricas donde se establece un modelo numérico simplificado y se estiman los valores de los parámetros estructurales necesarios para producir una buena correlación entre la respuesta medida y la calculada.

En el Capítulo 4 se describen los parámetros y procedimientos utilizados para el desarrollo del programa experimental de la investigación. Inicialmente, se muestran los antecedentes experimentales del estudio junto con las variables incluidas en el proyecto. Luego, se describen los requerimientos de similitud utilizados, la

estimación de las señales sísmicas y las características nominales de los modelos (geometría, refuerzo, carga axial, masa adicional, materiales utilizados). Por último, se describe el dispositivo especialmente diseñado para los ensayos, la instrumentación y el programa de prueba de los modelos.

En el Capítulo 5 se presentan los resultados de la respuesta de los especímenes ensayados en mesa vibradora. El comportamiento de los muros se explica a partir de la descripción del daño y del mecanismo de falla, del estudio de las curvas de histéresis, del cálculo de los componentes de deformación (distorsión angular, rotación, curvatura y deslizamiento), del análisis de la variación de las frecuencias naturales de vibración durante los ensayos de los modelos, del estudio de las deformaciones en el acero de refuerzo y, del análisis y correlación de los parámetros de agrietamiento residual.

En el Capítulo 6 se presentan los parámetros principales para diseño sísmico de muros de concreto para viviendas de baja altura y se proponen recomendaciones para diseño desde un punto de vista reglamentario. Inicialmente, se desarrolla y calibra un modelo envolvente de predicción de resistencia y desplazamiento y se evalúa la predicción de la envolvente del comportamiento utilizando las metodologías disponibles en la literatura. Luego, se presentan recomendaciones para estimar el periodo de vibración, el factor de comportamiento sísmico y se especifican indicadores de desempeño (distorsiones permisibles de entrepiso y daño esperado) para cada uno de los niveles de desempeño establecidos. Por último, se proponen valores de la cuantía mínima de refuerzo a cortante y se verifica el desempeño de viviendas de concreto de baja altura a partir de resultados experimentales y analíticos.

En el Capítulo 7 se compara la respuesta de los especímenes ensayados dinámicamente en mesa vibradora con el comportamiento de los muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible. Inicialmente, se estudia el comportamiento observado a partir de los modos de falla, las curvas de histéresis, la velocidad de aplicación de carga, la propagación del agrietamiento, el número de ciclos, la demanda de distorsión, la energía disipada acumulada y los factores de amortiguamiento. Luego, se desarrollan modelos semi-empíricos de degradación de rigidez y de resistencia para muros de concreto con las características estudiadas. Asimismo, se propone un modelo semi-empírico de interacción de la demanda sísmica y los parámetros que definen el comportamiento de los modelos de degradación. Con el propósito de mejorar el análisis cuantitativo del daño estructural bajo una excitación sísmica determinada, también se desarrolló un modelo semi-empírico de daño. Por último, se muestran ejemplos de aplicación y se validan las ventajas de los modelos de degradación para el análisis y diseño sísmico de muros de concreto con las características aquí estudiadas.

En cuanto a los apéndices, en la Tabla 1-1 se presenta la organización y el contenido de cada uno de ellos.

Tabla 1-1. Contenido de los apéndices

Apéndice	Contenido
A	Se indican los detalles del refuerzo y se describe el procedimiento constructivo y la preparación de los modelos antes de los ensayos en mesa vibradora.
B	Se presentan los procedimientos de ensayo y los parámetros estadísticos asociados a los valores experimentales de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la construcción de los modelos. Adicionalmente, se presentan detalles de la instrumentación utilizada.
C	Se presentan los resultados del cálculo de la respuesta esperada de los modelos, a partir de una modelación inelástica simplificada.
D	Se describe el procedimiento de cálculo de parámetros necesarios para correlacionar la respuesta observada en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos.
E	Se muestra el procedimiento para calcular la resistencia nominal de un muro cuadrado, de acuerdo con el método de puntales y tensores que se especifica en el apéndice A de ACI-318 (2008).
F	Se presentan recomendaciones para calcular las propiedades mecánicas del concreto, el refuerzo por cambios volumétricos y para implementar modelos de análisis para viviendas de concreto de las características estudiadas. Asimismo, se indican las modificaciones puntuales a las Normas NTC-C y NTC-S (2004).
G	Se presentan los resultados del análisis y diseño de prototipos de vivienda característicos, de acuerdo con las recomendaciones incluidas en la investigación

2 REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1 Introducción

En este capítulo se describen los tipos de muros de concreto, sus modos de falla y los estados límite utilizados frecuentemente para describir su comportamiento. Adicionalmente, se presentan las metodologías disponibles en algunos reglamentos de diseño para evaluar la resistencia al cortante de muros de concreto. También se muestran los modelos de predicción propuestos por varios autores que han llevado a cabo estudios experimentales y analíticos sobre el tema. Algunos de ellos proponen expresiones para evaluar la resistencia a cortante de los muros de concreto y otros plantean expresiones para estimar el comportamiento carga–desplazamiento de estos elementos estructurales. Al final del capítulo se resumen los resultados principales y se discute el efecto de las variables de diseño en la predicción de la capacidad de resistencia y desplazamiento.

2.2 Muros estructurales

2.2.1 Tipos

Los muros de concreto reforzado son comúnmente usados para proporcionar resistencia lateral en estructuras sometidas a cargas sísmicas, y para mantener la distorsión lateral dentro de límites razonables utilizando la rigidez en el plano del muro. Dichos elementos son utilizados en gran variedad de edificios y pueden ser divididos en tres grupos de acuerdo con la relación altura/longitud (H/l_w), la cual se denomina usualmente relación de aspecto. Cuando la relación H/l_w es mayor que dos es llamado muro de gran altura, cuyo comportamiento está dominado por la flexión y puede ser analizado de modo similar a una viga en voladizo y, por lo tanto, su comportamiento es fácilmente predecible. Cuando la relación H/l_w es menor que uno es llamado muro de baja altura y su comportamiento está dominado por el cortante, el cual es relativamente más difícil de predecir. Cuando la relación H/l_w está entre uno y dos es llamado muro de mediana altura y su comportamiento está controlado por la interacción de la flexión y el cortante. Los muros de baja y mediana altura, los cuales están controlados principalmente por el cortante, también son llamados muros de cortante (Liao *et al.*, 2006). Aunque se han realizado numerosos estudios experimentales en muros de baja altura, aún no se dispone de métodos teóricos satisfactorios para predecir su comportamiento (Hsu y Mo, 1985).

2.2.2 Modos de falla

Dependiendo de la geometría, los detalles del refuerzo y de la magnitud de las solicitaciones, los muros pueden experimentar básicamente cinco tipos de modos de falla; uno por flexocompresión y cuatro por fuerza cortante. La falla por flexocompresión normalmente está asociada con grietas anchas de flexión cerca de la base del alma del muro y, con aplastamiento del concreto en las fibras extremas de compresión y fluencia del refuerzo longitudinal en los extremos. Los cuatro mecanismos de falla por fuerza cortante se pueden definir de la siguiente manera: (a) cuando fluye la mayor parte de refuerzo a cortante en el alma del muro y el concreto no sufre aplastamiento apreciable, se dice que se presenta una *falla por tensión diagonal* (TD); (b) cuando ninguna o sólo algunas barras de refuerzo a cortante fluyen, pero el aplastamiento del concreto es significativo, se presenta una *falla por compresión diagonal* (CD); (c) cuando se observa una combinación de los dos tipos de falla anteriores, es decir, fluye la mayor parte de las barras de refuerzo a cortante en el alma del muro y el aplastamiento del concreto es importante, se dice que se presenta una *falla combinada de*

tensión y compresión diagonal (TD-CD) y, (d) cuando se observa una grieta a lo largo de un plano de cortante horizontal en la base del muro, se presenta una *falla por deslizamiento* (DZ).

2.2.3 Estados límite

En los últimos 30 años, el diseño sísmico ha experimentado una reevaluación trascendental, específicamente al ir cambiando el énfasis de resistencia a desempeño. Uno de los mayores desarrollos ha sido la importancia creciente que se le ha dado al diseño por estados límite, denominado normalmente como Ingeniería Basada en Desempeño (Priestley, 2000). En esta investigación el comportamiento a cortante de los muros se evaluó a partir de tres estados límite: agrietamiento diagonal, resistencia máxima y capacidad última de desplazamiento. De forma simplificada se hace referencia a los estados límite de agrietamiento, resistencia y último. El estado límite de agrietamiento está definido por la ocurrencia del primer agrietamiento inclinado y distribuido sobre el alma del muro. En algunos modelos de predicción se supone que la resistencia a cortante asociada al estado límite de agrietamiento es similar a la contribución del concreto a la resistencia. El límite de resistencia se alcanza cuando se registra la capacidad resistente máxima a cortante. El estado límite último está asociado a una disminución de resistencia del 20% (o menos, en el caso de muros cuadrados con capacidad de desplazamiento limitada), respecto a la resistencia máxima alcanzada.

2.2.4 Predicción de la resistencia a cortante

Los muros de concreto reforzado con relación H/l_w menor que dos son ampliamente utilizados para proporcionar la resistencia a carga sísmica de edificaciones de baja altura. Un diseño adecuado de los muros requiere el conocimiento de las características carga-desplazamiento en los intervalos elástico e inelástico de la respuesta sísmica. Desafortunadamente, la mayoría de la investigación previa se ha enfocado solamente en la resistencia máxima al cortante. De acuerdo con Tu *et al.* (2006), no se ha alcanzado el mismo nivel de confiabilidad en la predicción del desplazamiento al cortante de los muros, que la que se tiene en la predicción de su resistencia al cortante. En cuanto a la predicción de la resistencia a cortante, la ecuación general de diseño estipulada en la mayoría de los reglamentos de construcción y metodologías de diseño, es:

$$\phi_v V_n \geq V_u \quad (2-1)$$

donde ϕ_v es el factor de reducción de resistencia para diseño a cortante, V_u es la fuerza cortante de diseño en la sección considerada y, V_n es la resistencia nominal a cortante calculada como:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2-2)$$

donde V_c y V_s son las resistencias nominales a cortante proporcionadas por el concreto y por el acero de refuerzo a cortante, respectivamente. Sin embargo, también debe verificarse la resistencia del elemento al mecanismo de cortante por fricción. El cortante en el plano del muro es importante principalmente en muros con baja relación altura/longitud. A continuación se presentan algunas de las metodologías disponibles a nivel mundial para el cálculo de la resistencia nominal a cortante de muros de concreto reforzado. La nomenclatura de algunas metodologías se ha modificado parcial o totalmente, de modo que sea uniforme en toda la tesis.

2.3 Metodologías en reglamentos de diseño

Los reglamentos más utilizados a nivel mundial para el diseño sísmico de estructuras de concreto son el del Instituto Americano del Concreto (ACI-318, 2008), el Eurocódigo (EC2 y EC8, 2004) y el Japonés (AIJ, 1999). En el Distrito Federal de México es obligatorio el uso de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para Distrito Federal de México (NTC-C, 2004). Para el resto del país, los estados adoptan parcial o totalmente las

recomendaciones de NTC-C o ACI-318. A continuación se describe el procedimiento especificado en los reglamentos NTC-C, ACI-318 y Eurocódigo, para evaluar la resistencia al cortante de muros de concreto. Para propósitos de comparación, también se indica el procedimiento incluido en el informe ASCE-43 (2005), el cual estipula criterios para el diseño sísmico de estructuras con propósitos nucleares.

2.3.1 Normas NTC-C

En la sección 6.5.2.5 de NTC-C (2004), se especifican los criterios para calcular la fuerza cortante que toma el concreto y el acero de refuerzo. En esta metodología se estipula la siguiente limitación para la fuerza cortante de diseño, V_u :

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi_v 0.63 \lambda \sqrt{0.8 f_c'} A_w \quad (\text{MPa}) \\ V_u &\leq \phi_v 2 \lambda \sqrt{0.8 f_c'} A_w \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-3)$$

donde:

$\phi_v = 0.8$; sin embargo, se incluye un factor de reducción adicional a la resistencia a la compresión del concreto también igual a 0.8. Este último factor se determinó de tal manera que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura no alcance f_c' , es igual a 2%,

f_c' = resistencia especificada del concreto a compresión,

A_w = área bruta de la sección transversal del muro ($t_w \times l_w$),

l_w = longitud del muro,

t_w = espesor del muro,

λ = factor de reducción de resistencia para concreto de peso ligero con peso específico en estado fresco menor que 19 kN/m^3 (1.9 t/m^3). Para concreto de peso normal con peso específico en estado fresco mayor que 19 kN/m^3 , $\lambda = 1.0$.

En NTC-C (2004) no se hace referencia explícita al factor λ , pues simplemente se indican requerimientos específicos para concreto de peso ligero. Sin embargo, de acuerdo con los lineamientos de la sección 12.1 de NTC-C (2004), el factor λ para concreto de peso ligero es equivalente al expresado por medio de la Ec. 2-4.

$$\begin{aligned} \lambda &= 1.6 (0.75 C_{ft}); \quad C_{ft} = \frac{f_t}{\sqrt{f_c'}} \leq 0.56 \quad (\text{MPa}) \\ \lambda &= 0.5 (0.75 C_{ft}); \quad C_{ft} = \frac{f_t}{\sqrt{f_c'}} \leq 1.8 \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-4)$$

donde f_t es la resistencia promedio a la tensión del concreto ligero y la constante 0.75 representa un factor de reducción de resistencia para diseño. Si no se conoce f_t , $C_{ft} = 0.38$ en MPa (1.2 en kgf/cm^2).

2.3.1.1 Resistencia nominal proporcionada por el concreto

La fuerza cortante que toma el concreto se determina con el siguiente criterio:

a) Si la relación entre la altura total y la longitud del muro (H/l_w) o la de un segmento (H_s/l_w) es menor o igual que 1.5, se debe aplicar la Ec. 2-5.

$$\begin{aligned} V_c &= 0.27 \lambda \sqrt{0.8 f_c'} t_w l_w \quad (\text{MPa}) \\ V_c &= 0.85 \lambda \sqrt{0.8 f_c'} t_w l_w \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-5)$$

donde H es la altura total del muro y H_s es altura de un segmento de muro.

b) Si H/l_w es mayor o igual que 2.0, se debe aplicar la Ec. 2-6 para muros sometidos a flexión y compresión axial y, la Ec. 2-7 para muros sometidos a flexión y tensión axial.

$$V_c = V_{cl} \left(1 + 0.07 \frac{N_u}{A_w} \right) \rightarrow N_u \leq \phi_{fc} [0.7(0.8f'_c) A_w + 200A_s] \quad (\text{MPa})$$

$$V_c = V_{cl} \left(1 + 0.007 \frac{N_u}{A_w} \right) \rightarrow N_u \leq \phi_{fc} [0.7(0.8f'_c) A_w + 2,000A_s] \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$V_c = V_{cl} \left(1 + 0.3 \frac{N_u}{A_w} \right) \quad (\text{MPa})$$

$$V_c = V_{cl} \left(1 + 0.03 \frac{N_u}{A_w} \right) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

Si $\rho < 0.015$:

$$V_{cl} = f_H 0.31 (0.2 + 20\rho) \lambda \sqrt{0.8f'_c} t_w (0.8l_w) \quad (\text{MPa})$$

$$V_{cl} = f_H (0.2 + 20\rho) \lambda \sqrt{0.8f'_c} t_w (0.8l_w) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

Si $\rho \geq 0.015$:

$$V_{cl} = f_H 0.16 \lambda \sqrt{0.8f'_c} t_w (0.8l_w) \quad (\text{MPa})$$

$$V_{cl} = f_H 0.5 \lambda \sqrt{0.8f'_c} t_w (0.8l_w) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$0.8 \leq f_H = 1 - 0.0004(l_w - 700) \leq 1.0 \quad (l_w \text{ en mm}) \quad (2-10)$$

donde:

A_s = área del refuerzo longitudinal en tensión,

N_u = fuerza axial de diseño (negativa en tensión),

ϕ_{fc} = factor de reducción de resistencia para diseño a flexo-compresión,

ρ = cuantía del refuerzo longitudinal en tensión ($A_s / t_w d$),

d = peralte efectivo en la dirección de flexión del muro.

c) Cuando H/l_w esté comprendido entre 1.5 y 2.0, deberá interpolarse linealmente.

En muros con aberturas, para evaluar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se debe tomar la mayor relación altura/longitud entre la del muro completo y la del segmento considerado. La Ec. 2-5 no toma en cuenta el efecto de la carga axial y es válida para muros relativamente largos. La Ec. 2-6 se aplica para el caso de muros relativamente altos que trabajan esencialmente como vigas y, por lo tanto, pueden tener una componente importante a flexión. En dicha expresión se tiene en cuenta el efecto de la carga axial y la disminución de resistencia a cortante cuando el peralte del elemento supera 700 mm, lo cual ocurre casi siempre en muros.

2.3.1.2 Resistencia nominal proporcionada por el acero de refuerzo a cortante

La fuerza cortante que toma el acero de refuerzo a cortante se calcula por medio de la Ec. 2-11.

$$V_s = \frac{a_{hw} f_{yh} l_w}{s_h} \quad (2-11)$$

donde:

a_{hw} = área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_h ,

s_h = separación del refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño,

f_{yh} = esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo horizontal.

Las cuantías de refuerzo paralelo (ρ_h) y perpendicular (ρ_v) a la fuerza cortante de diseño no deben ser menores que 0.0025, donde:

$$\rho_h = \frac{a_{hw}}{s_h t_w} \text{ y } \rho_v = \frac{a_{vw}}{s_v t_w} \quad (2-12)$$

donde a_{vw} es el área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_v y, s_v es la separación del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño. Adicionalmente, la cuantía de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño (ρ_v) no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (2-13)$$

No es necesario que la cuantía de refuerzo ρ_v por fuerza cortante sea mayor que ρ_h . Si la relación H/l_w es menor o igual que 2.0, la cuantía ρ_v no debe ser menor que ρ_h . Cuando el espesor del muro exceda 150 mm o el esfuerzo cortante debido a las cargas de diseño sea mayor que $0.19\lambda \sqrt{0.8f_c'}$ en MPa ($0.6\lambda \sqrt{0.8f_c'}$ en kgf/cm^2), el refuerzo se colocará en dos capas, cada una próxima a una cara del muro; en caso contrario se podrá colocar en una capa a medio espesor, tal como se utiliza comúnmente en muros para vivienda de baja altura.

2.3.1.3 Resistencia nominal a fuerza cortante por fricción

De acuerdo con la sección 2.5.10 de la NTC-C (2004), la resistencia nominal al cortante por fricción se toma como el menor de los valores calculados con las Ecs. 2-14 a 2-16:

$$V_n = \mu_f (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2-14)$$

$$V_n = [1.4A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u)] \quad (\text{MPa})$$

$$V_n = [14A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u)] \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2-15)$$

$$V_n = 0.25(0.8f_c') A \quad (2-16)$$

donde:

A = área de la sección definida por el plano crítico,

A_{vf} = área total de refuerzo de cortante por fricción,

f_y = esfuerzo especificado de fluencia del acero de cortante por fricción; para el diseño, f_y no se debe suponer mayor que 412 MPa (4,200 kgf/cm^2),

μ_f = coeficiente de fricción que se toma como: 1.4 para concreto colado monolíticamente, 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido o 0.7 entre concreto y acero laminado.

2.3.2 Reglamento ACI-318

Para solicitaciones no sísmicas, la sección 11.9 de ACI-318 (2008) especifica que la resistencia nominal a fuerza cortante de una sección considerada en el plano del muro se debe calcular mediante la Ec. 2-17.

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \leq 0.83\lambda \sqrt{f_c'} t_w (0.8l_w) \quad (\text{MPa}) \\ V_n &= V_c + V_s \leq 2.65\lambda \sqrt{f_c'} t_w (0.8l_w) \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-17)$$

Aunque la relación espesor/altura de los muros es menor que la de vigas comunes, los ensayos reportados por Cárdenas *et al.* (1973) en muros con espesor igual a $l_w/25$, han indicado que pueden obtenerse esfuerzos cortantes últimos mayores que $0.83\sqrt{f_c'}$ en MPa ($2.65\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm²). En cuanto al factor de reducción de fuerza cortante, para los elementos resistentes a sismo en los cuales la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión, ϕ_v es igual a 0.6 (sección 9.3.4). Esta disposición se basa en el comportamiento de elementos frágiles tales como muros de baja altura o segmentos de muros entre aberturas, en los cuales es poco práctico disponer refuerzo a cortante para alcanzar una resistencia nominal a cortante mayor que la resistencia nominal a flexión. De lo contrario, ϕ_v es igual a 0.75.

De forma similar a NTC-C (2004), en la Ec. 2-17, λ es un factor de reducción que toma en cuenta la resistencia a la tensión más baja del concreto de peso ligero relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión, lo cual puede reducir la resistencia a cortante y las propiedades de fricción. De acuerdo con la sección 8.6 de ACI-318 (2008), para el cálculo de λ se incluyen dos procedimientos: la primera alternativa se basa en la suposición que la resistencia a la tensión del concreto de peso ligero es una fracción fija de la resistencia a la tensión del concreto de peso normal y, por lo tanto, se recomienda utilizar $\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal, $\lambda = 0.85$ para concreto aligerado con arena con peso normal y $\lambda = 0.75$ para los otros tipos de concreto ligero. La segunda alternativa se basa en ensayos de laboratorio realizados para determinar la relación entre la resistencia promedio a la tensión (f_t) y la resistencia especificada a la compresión (f_c') para el concreto ligero que se esté usando; es decir, si se especifica la resistencia a la tensión del concreto de peso ligero, λ se puede calcular por medio de la Ec. 2-18. De acuerdo con la Ec. 2-18, para el concreto de peso normal, la resistencia promedio a la tensión (f_t) es aproximadamente igual a $0.56\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.78\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm²).

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{f_t}{0.56\sqrt{f_c'}} \leq 1.0 \quad (\text{MPa}) \\ \lambda &= \frac{f_t}{1.78\sqrt{f_c'}} \leq 1.0 \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-18)$$

La fuerza cortante que proporciona el concreto y el acero de refuerzo a cortante se deben calcular siguiendo los siguientes lineamientos (gran parte de la nomenclatura se ha definido en la metodología anterior).

2.3.2.1 Resistencia nominal proporcionada por el concreto

La resistencia nominal proporcionada por el concreto, V_c , debe tomarse como el menor valor de los obtenidos por medio de las Ecs. 2-19 y 2-20.

$$\begin{aligned} V_c &= 0.27\lambda \sqrt{f_c'} t_w (0.8l_w) + \frac{N_u (0.8l_w)}{4l_w} \quad (\text{MPa}) \\ V_c &= 0.875\lambda \sqrt{f_c'} t_w (0.8l_w) + \frac{N_u (0.8l_w)}{4l_w} \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-19)$$

$$V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{l_w(0.10\sqrt{f_c'} + 0.2N_u/l_w t_w)}{M_u/V_u - l_w/2} \right] t_w (0.8l_w) \quad (\text{MPa}) \quad (2-20)$$

$$V_c = \left[0.16\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{l_w(0.33\sqrt{f_c'} + 0.2N_u/l_w t_w)}{M_u/V_u - l_w/2} \right] t_w (0.8l_w) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

donde M_u es el momento flexionante de diseño en la sección considerada, V_u es la fuerza cortante de diseño en el muro y, N_u es la fuerza axial de diseño (negativa para tensión). En la medida que el término $(M_u/V_u - l_w/2)$ disminuye, la Ec. 2-19 controla antes que este término llegue a ser negativo. Cuando este término es negativo, debe utilizarse la Ec. 2-19. Las Ecs. 2-19 y 2-20 pueden usarse para determinar la resistencia al agrietamiento inclinado en cualquier sección de un muro. La Ec. 2-19 está asociada con la ocurrencia de un esfuerzo principal de tensión de aproximadamente $0.33\lambda\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.06\lambda\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm^2), en el centroide de la sección transversal del muro. La Ec. 2-20 está asociada con la ocurrencia de un esfuerzo de tensión por flexión igual a $0.5\lambda\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.59\lambda\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm^2), en una sección $l_w/2$ arriba de la sección analizada. Sin embargo, las Ecs. 2-19 y 2-20 aplican tanto para la sección localizada a una distancia $l_w/2$ o $H/2$ (la que sea menor) arriba de la base, como para todas las secciones entre dicha sección y la base del muro (Cárdenas *et al.*, 1973).

2.3.2.2 Resistencia nominal proporcionada por el acero de refuerzo a cortante

La fuerza cortante que toma el acero de refuerzo a cortante se calcula por medio de la Ec. 2-21.

$$V_s = \frac{a_{hw} f_{yh} (0.8l_w)}{s_h} \quad (2-21)$$

Las cuantías de refuerzo paralelo (ρ_h) y perpendicular (ρ_v) a la fuerza cortante de diseño, definidas por la Ec. 2-12, no deben ser menores que 0.0025. Adicionalmente, ρ_v no debe ser menor que la calculada por medio de la Ec. 2-13. Sin embargo, no es necesario que ρ_v sea mayor que ρ_h por efectos de fuerza cortante. De acuerdo con la sección 9.4 de ACI-318 (2008), el valor de f_{yh} utilizado en los cálculos de diseño no debe ser mayor que 550 MPa (5,600 kgf/cm^2). Para muros de baja altura ($H/l_w \leq 1.0$), los resultados de los ensayos de Barda *et al.* (1977) indicaron que el refuerzo horizontal de cortante se vuelve menos efectivo a medida que el refuerzo vertical es más efectivo. El cambio en la efectividad del acero horizontal versus el vertical se tiene en cuenta en la Ec. 2-13; por ejemplo, si la relación H/l_w es menor que 0.5, la cuantía de refuerzo vertical es igual a la cuantía horizontal y, si H/l_w es mayor que 2.5, se requiere solamente la cuantía mínima de refuerzo vertical.

2.3.2.3 Requisitos especiales para diseño sísmico

De acuerdo con la sección 21.9 de ACI-318 (2008), los muros de concreto que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas deben cumplir con requisitos especiales. Por ejemplo, la resistencia nominal a fuerza cortante se debe calcular como:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_h f_{yh}) A_w \leq C \lambda \sqrt{f_c'} A_w \quad (2-22)$$

donde $\alpha_c = 0.25$ MPa (0.80 kgf/cm^2) para $H/l_w \leq 1.5$, $\alpha_c = 0.17$ MPa (0.53 kgf/cm^2) para $H/l_w \geq 2$ y, varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para H/l_w entre 1.5 y 2.0. La constante $C = 0.66$ MPa (2.12 kgf/cm^2) para los segmentos verticales de muro limitados por aberturas tipo ventana, los cuales comparten una misma fuerza lateral y, $C = 0.83$ MPa (2.65 kgf/cm^2) para los demás casos. La Ec. 2-22 reconoce la mayor resistencia al cortante de muros con valores altos de la relación entre cortante y momento flexionante (baja relación H/l_w). La resistencia nominal a cortante está dada en términos del área neta de la sección resistente al cortante; es

decir, para una sección rectangular sin aberturas el término A_w se refiere al área bruta de la sección transversal y no al producto del espesor (t_w) y el peralte efectivo ($0.8l_w$). La definición del término A_w facilita los cálculos de diseño para muros con refuerzo uniformemente distribuido y para muros sin aberturas. El valor de la relación H/l_w utilizada para determinar V_n en segmentos de muro, debe ser la mayor de las relaciones entre la del muro completo y la del segmento considerado (el segmento del muro se refiere a una parte del muro delimitada por dos aberturas o por una abertura y un borde). El propósito de este requisito es asegurar que a un segmento del muro no se le asigne una resistencia relativa mayor que la del muro completo. Sin embargo, un segmento de muro con relación H/l_w mayor que la del muro completo, debe diseñarse para la resistencia relativa asociada a la relación H/l_w calculada con las dimensiones de ese segmento. Para el refuerzo a cortante se deben de tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Aunque no se incluye explícitamente el efecto del refuerzo vertical en la resistencia máxima a cortante, la cuantía ρ_v no debe ser menor que ρ_h para muros con relación H/l_w menor que 2.0. Para restringir efectivamente las grietas inclinadas, el refuerzo incluido en ρ_h y ρ_v debe estar distribuido a lo largo de la longitud y la altura del muro. El refuerzo proporcionado en una cantidad concentrada cerca de los bordes de los muros para resistir el momento de flexión, no debe incluirse para determinar las cuantías ρ_h y ρ_v .
- Las cuantías distribuidas de refuerzo paralelo (ρ_h) y perpendicular (ρ_v) a la fuerza cortante de diseño no pueden ser menores que 0.0025, excepto si dicha fuerza cortante es menor que $0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_w$ en MPa ($0.265\lambda\sqrt{f'_c}A_w$ en kgf/cm²). En tal caso, ρ_h y ρ_v pueden ser reducidas a 0.0020 y 0.0012, respectivamente, para barras menores que la No. 5 con $f_y \geq 412$ MPa (4,200 kgf/cm²) o para refuerzo de alambre soldado con diámetro menor o igual que 15.9 mm. Por lo tanto, sí se permiten cuantías mínimas menores que 0.25%.
- Si la fuerza cortante de diseño es mayor que $0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_w$ en MPa ($0.53\lambda\sqrt{f'_c}A_w$ en kgf/cm²), se deben utilizar al menos dos capas de refuerzo. Este requisito se basa en la observación de que, bajo condiciones constructivas normales, la probabilidad de mantener una sola capa de refuerzo cerca de la mitad del muro es baja. Además, la presencia del refuerzo cerca de la superficie tiende a impedir la desintegración del concreto en el caso de que se genere agrietamiento pronunciado durante un sismo.

2.3.2.4 Resistencia nominal a fuerza cortante por fricción

Los requisitos a cortante de ACI-318 (2008) descritos anteriormente pretenden que fallas por tensión diagonal ocurran antes que fallas por transmisión del cortante directo. En la sección 11.6 de ACI-318 (2008) se estipulan los requisitos que deben aplicarse cuando es adecuado considerar la transmisión de cortante a través de un plano determinado, como por ejemplo, en una grieta existente o potencial, una superficie de contacto entre materiales distintos o una superficie entre dos concretos colocados en diferentes edades. Aunque el concreto no agrietado es relativamente resistente al cortante directo, siempre existe la posibilidad de que se forme una grieta en un sitio poco favorable. Por lo tanto, se debe proporcionar refuerzo perpendicular a una grieta supuesta de modo de resistir el desplazamiento de una cara de la grieta respecto a la otra. Cuando las caras de las grietas son rugosas e irregulares, éste deslizamiento va acompañado por una separación de las caras. En condiciones últimas, dicha separación es suficiente para llevar hasta la fluencia al refuerzo que cruza la grieta. El refuerzo proporciona una fuerza de “amarre” igual a $A_v f_y$ a través de las caras de la grieta. De esta manera, el cortante aplicado es resistido por la fuerza de fricción (entre las caras de la grieta) que es generada por la resistencia al cortante de las rugosidades en las caras de la grieta y, por el mecanismo de dovola del refuerzo que cruza la grieta. Cuando el refuerzo de cortante por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia nominal al cortante por fricción se calcula mediante la Ec. 2-23.

$$V_n = \mu_f A_v f_y \quad (2-23)$$

Sin embargo, se deben cumplir los siguientes límites para V_n :

$$\begin{aligned}
 V_n &\leq \begin{cases} 0.2f_c'A; (3.3 + 0.08f_c')A; 11A & \rightarrow \text{Concreto peso normal} \\ 0.2f_c'A; 5.5A & \rightarrow \text{Otros} \end{cases} \quad (\text{MPa}) \\
 V_n &\leq \begin{cases} 0.2f_c'A; (33.6 + 0.08f_c')A; 112A & \rightarrow \text{Concreto peso normal} \\ 0.2f_c'A; 56A & \rightarrow \text{Otros} \end{cases} \quad (\text{kgf/cm}^2)
 \end{aligned} \tag{2-24}$$

donde A es el área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante. Estos límites son necesarios, ya que la Ec. 2-23 puede resultar insegura para ciertos casos. Adicionalmente, el valor de f_y utilizado para el diseño del refuerzo de cortante por fricción no debe exceder 412 MPa (4,200 kgf/cm²). En general, la relación entre la resistencia a la transferencia de cortante y el refuerzo que cruza el plano de corte puede expresarse de varias formas. El modelo de cortante por fricción definido por la Ec. 2-23 proporciona una predicción conservadora de la resistencia a la transferencia de cortante, ya que supone que toda la resistencia al cortante se debe a la fricción entre las caras de las grietas. Por lo tanto, para que la resistencia al cortante calculada con la Ec. 2-23 se ajuste de forma razonable a los resultados experimentales con los cuales fue calibrada, es necesario utilizar valores artificiales y elevados del coeficiente de fricción en esta ecuación. Teniendo en cuenta lo anterior, el coeficiente de fricción, μ_f , se debe tomar como: 1.4λ para concreto colado monolíticamente, 1.0λ para concreto colocado sobre concreto endurecido y con superficie intencionalmente rugosa con amplitud de rugosidad igual a aproximadamente 6 mm. Para concreto colado sobre concreto endurecido sin superficie rugosa, la resistencia al cortante se debe principalmente al mecanismo de dovela del acero de refuerzo y, por lo tanto, μ_f se debe tomar como 0.6λ . El parámetro λ se especificó en la sección 2.3.2. Es posible utilizar otras expresiones que proveen una estimación más acertada; por ejemplo, cuando el refuerzo por fricción es perpendicular al plano de corte, la resistencia nominal a cortante por fricción se puede calcular con la Ec. 2-25.

$$V_n = 0.8A_{vf}f_y + AK_1 \tag{2-25}$$

donde K_1 es igual a 2.8 MPa (28.5 kgf/cm²) para concreto de peso normal, 1.7 MPa (17.3 kgf/cm²) para concreto aligerado con arena de peso normal y 1.4 MPa (14.3 kgf/cm²) para los otros tipos de concreto ligero. El valor de K_1 aplica tanto a concreto colado monolíticamente como para concreto colado sobre concreto endurecido con superficie intencionalmente rugosa. En la Ec. 2-25, el primer término representa la contribución de la fricción a la resistencia de transferencia de cortante (0.8 simboliza el coeficiente de fricción) y, el segundo término representa la suma de la resistencia al cortante de las rugosidades en las caras de la grieta y el mecanismo de dovela del refuerzo.

Los requisitos especificados en el ACI-318 (2008) para predecir la resistencia al cortante de muros (secciones 11.6, 11.9 y 21.9), son adoptados de forma directa por el ACI-349 (2006), sin hacer ninguna revisión a pesar de las diferencias significativas entre las características y el comportamiento esperado de edificios convencionales y estructuras nucleares.

2.3.3 Reglamento europeo

De forma similar al ACI-318 (2008), el reglamento de diseño europeo (Eurocódigo) incluye por separado los requisitos generales (EC2, 2004) y los requerimientos para diseño sísmico de estructuras (EC8, 2004). Para determinar la resistencia a cortante de muros sometidos a acciones sísmicas, en este reglamento se proporcionan ecuaciones específicas de acuerdo con los tres modos de falla principales: tensión diagonal, compresión diagonal y deslizamiento. De acuerdo con la sección 5.5.3.4 de EC8 (2004), a continuación se presentan los lineamientos para determinar las resistencias de diseño a cortante en muros de concreto con $H/l_w \leq 2.0$, asociadas a los tres modos de falla incluidos en el Eurocódigo.

2.3.3.1 Tensión diagonal

La resistencia de diseño a cortante por tensión diagonal ($\phi_v V_{n(TD)}$), se debe determinar por medio de la Ec. 2-26.

$$\phi_v V_{n(TD)} = \phi_v V_c + \phi_v V_s \quad (2-26)$$

A diferencia de ACI-318 (2008) y NTC-C (2004), en el Eurocódigo no se especifican resistencias nominales ni factores de reducción de resistencia “globales” en función del mecanismo de resistencia involucrado (flexión, cortante, etc.). En cambio, se estipulan resistencias de diseño ($\phi_v V_n$) y factores de reducción que dependen del tipo de material, del mecanismo de resistencia y del tipo de solicitación. Sin embargo, para propósitos de comparación con los demás reglamentos, en la Ec. 2-26 se indican las resistencias de diseño en función de las resistencias nominales y del factor “global” de reducción de resistencia a cortante (ϕ_v). Los valores de diseño de las contribuciones del concreto y del acero de refuerzo a cortante en el alma asociadas a falla por tensión diagonal ($\phi_v V_c$, $\phi_v V_s$), se deben calcular por medio de la Ecs. 2-27 y 2-28, respectivamente.

$$\phi_v V_c = \phi_c \left[C_c k_c \sqrt[3]{100 \rho f_c'} + 0.15 \sigma_{vu} \right] t_w (0.8 l_w) \geq [\nu_{\min} + 0.15 \sigma_{vu}] t_w (0.8 l_w) \quad (2-27)$$

$$\phi_v V_s = \phi_s \left[0.75 \rho_h (M_u / V_u l_w) f_{yh} \right] t_w (0.8 l_w) \quad (2-28)$$

donde:

$$k_c = 1 + \sqrt{\frac{200}{0.8 l_w}} \leq 2.0 \quad (l_w \text{ en mm}) \quad (2-29)$$

$$\sigma_{vu} = \frac{N_u}{t_w l_w} \leq 0.2 (\phi_c f_c') \quad (2-30)$$

$$\nu_{\min} = 0.035 k_c^{3/2} \sqrt{f_c'} \quad (\text{MPa}) \quad (2-31)$$

$$\nu_{\min} = 0.11 k_c^{3/2} \sqrt{f_c'} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$C_c = 0.18 \text{ MPa}$ (0.85 en kgf/cm^2),

$\rho =$ cuantía de refuerzo longitudinal en tensión ($A_s / t_w 0.8 l_w$), cuyo valor no se debe tomar mayor que 0.02,

$N_u =$ fuerza axial de diseño que actúa en la sección transversal del muro,

$\phi_c, \phi_s =$ factor de reducción para el concreto y el acero de refuerzo y, son iguales a 1/1.5 (~0.67) y 1/1.15 (~0.87), respectivamente, para elementos sometidos a acciones sísmicas.

De modo similar al ACI-318 (2008), en el Eurocódigo la resistencia por tensión diagonal está basada en el modelo de armadura. Sin embargo, a diferencia de ACI-318, la contribución del concreto depende de $\sqrt[3]{f_c'}$ y es mayor para muros “esbeltos” que para muros “robustos” (factor k_c , Ec. 2-29). Adicionalmente, la contribución del acero de refuerzo a cortante depende del cociente $M/V l_w$ (cociente entre el momento flexionante y el producto de la fuerza cortante por la longitud del muro); es decir, la contribución del acero de refuerzo horizontal es mayor en muros esbeltos que en muros robustos.

2.3.3.2 Compresión diagonal

El valor de diseño de la resistencia máxima a cortante por compresión diagonal en la región crítica ($\phi_v V_{n(CD)}$), se debe calcular por medio de la Ec. 2-32.

$$\phi_v V_{n(CD)} = \phi_c (0.4 \psi_c f_c') t_w (0.8 l_w) \quad (2-32)$$

donde ψ_c es un factor de reducción de resistencia para concreto agrietado sometido a fuerza cortante, el cual se calcula a partir de la Ec 2-33.

$$\begin{aligned}\psi_c &= 0.6 \left(1 - \frac{f_c'}{250} \right) \quad (\text{MPa}) \\ \psi_c &= 0.6 \left(1 - \frac{f_c'}{2550} \right) \quad (\text{kgf/cm}^2)\end{aligned}\tag{2-33}$$

A diferencia de ACI-318 (2008) y NTC-C (2004), en el Eurocódigo la resistencia por compresión diagonal depende directamente de f_c' , en lugar de $\sqrt{f_c'}$.

2.3.3.3 Deslizamiento

El valor de diseño de la resistencia a cortante por deslizamiento ($\phi_v V_{n(DZ)}$), se calcula por medio de la Ec. 2-34; es decir, se supone que dicha resistencia es igual a la suma de las contribuciones de la acción de dovela del refuerzo vertical (V_d), de la resistencia a cortante de barras inclinadas respecto al plano potencial de deslizamiento (V_i) y de la resistencia por fricción del concreto (V_f).

$$\phi_v V_{n(DZ)} = \phi_v V_d + \phi_v V_i + \phi_v V_f\tag{2-34}$$

donde:

$$\phi_v V_d \leq \begin{cases} 1.3 A_{vf} \sqrt{(\phi_c f_c') (\phi_s f_y)} \\ \phi_s (0.25 A_{vf} f_y) \end{cases}\tag{2-35}$$

$$\phi_v V_i = \phi_s (A_{vf} f_y \cos \varphi)\tag{2-36}$$

$$\phi_v V_f \leq \begin{cases} \mu_f [(\phi_s A_{vf} f_y + N_u) 0.8 + (M_u / 0.8 l_w)] \\ \phi_c (0.5 \psi_c f_c') t_w (0.8 l_w) \end{cases}\tag{2-37}$$

donde φ es el ángulo de las barras inclinadas respecto al plano potencial de deslizamiento (por ejemplo, una junta de construcción), μ_f es el coeficiente de fricción entre superficies de concreto, el cual es igual a 0.6 para superficies sin tratamiento y 0.7 para superficies con tratamiento (rugosidades de 3 mm y agregados expuestos) y, A_{vf} , f_y , N_u y M_u se definen de forma similar a las metodologías NTC-C (2004) y ACI-318 (2008).

2.3.3.4 Clasificación de las estructuras y requisitos complementarios

De acuerdo con el EC8 (2004), para diseño sísmico las estructuras se clasifican en tres categorías según el comportamiento dúctil esperado: bajo, moderado y alto. En las categorías de comportamiento dúctil moderado y dúctil alto, se incluyen requisitos particulares para muros dúctiles y para muros “robustos”. Los muros dúctiles son aquellos que se diseñan para disipar energía en la articulación plástica por flexión. Los muros “robustos” tienen una longitud de al menos 4 m o la longitud equivalente a 2/3 de la altura; es decir, son aquellos que no se puede diseñar efectivamente para disipar energía por flexión. A continuación se presentan los requisitos principales de cada categoría de muro:

- a) *Comportamiento dúctil bajo*: los requisitos se establecen en el documento EC2 (2004); sin embargo, se recomienda utilizar estos requisitos sólo para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja. En la sección 6.2 de EC2 (2004) se establece que la resistencia de diseño por tensión diagonal se debe calcular por medio de la Ec. 2-38.

$$\phi_v V_{n(TD)} = \phi_v V_s = \phi_s \rho_h f_{yh} t_w (0.8l_w) \leq \phi_v V_{n(CD)} \quad (2-38)$$

Con excepción del diseño a partir de modelos de puntales y tensores, la resistencia calculada con la Ec. 2-38 no tiene en cuenta la contribución del concreto. Adicionalmente, la cuantía mínima de refuerzo vertical en el alma es igual a 0.002 y la cuantía mínima horizontal es igual al mayor valor entre el 25% de la cuantía vertical o 0.001.

- b) *Comportamiento dúctil moderado*: la resistencia a fuerza cortante por tensión diagonal también se determina utilizando los requisitos estipulados en el EC2 (2004); es decir, a partir de la Ec. 2-38. Sin embargo, en la sección 5.4 de EC8 (2004) se especifican requisitos adicionales para el cálculo de las fuerzas de diseño y el detallado del refuerzo. Por ejemplo, para muros “robustos”, las fuerzas cortantes de diseño se deben incrementar por un factor que varía aproximadamente entre 1.5 y 2.0, pero no es necesario disponer la cuantía mínima de refuerzo a cortante en el alma si $\phi_v V_c \geq V_u$ (sección 5.4.3.5.2 de EC8).
- c) *Comportamiento dúctil alto*: en la sección 5.5 de EC8 (2004) se especifican requisitos para el cálculo de las fuerzas de diseño y el detallado del refuerzo. Para muros dúctiles con $H/l_w \leq 2.0$, las resistencias de diseño a cortante por tensión diagonal, compresión diagonal y por deslizamiento, se deben calcular por medio de las Ecs. 2-26, 2-32 y 2-34, respectivamente. No obstante, si en la zona crítica N_u es negativa (tensión), la resistencia por tensión diagonal se debe calcular para $\phi_v V_c = 0$. En cuanto a las cuantías mínimas de refuerzo horizontal y vertical en el alma del muro, estas deben ser iguales a 0.002. Adicionalmente, las cuantías de refuerzo en el alma debe cumplir con la condición indicada por la Ec. 2-39.

$$\rho_h f_{yh} \leq \rho_v f_{yh} + \sigma_{vu(\min)} \quad (2-39)$$

donde $\sigma_{vu(\min)}$ es el esfuerzo axial de diseño, cuyo valor es negativo en tensión.

2.3.4 Informe ASCE-43

En el informe ASCE-43 (2005) se indican criterios para el diseño sísmico de estructuras nucleares. En la sección 4.2.3 del ASCE-43 se hace referencia al ACI-349 (2001) para estimar la resistencia nominal a cortante de muros de concreto reforzado; es decir, de forma indirecta se hace referencia al ACI-318 (2008). Sin embargo, el ASCE-43 señala que el procedimiento de ACI-349 (2001) es generalmente muy conservador y, por lo tanto, en la sección 4.2.3 se propone de forma alterna que la resistencia a cortante de muros con elementos de borde (columnas o patines) y con $H/l_w \leq 2$, se calcule por medio de la Ec. 2-40.

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \leq 1.66\lambda \sqrt{f'_c} t_w d_w \quad (\text{MPa}) \\ V_n &= V_c + V_s \leq 5.3\lambda \sqrt{f'_c} t_w d_w \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-40)$$

donde d_w es el peralte efectivo de la sección transversal del muro; es decir, la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tensión. Si d_w no se calcula a partir de un análisis de compatibilidad de deformaciones, se establece que $d_w = 0.6l_w$. V_c y V_s se deben calcular utilizando las Ecs. 2-41 y 2-42, respectivamente.

$$\begin{aligned} V_c &= \left[0.69\lambda \sqrt{f'_c} - 0.28\lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{H}{l_w} - 0.5 \right) \right] t_w d_w + \frac{N_u d_w}{4l_w} \quad (\text{MPa}) \\ V_c &= \left[2.2\lambda \sqrt{f'_c} - 0.9\lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{H}{l_w} - 0.5 \right) \right] t_w d_w + \frac{N_u d_w}{4l_w} \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-41)$$

$$V_s = (A\rho_v f_{yv} + B\rho_h f_{yh}) t_w d_w \quad (2-42)$$

donde f_{yv} y f_{yh} son los esfuerzos especificados de fluencia del acero de refuerzo vertical y horizontal, respectivamente. Para comparar las ecuaciones de acuerdo con la versión vigente del Reglamento ACI-318 (2008), en las Ecs. 2-40 y 2-41 se incluye el factor λ (sección 2.3.2). A y B son constantes que representan la contribución del acero de refuerzo vertical y horizontal en el alma del muro y, sus valores se indican en la Tabla 2-1 ($A + B = 1$). Cuando las cuantías de refuerzo vertical y horizontal son iguales, la contribución del refuerzo en el alma a la resistencia al cortante es idéntica a la calculada con los requerimientos de ACI-318 (Ecs. 2-21 y 2-22) y la propuesta original de Barda *et al.* (Ec. 2-44).

Tabla 2-1. Cálculo de la contribución del refuerzo del alma

Barda <i>et al.</i> (1977)			ASCE-43 (2005)		
H/l_w	A	B	H/l_w	A	B
≤ 0.5	1	0	≤ 0.5	1	0
0.5 – 1.0	$-2 H/l_w + 2.0$	$2 H/l_w - 1.0$	0.5 – 1.5	$-H/l_w + 1.5$	$H/l_w - 0.5$
≥ 1.0	0	1	≥ 1.5	0	1
Límite	---		Límite	$A\rho_v + B\rho_h \leq 1\%$	

La Ec. 2-41 fue propuesta por Barda *et al.* (1977) para muros con $H/l_w \leq 1$ y representa la estimación de la resistencia que mejor se ajusta a los resultados experimentales (para diseño reglamentario Barda *et al.* proponen la Ec. 2-43). Para extender la aplicación de la Ec. 2-41 a muros con $H/l_w \leq 2$, el ASCE-43 (2005) establece que el límite del esfuerzo cortante es igual a $1.66\sqrt{f'_c}$ en MPa ($5.3\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm^2). El factor de reducción de fuerza cortante, ϕ_v , es igual a 0.8 y, de esta manera, se supone que la resistencia de diseño se ubica una desviación estándar más abajo que la ecuación propuesta originalmente por Barda *et al.* (1977). No se utilizaron otros factores de reducción propuestos por el ACI, ya que dichos factores se basan en un determinado modo de falla para estructuras con propósitos no nucleares. De acuerdo con Braverman *et al.* (2007), la resistencia nominal a cortante calculada con la Ec. 2-40 es 45% mayor que la resistencia que se obtiene al utilizar las ecuaciones de las secciones 11.9 y 21.9 de ACI-349 (2001); es decir, al utilizar la sección 4.2.3 del ASCE-43 (2005) se pueden obtener resistencias significativamente mayores que las capacidades reales de los muros.

2.4 Modelos derivados de investigaciones

A continuación se presentan metodologías disponibles en la literatura para evaluar la resistencia al cortante de muros de concreto de baja altura. Las recomendaciones y/o expresiones propuestas en algunas de estas metodologías han sido incluidas parcial o totalmente en reglamentos de construcción.

2.4.1 Barda *et al.*

En el programa de investigación de Barda *et al.* (1977) se ensayaron ocho modelos que representaron muros de cortante de baja altura con elementos de borde. Las principales variables incluidas fueron las siguientes: la cuantía de refuerzo a flexión (en elementos de borde), la cuantía de refuerzo vertical y horizontal en el muro y, la relación H/l_w de los muros. La cuantía de refuerzo de flexión varió entre 1.8 y 6.4% del área del elemento de borde, el refuerzo horizontal y vertical en el muro entre 0 y 0.5% del área del muro y, la relación H/l_w entre 0.25 y 1.0. El refuerzo de los muros se colocó en dos capas. Cada espécimen fue reforzado por medio de barras de refuerzo con esfuerzo de fluencia nominal, $f_y = 412$ MPa ($4,200$ kgf/cm^2). Se utilizó concreto de peso normal, cuya resistencia medida varió entre 16.6 y 28.9 MPa (169 y 295 kgf/cm^2). El tamaño máximo del agregado grueso fue igual a 19 mm ($3/4$ pulg). La longitud y el espesor de todos los

muros fueron iguales a 1.91 m y 102 mm, respectivamente. Seis de los especímenes tenían relación $H/l_w = 0.5$, dos de ellos con relación $H/l_w = 0.25$ y uno con relación $H/l_w = 1.0$. Los elementos de borde tenían un ancho y espesor de 610 y 102 mm, respectivamente. Estos elementos simulaban muros transversales o columnas en una estructura real y tenían barras que actuaban como refuerzo de flexión. En la parte superior de cada espécimen fue construida una losa de 1.52 m de ancho y 152 mm de espesor. Dos de los especímenes se ensayaron bajo carga lateral cíclica y los demás bajo carga lateral monótona. Las conclusiones principales de esta investigación fueron (Barda *et al.*, 1977):

- Los procedimientos de diseño de la época subestiman la resistencia de los muros de cortante de baja altura.
- La resistencia al cortante de los especímenes no es afectada por las diferencias en la cuantía de refuerzo a flexión en los elementos de borde, siempre y cuando todas las barras estén ancladas adecuadamente a la cimentación.
- Los especímenes que se sometieron a carga lateral cíclica desarrollaron resistencia al cortante aproximadamente 10% menor que la de los especímenes sometidos a carga monótona.
- Para los especímenes con relación $H/l_w \leq 0.5$, se observó que el refuerzo horizontal en el muro no contribuyó a la resistencia al cortante. Sin embargo, las barras horizontales fueron efectivas en producir un patrón de grietas más distribuido y en reducir el ancho de las grietas. Estas observaciones promovieron la recomendación de proporcionar una cuantía mínima de refuerzo horizontal en todos los muros.
- El refuerzo vertical en el muro fue efectivo como refuerzo de cortante en los especímenes con relación H/l_w igual a 0.5 y 0.25; sin embargo, fue menos efectivo en el espécimen con relación $H/l_w = 1.0$. Adicionalmente, las barras verticales también fueron efectivas en la distribución y el ancho de las grietas. Estas observaciones también promovieron la recomendación de proporcionar cuantía mínima de refuerzo vertical en todos los muros.
- La resistencia cortante de los especímenes con relación $H/l_w = 0.25$ no fue significativamente mayor que la resistencia al cortante de un espécimen similar con relación $H/l_w = 0.5$.
- El deslizamiento en las juntas de construcción en el extremo inferior (muro–cimentación) y superior (muro–losa) en algunos muros, pudo haber reducido levemente su resistencia. Sin embargo, el deslizamiento en las juntas parece tener un efecto favorable al incrementar la absorción de energía.
- Se observó que la fuerza cortante es transmitida desde la losa superior a la base por medio de la formación de “puntales” de compresión entre las grietas del muro. La inclinación de los puntales en los especímenes con relación $H/l_w = 0.5$ fue aproximadamente igual a 38° .
- La capacidad de soportar carga más allá de la carga máxima depende principalmente de la capacidad de los elementos de borde de trabajar como un marco. En todos los casos, el mecanismo de marco proporcionó un modo de falla gradual en lugar de un mecanismo súbito no deseado.

Para muros con $17.3 \leq f_c' \leq 31.0$ MPa ($176 \leq f_c' \leq 316$ kgf/cm²), $0 \leq H/l_w \leq 1.0$, $0.25 \leq \rho_v \leq 0.5\%$ y $\rho_h \geq 0.25\%$ se propone calcular la contribución del concreto y del acero de refuerzo con el criterio siguiente.

2.4.1.1 Resistencia nominal proporcionada por el concreto

Barda *et al.* (1977) proponen modificar los requerimientos del Reglamento ACI de la época, en lo referente a la contribución del concreto a la resistencia. En general, sugieren sustituir la Ec. 2-19, la cual es igual que la presentada en el Reglamento ACI de la época, por la Ec. 2-43.

$$V_c = \left(0.66\lambda \sqrt{f_c'} - 0.21\lambda \sqrt{f_c'} \frac{H}{l_w} \right) t_w d_w + \frac{N_u d_w}{4l_w} \quad (\text{MPa})$$

$$V_c = \left(2.12\lambda \sqrt{f_c'} - 0.66\lambda \sqrt{f_c'} \frac{H}{l_w} \right) t_w d_w + \frac{N_u d_w}{4l_w} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

(2-43)

Aunque en el modelo no se propone específicamente una expresión para el cálculo de d_w , se supone igual a la especificada en el Reglamento ACI-318 (2008), es decir, $d_w = 0.8l_w$. Asimismo, de acuerdo con la versión vigente de este reglamento, en la Ec. 2-43 se incluye el factor λ (sección 2.3.2).

2.4.1.2 Resistencia nominal proporcionada por el acero de refuerzo a cortante

En el modelo de Barda *et al.* (1977), la contribución del refuerzo a cortante se calcula por medio de la Ec. 2-44.

$$V_s = \frac{a_{vw} f_{yv} d_w}{s_v} \quad (2-44)$$

Para los muros estudiados ($H/l_w \leq 1.0$), la contribución del acero fue proporcionada principalmente por el refuerzo vertical. Sin embargo, se requiere que ρ_v sea al menos igual a ρ_h . De acuerdo con Nie *et al.* (2008), la Ec. 2-44 se modificó para reflejar los resultados experimentales reportados por Cárdenas *et al.* (1973), Shiga *et al.* (1973) y Oesterle *et al.* (1984); es decir, en lugar de la Ec. 2-44 se propone utilizar la Ec. 2-42 con las constantes A y B que se indican en la Tabla 2-1. Cuando las cuantías de refuerzo vertical y horizontal son iguales, la contribución del refuerzo en el alma a la resistencia al cortante del muro es idéntica a los requerimientos de ACI-318 (Ecs. 2-21 y 2-22) y a la propuesta original de Barda *et al.* (Ec. 2-44).

2.4.2 Hernández y Zermeño

Hernández y Zermeño (1980) recopilaron la información experimental de 31 muros de concreto ensayados bajo carga lateral cíclica, con el propósito de estudiar la resistencia y el comportamiento inelástico de muros con falla a cortante. Los especímenes utilizados corresponden a los reportados por Shiga *et al.* (1973), Barda *et al.* (1977) y Hernández (1980): 23 muros con columnas en los extremos y 8 con sección rectangular. Las variables estudiadas fueron las siguientes: el cociente M/Vl_w (entre 0.5 y 2.05; en este caso $M/Vl_w = H/l_w$), la resistencia del concreto (f_c' entre 15.7 y 37.1 MPa), la cuantía de refuerzo en el alma (ρ_h y ρ_v entre 0.25 y 0.70%), la distribución del refuerzo en el alma, la carga axial (σ_v entre 0 y 12.6% de f_c'), la presencia de losas intermedias en la altura del muro y el efecto de los elementos de borde (columnas o patines). Los objetivos fundamentales de la investigación fueron: establecer un método para predecir la resistencia al cortante de los muros y proponer un modelo que describiera el comportamiento histerético de muros con falla de cortante. De acuerdo con Hernández y Zermeño (1980), estos modelos son de vital importancia, pues la mayoría de los reglamentos de diseño estipulan coeficientes sísmicos para los edificios con muros de cortante mayores que los fijados para edificios a base de marcos, sin hacer distinción del tipo de falla. En muros con relaciones M/Vl_w altas, el tipo de falla de flexión es el que predomina y, por lo tanto, puede obtenerse un comportamiento dúctil con requerimientos de refuerzo mínimos y coeficientes sísmicos similares a los utilizados para marcos. En muros robustos usualmente el cortante predomina sobre la flexión y, por lo tanto, su comportamiento tiene menor capacidad de disipación de energía. Las principales conclusiones de esta investigación fueron (Hernández y Zermeño, 1980):

- Los muros con falla de cortante tienen un comportamiento histerético inadecuado debido al deterioro progresivo de su resistencia bajo cargas laterales cíclicas.
- La eficiencia de los elementos de borde para mejorar el comportamiento es baja, aun si el concreto de la columna está confinado por gran cantidad de refuerzo transversal.
- Es conveniente disponer cuantías de refuerzo similares en las dos direcciones del alma del muro, con el fin de prevenir que la fluencia acelere la falla de cortante. Se propone una relación de al menos 3/2 entre la mayor y la menor cuantía de refuerzo.
- Las losas intermedias se comportan como rigidizadores, ya que incrementan la rigidez inicial de los muros y la capacidad de desplazamiento en la falla. Sin embargo, no incrementan la resistencia del muro.
- Las variables principales que afectan la resistencia del muro son: el cociente M/Vl_w , la resistencia del concreto, el refuerzo del alma del muro, la carga axial y la presencia de elementos de borde.

- En cuanto a la capacidad de desplazamiento en la falla, las variables principales que influyen son el cociente M/Vl_w y las cuantías de refuerzo. La configuración del refuerzo en el alma del muro y, la cantidad y distribución del refuerzo en los elementos de borde no mejoraron dicha capacidad.
- En general, Hernández y Zermeño (1980) señalan que las estructuras de bajo periodo, cuyo comportamiento esté dominado por el cortante, deben ser diseñadas para fuerzas cortantes superiores y deben tener la capacidad de soportar deformaciones mayores que aquellas cuyo comportamiento es linealmente elástico. Esto se debe al alto deterioro de la resistencia y a la baja disipación de energía en los ciclos de histéresis.

2.4.2.1 Resistencia nominal proporcionada por el concreto

La contribución del concreto a la fuerza cortante, sin incluir el efecto de la carga axial, se calcula utilizando la Ec. 2-45.

$$V_c = V_0 = \left[0.5 - 0.09 \left(\frac{M}{Vl_w} \right)^2 \right] \sqrt{f_c'} t_w d_w \geq 0.16 \sqrt{f_c'} t_w d_w \quad (\text{MPa})$$

$$V_c = V_0 = \left[1.6 - 0.3 \left(\frac{M}{Vl_w} \right)^2 \right] \sqrt{f_c'} t_w d_w \geq 0.5 \sqrt{f_c'} t_w d_w \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2-45)$$

donde V_0 es la resistencia al cortante del concreto para un determinado cociente M/Vl_w . De acuerdo con los resultados experimentales, para muros sin elementos de borde, el peralte efectivo corresponde a la longitud total del muro. Cuando se tienen elementos de borde, el peralte efectivo corresponde a la longitud total del muro más dos veces el espesor del alma. La resistencia a cortante del concreto se incrementa en función de la carga axial utilizando la Ec. 2-46.

$$V_c = V_0 \sqrt{1 + \frac{\sigma_v}{\nu_0}} \quad \frac{\sigma_v}{\nu_0} \leq 5 \quad (2-46)$$

$$\nu_0 = \frac{V_0}{t_w d_w} \quad (2-47)$$

donde σ_v es el esfuerzo vertical de compresión y ν_0 es el esfuerzo a cortante del concreto para un cociente M/Vl_w específico.

2.4.2.2 Resistencia nominal proporcionada por el acero de refuerzo a cortante

De forma similar al ASCE-43 (2005), la contribución del refuerzo a cortante se calcula a partir de la Ec. 2-42 y utilizando los valores de las constantes A y B que se indican en la Tabla 2-2. Sin embargo, los refuerzos vertical y horizontal se deben proporcionar al menos con una relación 3/2 entre la mayor y la menor cuantía de refuerzo.

Tabla 2-2. Cálculo de la contribución del refuerzo del alma: Hernández y Zermeño (1980)

M / Vl_w	A	B
< 1.0	1	0
≥ 1.0	0	1

2.4.3 Mau y Hsu

En la investigación de Hsu y Mo (1985) se desarrolló una teoría para predecir el comportamiento a cortante de muros de baja altura. La teoría utiliza el concepto del modelo de armadura junto con una relación

esfuerzo–deformación del concreto con ablandamiento. La historia del comportamiento se describe al resolver un conjunto de ecuaciones simultáneas de forma iterativa. Este método de ensayo y error es adecuado para propósitos de análisis pero no para diseño. Mau y Hsu (1986) identificaron los tres posibles modos de falla que se pueden presentar en los muros, los cuales dependen de la cuantía de acero de refuerzo vertical y, proponen ecuaciones para diseño. Los tres modos de falla son: “sub–reforzada”, “balanceada” y “sobre–reforzada”. En la teoría propuesta no se tiene en cuenta la contribución del acero de refuerzo horizontal, ya que suponen que la cimentación rígida proporciona alto efecto de restricción en muros de baja altura y, por lo tanto, el área de este acero se considera como infinita y su deformación horizontal poco significativa. Teniendo en cuenta lo anterior, Mau y Hsu (1986) proponen calcular por medio de la Ec. 2-48, la resistencia a cortante de muros de baja altura con un modo de falla “sub–reforzada” (dúctil).

$$V_n = f_c' \omega^{2/3} \sqrt{1 - \omega^{2/3}} t_w d_w \quad (2-48)$$

$$\omega = \frac{\rho_v f_{yv}}{f_c'} \quad (2-49)$$

donde ω es el índice de refuerzo vertical del muro. Mau y Hsu (1987) proponen incluir el efecto del esfuerzo vertical axial (σ_v) a partir de un índice de refuerzo efectivo, ω' , el cual se calcula por medio de la Ec. 2-50.

$$\omega' = \frac{\rho_v f_{yv} + \sigma_v}{f_c'} \quad (2-50)$$

De acuerdo con Mau y Hsu (1987), el efecto del esfuerzo vertical sobre la resistencia a cortante es equivalente a un incremento del índice de refuerzo vertical. Para propósitos de diseño, Mau y Hsu (1986) sugieren el siguiente procedimiento:

- a. Seleccionar las propiedades de los materiales: esfuerzo de fluencia (f_{yv}) y módulo de elasticidad del acero de refuerzo vertical (E_s), resistencia nominal a la compresión del concreto (f_c') y su deformación asociada a f_c' (ϵ_0).
- b. Calcular la relación de deformación de fluencia, ζ , utilizando la Ec. 2-51.

$$\zeta = \frac{f_{yv}}{E_s \epsilon_0} \quad (2-51)$$

- c. Determinar el límite inferior del esfuerzo cortante balanceado, τ_b :

$$\tau_b = (0.365 - 0.176 \zeta + 0.028 \zeta^2) f_c' \quad (2-52)$$

- d. Para la fuerza cortante dada, V , seleccionar el espesor del muro:

$$t_w > \frac{V}{\tau_b d_w} \quad (2-53)$$

- e. Calcular el esfuerzo nominal a cortante, τ_n :

$$\tau_n = \frac{V}{t_w d_w} \quad (2-54)$$

f. Determinar la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = \left[0.0013 + 0.0984 \frac{\tau_n}{f_c'} + 2.209 \left(\frac{\tau_n}{f_c'} \right)^2 \right] \frac{f_c'}{f_{yv}} \quad (2-55)$$

ρ_v no debe ser menor que 0.5%, ya que no se verificó la validez del método para valores inferiores.

g. Proporcionar la cuantía de refuerzo horizontal mínima ($\rho_h = 0.0025$) que se especifica en el Reglamento ACI-318.

2.4.4 Wood

Wood (1990) recopiló y revisó los resultados experimentales de 143 ensayos de muros de concreto reforzado de baja altura (127 de un nivel y 16 de dos niveles) sometidos a fuerzas laterales, con el fin de evaluar los requerimientos de resistencia nominal a cortante de la época. Todos los especímenes tenían las siguientes características comunes: muros aislados, carga lateral aplicada de forma estática en el plano del muro, modo de falla a cortante, refuerzo vertical y horizontal distribuido uniformemente en el alma del muro y, sección transversal simétrica. Se incluyeron muros con sección transversal rectangular, así como con columnas en los extremos y con muros perpendiculares en los extremos y, tres configuraciones de carga cuasi-estática: monótona, cíclica no reversible y cíclica reversible. El espesor del alma de los muros varió entre 10 y 160 mm, pero más del 75% de los muros tenían un espesor entre 25 y 100 mm. El cociente M/Vl_w varió entre 0.5 y 1.0 (muros cortos). En 18 especímenes se aplicó carga axial adicional al peso propio de los muros, el cual fue equivalente a un esfuerzo axial promedio que varió entre 7 y 18% de f_c . En los demás especímenes, este esfuerzo fue menor que 0.5% de f_c . La resistencia a la compresión del concreto varió entre 13.7 y 49.1 MPa (140 y 500 kgf/cm²). Aproximadamente un tercio de los especímenes fueron construidos con concreto de resistencia a la compresión menor que 20.6 MPa (210 kgf/cm²). El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo del alma de los muros (f_{yh} y f_{yv}) varió entre 275 y 569 MPa (2,800 y 5,800 kgf/cm²). Las cuantías de refuerzo horizontal (ρ_h) y vertical (ρ_v) en el alma del muro variaron entre 0.07 y 1.9 % y, entre 0.07 y 2.9 %, respectivamente. Adicionalmente, las diferencias entre las cuantías de refuerzo horizontal y vertical fueron menores que 10% en el 90% de los muros. La cuantía de refuerzo longitudinal concentrado en los elementos extremos, ρ_b , varió entre 0 y 8.9%. Aproximadamente el 90% de los especímenes tenían cuantías de refuerzo longitudinal en los elementos de borde entre 1 y 6%. Los especímenes con cuantías de refuerzo longitudinal en los elementos de borde igual a cero, fueron muros rectangulares con refuerzo vertical uniformemente distribuido en toda el alma del muro. Las observaciones principales de esta investigación fueron (Wood, 1990):

- La sección de requisitos especiales para el diseño sísmico de muros de ACI-318 estipula que la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal para muros con H/l_w menor que 2.0. Por lo tanto, para calcular la resistencia a cortante a partir de la Ec. 2-22 se utilizó la menor entre las dos cuantías de refuerzo en el alma del muro (vertical y horizontal).
- Las resistencias medidas en los muros considerados en el estudio no fueron bien representadas por la Ec. 2-22 de ACI-318. Se observó que en dicha ecuación, la tasa de incremento de resistencia atribuible al refuerzo del alma se sobreestima, es decir, a medida que se aumenta la cuantía de refuerzo en el alma, la efectividad disminuye.
- Todos los muros resistieron un esfuerzo cortante promedio igual a 2.1 MPa (21.1 kgf/cm²). Sin embargo, se observó una tendencia de incremento de este esfuerzo al incrementar la cuantía de refuerzo en el alma del muro.

- No se observó influencia del espesor de los especímenes en la resistencia al cortante.
- La configuración de carga tampoco tuvo influencia importante en la resistencia al cortante de los especímenes. Sin embargo, el límite inferior de la resistencia de los muros sometidos a carga lateral cíclica fue un poco menor que el límite inferior de la resistencia de los muros sometidos a carga monótona.
- El intervalo de los valores máximos del esfuerzo cortante promedio varió entre $0.47\sqrt{f_c'}$ y $1.95\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.49\sqrt{f_c'}$ y $6.23\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm²). Los resultados indicaron que un límite inferior razonable de la resistencia unitaria al cortante de los muros es igual $0.5\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.59\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm²).

A partir de la analogía de cortante por fricción y suponiendo que los muros fallan por deslizamiento a lo largo de una grieta horizontal en la base, Wood (1990) obtuvo una estimación de la resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo vertical. Sin embargo, con la analogía clásica de cortante por fricción se sobreestimó el máximo esfuerzo cortante promedio, debido principalmente a la presencia de grietas inclinadas en el muro y a los momentos de flexión. En el modelo se propone que la resistencia a cortante se calcule por medio de la Ec. 2-56, en la cual se supone que el coeficiente de fricción, μ_{fr} , es igual a uno.

$$0.5\sqrt{f_c'} A_w \leq V_n = \frac{A_{vf} f_y}{4} \leq 0.83\sqrt{f_c'} A_w \quad (\text{MPa})$$

$$1.59\sqrt{f_c'} A_w \leq V_n = \frac{A_{vf} f_y}{4} \leq 2.65\sqrt{f_c'} A_w \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2-56)$$

El límite inferior corresponde a la resistencia mínima al cortante de muros de concreto de baja altura que tienen la cuantía mínima de refuerzo en el alma (0.25%); sin embargo, este límite no está relacionado con la cantidad de refuerzo en el alma. La parte principal de la Ec. 2-56 representa la resistencia a cortante por fricción para muros con cuantías altas de refuerzo vertical (en elementos de borde y en al alma).

2.4.5 Leiva y Montaña

El objetivo principal del estudio de Leiva y Montaña (2001) fue evaluar, a partir de datos experimentales disponibles en la literatura, el efecto de la degradación de resistencia al corte en muros de concreto reforzado. Para el desarrollo del modelo se incluyeron resultados experimentales de 43 muros de sección rectangular sin columnas en los extremos que desarrollaron modos de falla por corte (Cárdenas *et al.*, 1973; Hidalgo y Jordán, 1996; Wood, 1989; Pilakoutas y Elnashai, 1995a, 1995b; Hernández y Zermeño, 1980; entre otros). Los especímenes tenían espesor entre 60 y 120 mm y, cociente M/Vl_w entre 0.35 y 3.36. Las cuantías del refuerzo vertical y horizontal variaron entre 0.27 y 3.02% y, entre 0 y 1.0%, respectivamente. El modelo conceptual propuesto es válido para elementos que desarrollan deformaciones no-lineales y alcanzan la fluencia en flexión; es decir, no es aplicable directamente a muros bajos en los que predomina el cortante. Los resultados analizados permitieron identificar los aspectos principales que se deben considerar en el desarrollo de un modelo de resistencia a cortante para muros de concreto reforzado; es decir: a) se debe revisar la hipótesis generalmente aceptada que todo el refuerzo transversal que cruza una grieta inclinada alcanza la fluencia y, b) incorporar el efecto de degradación de la resistencia a cortante en elementos que están sometidos a demandas de deformación no-lineal en flexión. De acuerdo con Leiva y Montaña (2001), el modelo propuesto originalmente para columnas del ATC-6 (1981) que se muestra en la Figura 2-1, es apropiado para estos fines. En el modelo se supone que la degradación de la resistencia al corte, V_n , ocurre a partir de un cierto límite hasta que la resistencia alcanza un valor residual (curva 4 de la figura).

Dependiendo de los valores relativos entre la resistencia al corte y la resistencia a flexión, un elemento puede desarrollar los tres tipos de comportamiento que se muestran en la Figura 2-1. En el primer caso (curva 1), la resistencia a flexión es menor que la resistencia residual de corte y, por lo tanto, el elemento puede desarrollar una falla dúctil por flexión después de alcanzar niveles altos de deformación no-lineal. En el caso (2), el

elemento cuenta con resistencia inicial a corte suficiente para desarrollar la fluencia en flexión; sin embargo, después de haber desarrollado un cierto nivel de ductilidad ocurre la falla por cortante, debido a que la capacidad a cortante se degrada más rápidamente que la de flexión. En el caso (3), la resistencia a la flexión es mayor que la resistencia inicial a cortante y, por lo tanto, se produce una falla frágil por cortante. En el modelo, la resistencia a cortante, V_n , en la etapa posterior al agrietamiento diagonal se expresa en la forma tradicional como la superposición de las contribuciones del concreto, V_c , y la del refuerzo transversal, V_s y, se supone que la degradación afecta solamente a V_c .

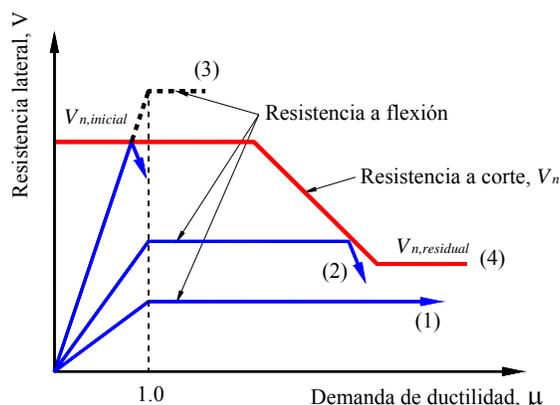


Figura 2-1. Modelo conceptual de resistencia a cortante. Adaptada de Leiva y Montañó (2001)

2.4.5.1 Resistencia nominal proporcionada por el concreto

En el modelo de Leiva y Montañó (2001) la contribución del concreto a la fuerza cortante se calcula como:

$$V_c = 0.63 \left[1 + 10 \frac{M}{M_n} \rho \right] j \left(\frac{M}{V l_w} \right) f(\mu_\phi) \sqrt{f_c'} t_w d_w \quad (\text{MPa}) \quad (2-57)$$

$$V_c = 2.0 \left[1 + 10 \frac{M}{M_n} \rho \right] j \left(\frac{M}{V l_w} \right) f(\mu_\phi) \sqrt{f_c'} t_w d_w \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$j \left(\frac{M}{V l_w} \right) = \begin{cases} 1 - 0.25 \frac{M}{V l_w} & \rightarrow \left(\frac{M}{V l_w} \right) \leq 1.0 \\ 0.75 & \rightarrow \left(\frac{M}{V l_w} \right) > 1.0 \end{cases} \quad (2-58)$$

$$f(\mu_\phi) = \begin{cases} 0.9 & \rightarrow \text{sin demanda de ductilidad} \\ 1 - 0.1\mu_\phi & \rightarrow \mu_\phi \geq 1.0 \end{cases} \quad (2-59)$$

donde M es el momento flexionante en la sección crítica para el instante de la falla por corte; M_n es el momento flexionante resistente de la sección crítica, el cual se calcula considerando como criterio de falla por flexión una deformación máxima del concreto igual 0.003; ρ es la cuantía total del refuerzo longitudinal en tensión, μ_ϕ es la ductilidad a la curvatura de la sección, la cual se calcula a partir de la hipótesis de secciones planas. Esta ductilidad se utiliza como parámetro para evaluar la demanda de deformaciones no-lineales sobre los muros. De acuerdo con Leiva y Montañó (2001), la contribución del concreto incluye mecanismos tales como la transmisión de corte a través de la zona comprimida en la base del muro, el cortante transmitido mediante la trabazón de los agregados, el efecto de dovola del refuerzo longitudinal y el efecto del esfuerzo

axial. El modelo propuesto está basado en el mecanismo de transferencia de corte a través de la zona comprimida en la base del muro. Los resultados experimentales encontrados coinciden con observaciones experimentales que han mostrado que la resistencia a cortante tiende a aumentar con el incremento de la cuantía de refuerzo longitudinal de los elementos de borde y del alma (Wood, 1990). También se ha encontrado que el refuerzo longitudinal es efectivo como refuerzo de corte en muros con esbeltez (M/Vl_w) baja, además de ser efectivo para producir mejor distribución de grietas y reducir su espesor (Barda *et al.*, 1977). En el modelo no se incluye el efecto del esfuerzo axial, ya que los datos disponibles no fueron suficientes para evaluar dicho efecto. Los términos que contienen la ductilidad alcanzada, μ_ϕ , y el cociente M/M_n , de alguna manera evalúan el nivel de daño por flexión en el elemento al momento de la falla por corte. La importancia relativa de estos factores depende del nivel de deformaciones. Previo a la fluencia, M/M_n crece, mientras μ_ϕ permanece constante igual a cero. Al llegar y sobrepasar el nivel de fluencia, M/M_n permanecerá en un valor muy cercano a uno, mientras μ_ϕ crece; sin embargo, el nivel de deformaciones que el muro puede alcanzar depende directamente de su esbeltez. El intervalo de los datos experimentales utilizados para la calibración originan que el modelo no pueda utilizarse para evaluar la resistencia de muros con demandas de ductilidad, μ_ϕ , mayores que seis, ni con valores M/Vl_w mayores que tres.

2.4.5.2 Resistencia nominal proporcionada por el acero de refuerzo a cortante

De acuerdo con Leiva y Montaña (2001), el ancho de la grieta inclinada es mínimo en las zonas cercanas a los extremos de las secciones del muro y, por lo tanto, no es posible que todo el refuerzo transversal que cruza la grieta en estas zonas extremas desarrolle la fluencia. Como consecuencia de éste y otros factores (como la inclinación de la grieta), los valores de la contribución del refuerzo transversal, V_s calculados con las expresiones tradicionales, son mayores que los valores reales. Por consiguiente, se propone que la contribución del refuerzo a cortante se calcule por medio de la Ec. 2-60.

$$V_s = \alpha \frac{a_{hw} f_{yh} d_w}{s_h} \quad (2-60)$$

donde el factor $\alpha = 0.7$ y representa la efectividad del refuerzo transversal. Conforme con Leiva y Montaña (2001), los resultados del estudio donde se proponen cambios importantes en la forma tradicional de calcular la resistencia a cortante, deben ser considerados como un primer intento de resolver el problema. La evaluación del daño sufrido por los elementos estructurales y su efecto sobre la pérdida de resistencia debe realizarse considerando no sólo las deformaciones alcanzadas sino la historia total de estas deformaciones. Lo anterior es posible hacerlo mediante ensayos dinámicos en mesa vibradora.

2.4.6 Flores et al.

A partir de los resultados experimentales de los especímenes ensayados en la segunda etapa del proyecto del cual hace parte esta investigación (Tabla 4-1) y, considerando que sólo es aplicable a los casos cubiertos por los intervalos en que variaron las características de los especímenes utilizados, Flores *et al.* (2007) proponen aplicar las Ecs. 2-61 y 2-62 para determinar la contribución del concreto (V_c) y del acero de refuerzo transversal (V_s), respectivamente, a la resistencia a cortante de muros de concreto de baja altura.

$$V_c = 0.17 \sqrt{0.8 f_c'} A_w \quad (\text{MPa})$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{0.8 f_c'} A_w \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2-61)$$

$$V_s = 0.75 \rho_h f_{yh} A_w \quad (2-62)$$

En la investigación se estudiaron muros con relación de aspecto (H/l_w) igual a 0.5 (robustos), 1.0 (cuadrados) y 2.0 (esbeltos), sometidos a carga lateral cíclica reversible y a un esfuerzo vertical constante durante el

ensayo igual a 0.25 MPa (2.5 kgf/cm²). Aun cuando la resistencia nominal del concreto se propuso de 9.8 y 14.7 MPa (100 y 150 kgf/cm²), los valores experimentales oscilaron entre 5.2 y 28.6 MPa (53 y 292 kgf/cm²). Si bien la relación de aspecto de los muros de concreto estudiados varió entre 0.5 y 2.0, la expresión para determinar la contribución del concreto no depende de esta variable. Aunque en los especímenes esbeltos esta propuesta puede proporcionar una resistencia ligeramente superior que la obtenida con la metodología de NTC-C (2004), en los especímenes robustos la resistencia predicha con esta propuesta resulta notablemente inferior a dicha metodología. Para el cálculo de la contribución del acero de refuerzo se introduce un factor que reduce la contribución de este componente a la resistencia a cortante. Las principales conclusiones de la investigación fueron (Flores *et al.*, 2007):

- En los especímenes estudiados se observó un patrón de agrietamiento inclinado aproximadamente a 45° en toda el alma del muro, sin importar su relación de aspecto. En general, los muros reforzados con la cuantía mínima (según NTC-C, 2004 y ACI-318, 2008) presentaron mecanismo de falla asociada con la fluencia y el alargamiento de las barras de refuerzo en el alma del muro, seguido del aplastamiento de los bloques de concreto en que quedó dividido el muro por las grietas inclinadas (falla combinada de tensión y compresión diagonal).
- En cuanto al tipo de refuerzo, los modelos con malla de alambre soldado presentaron resistencia similares a los especímenes reforzados con barras corrugadas No. 3, con las mismas cuantías. Sin embargo, estos modelos exhibieron menor capacidad de desplazamiento inelástico y la falla fue originada por fractura de los alambres a distorsiones aproximadas a 0.6%. El uso de la malla como refuerzo (con las características estudiadas) debe ser considerado cuidadosamente dependiendo de la necesidad de contar con la capacidad de desplazamiento inelástico a cortante en los elementos.
- Respecto a la rigidez inicial, existe una discrepancia en la predicción al usar las ecuaciones de la mecánica de materiales. Sin embargo, la misma se debió, en varios casos, a que los muros presentaron agrietamientos por contracciones cerca de las esquinas, previos al ensayo. Dichos agrietamientos se originaron a causa de la restricción que produjo el denso armado vertical en los bordes de los muros, dispuesto para evitar la falla por flexión y obligar a la falla por cortante.

2.4.7 Gulec y Whittaker

Gulec y Whittaker (2009, 2011) recopilaron y analizaron la información experimental de 227 muros de baja altura (74 con sección rectangular, 79 con columnas en los bordes y 74 con patines en los bordes). A partir de modelos de elementos finitos se investigó la contribución y la interacción de las variables principales de diseño sobre la resistencia de los muros estudiados. Los valores de las variables utilizadas en la modelación fueron los siguientes: H/l_w igual a 0.35 y 0.7, cuantía de refuerzo en el alma del muro (vertical y horizontal) igual a 0.25% y 0.75%, resistencia a la compresión del concreto igual a 20 y 40 MPa (204 y 408 kgf/cm²), fuerza axial equivalente a 2.6% y 10.4% de f_c' y, refuerzo vertical de los elementos de borde entre el 43% y 86% del refuerzo vertical total del muro. Luego se planteó la forma funcional de las ecuaciones de predicción y se estableció la relación entre las fuerzas internas y externas con base en un diagrama de cuerpo libre y las tendencias de los resultados de los modelos de elementos finitos. Los coeficientes de las ecuaciones se determinaron a partir de análisis de regresión no-lineal y análisis estadístico de los cocientes entre la respuesta medida y calculada. Para propósitos de diseño se propone calcular la resistencia nominal a cortante de muros con sección transversal rectangular y con elementos de borde utilizando las Ecs. 2-63 y 2-64, respectivamente. La Ec. 2-63 es válida para muros con H/l_w entre 0.25 y 2.0, ρ_h entre 0 y 1.4%, ρ_v entre 0 y 3.1%, ρ_b entre 0 y 3.4%, f_c' entre 140 y 467 kgf/cm² (13.7 y 45.8 MPa) y, σ_v entre 0 y 14.3% de f_c' . La Ec. 2-64 está limitada a muros con H/l_w entre 0.2 y 1.02, ρ_h entre 0 y 2.8%, ρ_v entre 0 y 3.3%, ρ_b entre 0.3 y 3.2%, f_c' entre 169 y 457 kgf/cm² (16.6 y 44.8 MPa) y, σ_v entre 0 y 15% de f_c' .

$$V_n = \frac{\alpha_{w1} \sqrt{f_c'} A_w + 0.25 F_{vw} + 0.20 F_{vb} + 0.40 P}{\sqrt{H/l_w}} \leq \alpha_{w2} \sqrt{f_c'} A_w \quad \text{Sección rectangular} \quad (2-63)$$

$$V_n = \frac{0.04f_c' A_t + 0.40F_{vw} + 0.15F_{vb} + 0.35P}{\sqrt{H/l_w}} \leq \alpha_{w3} \sqrt{f_c'} A_t \quad \text{Elementos de borde} \quad (2-64)$$

donde $\alpha_{w1} = 0.125$ MPa (0.40 kgf/cm²), $\alpha_{w2} = 0.83$ MPa (2.65 kgf/cm²), $\alpha_{w3} = 1.24$ MPa (4.0 kgf/cm²), F_{vw} es la fuerza atribuida al refuerzo vertical del alma del muro ($A_{vw} \times f_{yv}$), A_{vw} es el área total de las barras verticales del alma del muro, F_{vb} es la fuerza atribuida al refuerzo vertical (longitudinal) del elemento de borde ($A_{sb} \times f_y$) y A_{sb} es el área total de acero vertical del elemento de borde. Para muros con columnas en los bordes, A_t corresponde al área total de la sección transversal del muro (incluyendo el área de las columnas). Para muros con patines, A_t corresponde al área efectiva; es decir, el área calculada como la suma del área del alma del muro más el área efectiva de los patines, la cual se calcula utilizando una longitud de patín correspondiente a la mitad de la altura del muro menos el espesor del alma del muro. La Ec. 2-64 se puede aplicar para muros con elementos de borde en los cuales $A_t/A_w \geq 1.25$. Para muros con patines en los cuales $1.0 \leq A_t/A_w \leq 1.25$, la resistencia nominal debe ser la menor de las calculadas con las Ecs. 2-63 y 2-64. En el desarrollo de las ecuaciones se supuso que en muros de baja altura las deformaciones en el refuerzo del alma están cercanas a la deformación de fluencia para el desplazamiento correspondiente a la resistencia y, por lo tanto, se ignora el endurecimiento por deformación del acero. Las conclusiones principales de la investigación fueron (Gulec y Whittaker, 2009, 2011):

- El tipo de sección transversal y el refuerzo vertical en los elementos de borde no se considera en la mayoría de las metodologías disponibles. Cuando se graficaron los cocientes entre la resistencia medida y $\sqrt{f_c'}$, se observó que la resistencia de muros con elementos de borde es mayor que la resistencia de muros con sección rectangular. Para muros con sección rectangular, la resistencia a cortante fue generalmente menor que $0.83\sqrt{f_c'}$ en MPa ($2.65\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm²), mientras que para muros con elementos de borde la mayoría de las resistencias excedió dicho valor, el cual representa el límite superior de la ecuación de resistencia máxima a cortante del Reglamento ACI-318 (2008).
- A partir de los resultados experimentales se observó que la resistencia a cortante incrementa al aumentar la cuantía de refuerzo longitudinal en los extremos. Adicionalmente, utilizando los resultados de los modelos numéricos se encontró que la adición de elementos de borde incrementa la resistencia entre 11% y 35%.
- En las ecuaciones disponibles no es claro el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal sobre la resistencia a cortante. A partir de los resultados experimentales se observó que el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal sobre la resistencia a cortante es significativo para muros con cuantías bajas de refuerzo; es decir, para muros con cuantías de refuerzo horizontal en el alma que no cumplen los requisitos de refuerzo mínimo de ACI-318 (2008). En cambio, para muros con cuantía de refuerzo horizontal mayor que 0.25% no se observó una tendencia clara de aumento de resistencia. A partir de los resultados analíticos también se observó que el efecto de la cuantía de refuerzo es mayor en los muros con sección rectangular. Sin embargo, se indica que se requiere mayor trabajo experimental para identificar el efecto de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el comportamiento de muros de baja altura.
- Teniendo en cuenta los resultados de los modelos numéricos se encontró que, para las cuantías de refuerzo utilizadas en la modelación, el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal en el alma del muro es bajo comparado con las otras variables. También se observó que el efecto de la relación de aspecto, la cuantía de refuerzo vertical en el alma y la fuerza axial es comparable en las dos geometrías de muros. Asimismo, se encontró que el efecto de f_c' es mayor en los muros con sección rectangular y que el efecto del refuerzo vertical en los elementos de borde es mayor en los muros con columnas o patines en los extremos.
- Inicialmente, se plantearon dos ecuaciones para cada tipo geometría de muro dependiendo del término de la contribución del concreto; es decir, en función de $\sqrt{f_c'}$ (la cual se relaciona con la resistencia a la tensión del concreto) o en función directa de f_c' . Para los muros con elementos de borde se plantearon ecuaciones adicionales en función del ancho efectivo del patín. En las ecuaciones para muros rectangulares, el coeficiente relacionado con la contribución del acero de refuerzo horizontal fue bajo y, en

algunas ecuaciones para muros con elementos de borde dicho coeficiente fue menor que cero. Por lo tanto, se decidió eliminar el término de la contribución del acero de refuerzo horizontal en el alma para las dos geometrías de muros y recalcular los demás coeficientes. Sin embargo, teniendo en cuenta que en la mayoría de los muros se utilizaron cuantías de refuerzo vertical y horizontal similares, se indica que un valor negativo puede ser el resultado de la correlación entre las cuantías de refuerzo vertical y horizontal.

- Para minimizar la variación respecto a las condiciones de frontera que se imponen en las diferentes configuraciones de ensayo, los datos utilizados para obtener las ecuaciones de predicción están limitadas a muros que fueron ensayados en voladizo.
- Gulec y Whittaker (2009, 2011) aceptan que la calidad de los resultados está limitada a la habilidad del modelo numérico para predecir la respuesta.

2.5 Modelos basados en la analogía de puntales y tensores

El modelo de puntales y tensores (MPT) es una representación discreta de un campo de esfuerzos obtenido a partir de las fuerzas aplicadas y de las condiciones de apoyo. Este modelo representa la forma en que se transmite la carga a través de un miembro de concreto, mediante un sistema de fuerzas estático que consiste básicamente en tres elementos: puntales, tensores y nudos. Las dimensiones de los puntales y tensores se determinan a partir de esfuerzos permisibles de compresión del concreto y son función de las características del campo de esfuerzos, del agrietamiento y del confinamiento del concreto (Uribe y Alcocer, 2001).

- *Puntales*: son los elementos a compresión en el MPT (generalmente concreto en compresión). Representan campos de esfuerzos en el concreto y pueden tener diferentes configuraciones (prismática, de abanico, de botella, entre otras) dependiendo de la configuración y de la inclinación de esfuerzos en el concreto, de los puntos de aplicación de carga y de las condiciones de apoyo.
- *Nudos*: las zonas nodales son aquellas aledañas a los puntos en los que confluyen varios elementos del sistema de puntales y tensores y, representan las regiones en las cuales las fuerzas deben ser reorientadas o desviadas. Pueden presentarse tres tipos de nudos de acuerdo con el sentido de las fuerzas que actúan en ellos: nudos CCC, en los que confluyen únicamente fuerzas de compresión; nudos CCT, que reciben dos componentes de compresión y una de tensión; y nudos CTT, que reciben más de dos fuerzas de tensión.
- *Tensores*: son los elementos a tensión del MPT. Usualmente, las fuerzas del tensor son resistidas por acero de refuerzo colocado simétricamente alrededor de la línea de acción de la fuerza. El refuerzo debe extenderse en toda la longitud del tensor y debe ser anclado adecuadamente en los nudos.

En la literatura disponible se presentan varios modelos de predicción de resistencia basados en la analogía de puntales y tensores (Siao, 1994; Hwang *et al.*, 2001; ACI-318, 2008; entre otros). A continuación se describe el procedimiento de algunos de estos modelos.

2.5.1 Hwang et al.

Mau y Hsu (1986) desarrollaron un modelo para determinar la resistencia nominal al cortante de muros de concreto reforzado sin aberturas y con relación $H/l_w < 2.0$. La metodología hace énfasis en la importancia del fenómeno de “ablandamiento” del concreto en compresión. Cuando se tiene en cuenta este fenómeno, el concreto reforzado agrietado en compresión tiene menor resistencia y rigidez que el concreto comprimido uniaxialmente. El método propuesto está basado en el concepto de puntales y tensores y, se deriva al satisfacer el equilibrio, la compatibilidad y las leyes constitutivas del concreto reforzado agrietado. Se proponen tres trayectorias de puntales y tensores para modelar la transferencia de fuerzas dentro del muro. Los tres mecanismos son: el diagonal, el horizontal y el vertical (Figura 2-2). El mecanismo diagonal es un puntal de compresión diagonal, el vertical incluye un tensor vertical y dos puntales inclinados, y el mecanismo horizontal está compuesto por un tensor horizontal y dos puntales inclinados. Para falla por compresión diagonal, la resistencia a cortante del muro está definida cuando se alcanza la capacidad de

resistencia a la compresión del concreto en la zona nodal. De acuerdo con Hwang *et al.* (2001), el modelo con ablandamiento de puntales y tensores reproduce con razonable exactitud los resultados de ensayos disponibles de muros de cortante de la literatura.

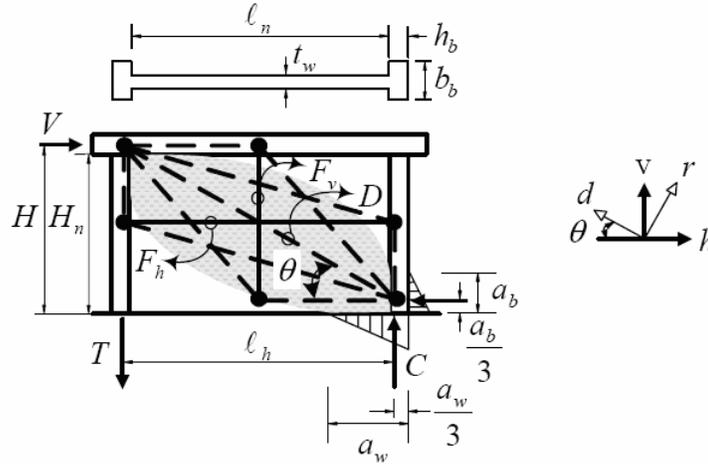


Figura 2-2. Modelo de puntales y tensores para muro agrietado. Tomada de Hwang *et al.* (2001)

Con el propósito de facilitar el proceso de diseño, se ha desarrollado un enfoque simplificado del modelo de puntales y tensores con ablandamiento (Hwang y Lee, 2002). Se ha encontrado que el modelo simplificado es una herramienta útil y práctica para determinar la resistencia nominal al cortante de muros de baja altura que fallan por compresión diagonal, la cual puede estimarse por medio de la Ec. 2-65.

$$V_n = K \zeta f_c' A_{str} \cos \theta \quad (2-65)$$

El coeficiente de ablandamiento, ζ , puede ser aproximado a:

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f_c'}} \leq 0.52 \quad (\text{MPa})$$

$$\zeta = \frac{10.70}{\sqrt{f_c'}} \leq 0.52 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2-66)$$

El área efectiva del puntal diagonal está definida como:

$$A_{str} = t_w \sqrt{a_w^2 + a_b^2} \quad (2-67)$$

donde t_w es el espesor del alma del muro, a_w es la longitud de la zona de compresión en la base del muro, la cual puede ser determinada a partir del análisis de la sección para el instante en el cual el acero extremo en tensión alcanza la fluencia. Por simplicidad, a_w es calculada a partir de la ecuación de la profundidad del bloque de compresión por flexión de una columna que permanece elástica; es decir:

$$a_w = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_w f_c'} \right) l_w \quad (2-68)$$

$$l_w = l_n + 2h_b \quad (2-69)$$

donde N es la carga vertical que actúa sobre el alma del muro. La altura a_b puede ser determinada por medio de la Ec. 2-70.

$$a_b = \frac{1}{5} \frac{h_b}{H_n t_w} (7 b_b h_b + l_n t_w) \leq \frac{H_n}{2} \quad (2-70)$$

Las dimensiones l_n , H_n , b_b y h_b se muestran en la Figura 2-2. El ángulo de inclinación del puntal diagonal respecto al eje horizontal h , θ , se define como:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H - a_b / 3}{l_n} \right) \quad (2-71)$$

El índice de puntal y tensor, K , el cual representa el efecto benéfico de la fuerza del tensor sobre la resistencia al cortante, se calcula de acuerdo con la Ec. 2-72.

$$K = K_h + K_v - 1 \quad (2-72)$$

Para casos sub-reforzados, los índices en el tensor horizontal, K_h , y en el tensor vertical, K_v , se pueden aproximar por interpolación lineal usando la cantidad balanceada de la fuerza en el tensor horizontal y vertical respectivamente; es decir, utilizando la Ec. 2-73.

$$K_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \frac{F_{yh}}{F_h} \leq \bar{K}_h \quad \text{y} \quad K_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \frac{F_{yv}}{F_v} \leq \bar{K}_v \quad (2-73)$$

donde F_{yh} y F_{yv} son las fuerzas de fluencia de los tensores horizontal y vertical, respectivamente. La presencia de refuerzo vertical incrementa el ancho del puntal y, por lo tanto, se incluye más concreto en la resistencia al cortante. Los índices del tensor horizontal, \bar{K}_h , y vertical, \bar{K}_v , con suficiente refuerzo horizontal y vertical respectivamente, pueden calcularse como:

$$\bar{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_h + \gamma_h^2)} \quad \text{y} \quad \bar{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2(\gamma_v + \gamma_v^2)} \quad (2-74)$$

donde γ_h representa la fracción de la compresión diagonal transferida por el tensor horizontal en la ausencia del tensor vertical y, γ_v representa la fracción de la compresión diagonal tomada por el tensor vertical en la ausencia del tensor horizontal, los cuales se calculan como:

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad \text{y} \quad \gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} \quad (2-75)$$

La cantidad balanceada de las fuerzas horizontal, \bar{F}_h , y vertical, \bar{F}_v , para las cuales el tensor horizontal y vertical alcanzan la fluencia en la falla, se definen como:

$$\bar{F}_h = \gamma_h \bar{K}_h \zeta f_c' A_{str} \cos \theta \quad \text{y} \quad \bar{F}_v = \gamma_v \bar{K}_v \zeta f_c' A_{str} \sin \theta \quad (2-76)$$

2.5.2 Metodología de ACI-318

En el apéndice A de ACI-318 (2008) se propone un método para diseño de elementos estructurales o de regiones con una discontinuidad de fuerza o discontinuidad geométrica, el cual está formado por puntales y tensores conectados por nudos capaces de transferir las fuerzas de diseño a los apoyos o a las regiones en las

cuales puede aplicarse la suposición de secciones planas de la teoría de flexión. En general, el diseño de puntales, tensores y zonas nodales está basado en la Ec. 2-77.

$$\phi F_n \geq F_u \quad (2-77)$$

donde:

F_u = fuerza factorizada actuando en un puntal, tensor o en una cara de una zona nodal,

F_n = resistencia nominal de un puntal, tensor o zona nodal,

ϕ = factor de reducción de resistencia para todos los elementos de la armadura y es igual a 0.75.

2.5.2.1 Resistencia de puntales

La resistencia nominal a compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_{ns} , debe tomarse como el menor valor proporcionado por la Ec. 2-78 en los dos extremos del puntal:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (2-78)$$

donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal y f_{ce} es el menor valor entre:

a) La resistencia efectiva a compresión del concreto en el puntal, f_{ce} , dada por:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f_c' \quad (2-79)$$

- Para puntales en zona de compresión no agrietada y con área uniforme de la sección transversal a lo largo de su longitud, $\beta_s = 1.0$.
- Para puntales en forma de botella:
 - Con refuerzo que cumple con la Nota 1, $\beta_s = 0.75$
 - Sin refuerzo que cumpla con la Nota 1, $\beta_s = 0.6 \lambda$ (sección 2.3.2).
- Para puntales en elementos sometidos a tensión o los patines en tensión, $\beta_s = 0.4$.
- Para otros casos, $\beta_s = 0.6 \lambda$.

Nota 1:

En este caso ($\beta_s = 0.75$), el eje del puntal debe cruzar el refuerzo proporcionado para resistir la fuerza de tensión transversal que resulta de la fuerza de compresión distribuida a lo largo del puntal. Para $f_c' \leq 41.2$ MPa (4200 kgf/cm²) se cumple con este requisito cuando por el eje del puntal cruzan capas de refuerzo que satisfacen la Ec. 2-80.

$$\sum \frac{a_{si}}{b_s s_i} \text{sen } \alpha_i = \rho_i \text{sen } \alpha_i \geq 0.003 \quad (2-80)$$

donde a_{si} es el área del refuerzo superficial espaciado s_i en una capa i de refuerzo (vertical u horizontal), que cruza con un ángulo α_i el eje del puntal y, $\rho_{vi} = A_{si} / b_s s_i$. Dicho refuerzo debe colocarse en las dos direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 o en una dirección en un ángulo α con el eje del puntal. Si el refuerzo está sólo en una dirección, α no debe ser menor que 40°.

Es posible utilizar refuerzo a compresión para incrementar la resistencia del puntal. Este refuerzo debe estar anclado apropiadamente, paralelo al eje del puntal, localizado dentro del puntal y confinado por medio de estribos o espirales. En estos casos, la resistencia nominal de un puntal reforzado longitudinalmente es:

$$F_{ns} = f_{ce} A_c + A_s' f_s' \quad (2-81)$$

donde:

A_c = área de la sección de concreto que resiste cortante,

A_s' = área del refuerzo longitudinal en compresión,
 f_s' = esfuerzo del acero en compresión bajo cargas factorizadas. Para refuerzo grado 40 o 60, f_s' puede ser tomado como f_y .

b) La resistencia efectiva a compresión del concreto en la zona nodal, f_{ce} , dada por la Ec. 2-84.

2.5.2.2 Resistencia de tensores

La resistencia nominal de un tensor en elementos no pre-esforzados, F_{nt} , debe tomarse como:

$$F_{nt} = A_{ts} f_y \quad (2-82)$$

donde A_{ts} es el área del refuerzo en el tensor. Este refuerzo debe anclarse utilizando dispositivos mecánicos, estribos convencionales o proporcionarse la longitud de desarrollo adecuada.

2.5.2.3 Resistencia de zonas nodales

La resistencia nominal a compresión de una zona nodal, F_m , debe ser:

$$F_m = f_{ce} A_{nz} \quad (2-83)$$

donde:

A_{nz} = es la menor entre: a) el área de la cara de la zona nodal en la cual actúa F_u , tomada perpendicular a la línea de acción de F_u y, b) el área de una sección sobre la zona nodal, tomada perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante sobre la sección,

f_{ce} = resistencia efectiva a la compresión del concreto en la zona nodal. A menos que se proporcione refuerzo de confinamiento dentro de la zona nodal y su efecto esté validado con ensayos y análisis, el esfuerzo efectivo a la compresión, f_{ce} , calculado sobre una cara de la zona nodal debido a las fuerzas de puntales y tensores, no debe exceder el valor dado por:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f_c' \quad (2-84)$$

- En zonas nodales limitada por puntales y/o áreas de carga o apoyo (CCC), $\beta_n = 1.0$,
- En zonas nodales que anclan un tensor (CCT), $\beta_n = 0.80$,
- En zonas nodales que anclan dos o más tensores (CTT), $\beta_n = 0.60$.

2.6 Modelos carga–desplazamiento

El comportamiento de los muros de baja altura implica el estudio de numerosas variables adicionales a las generadas por el tipo de sollicitación a que están sometidos estos elementos (comportamiento en el plano y fuera del plano, etc.). Algunas de estas variables son (Benjamín y Williams, 1957): a) las características de los materiales de construcción (concreto y acero), las cuales pueden variar considerablemente, b) las variaciones en las proporciones del muro (longitud, altura, espesor y refuerzo) y, c) los detalles de construcción tales como el colado, el curado; entre otras. El problema general puede ser estudiado de una mejor manera si se analiza la influencia de cada una de estas variables en una curva envolvente de comportamiento característica. Se considera que el problema es resuelto si se asocia la prolongación del daño a puntos particulares de la curva y se conoce lo siguiente: a) la carga y el desplazamiento en el cambio de rigidez inicial de la curva, b) la carga máxima y su desplazamiento asociado, c) el comportamiento general después de la resistencia y, d) el modo y las características de falla.

2.6.1 Benjamín y Williams

De acuerdo con Benjamín y Williams (1957), el comportamiento de muros de concreto reforzado con columnas en los extremos para edificaciones de un nivel puede ser estimado dentro de limitaciones aceptables de diseño. La curva carga–desplazamiento para dichos muros es posible aproximarla razonablemente por medio de líneas rectas: una línea desde el origen hasta el punto de agrietamiento, seguida por una línea hasta el punto de resistencia y, una tercera línea no muy bien definida después del punto de resistencia.

2.6.1.1 Punto de agrietamiento

Los desplazamientos del muro son proporcionales a la fuerza aplicada hasta que el muro se fisura. Este desplazamiento no es necesariamente elástico debido al flujo plástico y a la presencia de fisuras iniciales por contracción. En general, dicha relación lineal no puede ser predicha con alto grado de certeza. Benjamín y Williams (1957) realizaron varios estudios con base en procedimientos matemáticos exactos. Sin embargo, los resultados no fueron más acertados que los obtenidos a partir del procedimiento elemental de resistencia de materiales. Por lo tanto, proponen la Ec. 2-85 para el desplazamiento de agrietamiento:

$$\Delta_{cr} = \frac{V_{cr}}{K_e} \quad (2-85)$$

$$K_e = \left(\frac{H^3}{c_1 3 E_c I_g} + \frac{H}{c_2 G_c A_c} \right)^{-1} \quad (2-86)$$

donde:

K_e = corresponde a la rigidez elástica de un elemento en voladizo, incluyendo las deformaciones por flexión y por cortante,

A_c = área de cortante de la sección transversal del muro. En la metodología se propone que se calcule de forma simplificada como el área de la sección transversal del muro despreciando las columnas. Sin embargo, estrictamente corresponde al área de la sección transversal del muro entre el factor de forma (igual a 1.2 para sección rectangular),

E_c = módulo de elasticidad del concreto,

I_g = momento de inercia centroidal de la sección incluyendo las columnas pero despreciando el acero de refuerzo,

$c_{1,2}$ = son factores para incluir el efecto del agrietamiento del concreto. Sin embargo, en el modelo se propone utilizar la rigidez elástica, es decir, no incluir el efecto del agrietamiento ($c_1 = c_2 = 1.0$),

G_c = módulo de cortante del concreto. En la metodología se propone que se calcule de forma simplificada como $E_c/2.2$. Sin embargo, cuando se conoce la relación de Poisson del concreto (ν), este parámetro se calcula por medio de la Ec. 2-87.

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (2-87)$$

El intervalo lineal de la curva carga–desplazamiento es una función de la resistencia del concreto más que del módulo de elasticidad. Para resistencias bajas del concreto (13.7 MPa, 140 kgf/cm²), el intervalo lineal es corto debido al agrietamiento prematuro. La predicción del primer cambio de rigidez en la curva se hace de una mejor manera a partir de la teoría elemental. La razón de esto es que no sólo el esfuerzo controla el patrón de agrietamiento. Las fisuras se originan tanto por el esfuerzo como por la habilidad de formarse y propagarse. Por lo tanto, las fisuras no necesariamente se observan en las regiones más esforzadas sino también en los sitios donde es más fácil la formación y propagación de las mismas. La carga para la primera grieta y su ubicación son completamente independientes de la cantidad, tipo y localización del acero en el alma del muro. El primer cambio en la rigidez de la curva ocurre cuando se presenta un agrietamiento general en el alma del muro y generalmente, no ocurre en la carga que produce la primera grieta. En este modelo se recomienda que la carga para el primer cambio de rigidez en la curva se calcule por medio de la Ec. 2-88.

$$V_{cr} = 0.1 f_c' A \quad (2-88)$$

donde $0.1 f_c'$ representa aproximadamente la resistencia a la tensión del concreto. De acuerdo con Benjamín y Williams (1957), en algunos especímenes se pueden tener expresiones más acertadas. Sin embargo, el error probable en la predicción es tan alto que sólo se justifica emplear la formula más simple. Además, indican que estas aproximaciones dan los mejores resultados para condiciones similares a las utilizadas en los reglamentos de construcción.

2.6.1.2 Punto de resistencia = punto último

De acuerdo con Benjamín y Williams (1957), la carga y el desplazamiento en la resistencia son cantidades con una variación importante debido a la naturaleza estadística del concreto, especialmente cuando se somete a esfuerzos de tensión. Adicionalmente, los resultados están influenciados por los equipos y el procedimiento del ensayo; por ejemplo la resistencia aumenta a medida que se incrementa la velocidad de carga. Para calcular los parámetros asociados al punto último de la curva se proponen las Ecs. 2-89 a 2-92.

$$\Delta_u = 24 \left(\frac{H}{l_h} \right)^2 \Delta_{cr} \quad (2-89)$$

$$V_u = \frac{0.1}{\frac{P}{C} + 0.1} C + 2.2 P \quad (2-90)$$

$$C = A_{sc} f_c' \left[15 + 1.9 \left(\frac{l_h}{H} \right)^2 \right] \quad (2-91)$$

$$P = f_{yh} \rho_w t_w l_h \quad (2-92)$$

donde:

A_{sb} = área de acero longitudinal de la columna en compresión,

C = resistencia a compresión de la columna de borde,

l_h = longitud del muro medida centro a centro de las columnas de borde,

P = resistencia del alma del muro,

ρ_w = cuantía de refuerzo en el alma del muro. En el modelo se supone que la cuantía de refuerzo horizontal (ρ_h) es igual a la cuantía de refuerzo vertical (ρ_v) en el alma, ya que todos los especímenes ensayados tenían la misma cuantía de refuerzo en las dos direcciones.

El refuerzo del panel del muro tiene gran influencia en el comportamiento del muro agrietado. Si el panel está reforzado moderadamente ($\rho_w \leq 0.25\%$), el modo de falla es modificado en función de la cantidad de acero en alma del muro. El acero de refuerzo genera agrietamiento diagonal distribuido en cambio de una sola grieta de mayor tamaño tal como se presenta en los muros no reforzados. Para la carga a la resistencia gran parte del acero vertical del alma del muro está aparentemente en su punto de fluencia y sólo una pequeña parte de las barras del acero horizontal están en el intervalo de post-fluencia. El acero de refuerzo del alma del muro genera un incremento importante de la resistencia y la rigidez en el intervalo agrietado del muro. Las expresiones empíricas propuestas en el modelo de Benjamín y Williams (1957) tienen las siguientes limitaciones:

- acero longitudinal de la columna, ρ_b , entre 1 y 3.3%, y con recubrimiento adecuado,
- resistencia a la compresión del concreto entre 13.7 y 27.5 MPa (140 y 280 kgf/cm²),
- relación H/l_h entre 0.33 y 1.1 (H/l_w entre 0.31 y 0.92); es decir, no aplica para muros esbeltos,

- cociente P/C entre 0 y 3.26,
- esfuerzo de fluencia del acero horizontal de muro, f_{yh} , entre 294 y 363 MPa (3,000 y 3,700 kgf/cm²),
- cuantía de refuerzo en el alma del muro, ρ_w , entre 0 y 1.5%.

2.6.2 Hidalgo y Jordán

A partir de una investigación experimental y analítica de muros de concreto con cocientes M/Vl_w entre 0.35 y 1.00, Hidalgo y Jordán (1996) proponen el modelo envolvente de histéresis que se muestra en la Figura 2-3. Los catorce especímenes que se utilizaron para calibrar el modelo tenían sección transversal rectangular y fueron diseñados para desarrollar modo de falla de corte bajo cargas laterales cíclicas; es decir, para exhibir el comportamiento característico de edificios de baja altura. La cuantía de refuerzo vertical y horizontal se ubicó en una sola capa en el alma del muro y varió entre 0.125 y 0.259 %, y entre 0.125 y 0.381 %, respectivamente. La resistencia medida a la compresión del concreto y el esfuerzo de fluencia del refuerzo en el alma variaron entre 16 y 20 MPa (163 y 204 kgf/cm²) y, entre 320 y 480 MPa (3,262 y 4,893 kgf/cm²), respectivamente. Los especímenes no fueron sometidos a fuerzas axiales de compresión. Las conclusiones principales de la investigación fueron las siguientes (Hidalgo y Jordán, 1996):

- La contribución del concreto, obtenida como la diferencia entre la carga máxima experimental y la contribución teórica del acero de refuerzo, fue similar para los especímenes con igual cociente M/Vl_w . El valor de la contribución del concreto fue cercano a la carga de agrietamiento para muros con $M/Vl_w \geq 0.69$, la cual es la hipótesis aceptada para vigas de concreto reforzado, pero fue diferente de la carga de agrietamiento para muros con valores del cociente M/Vl_w menores que 0.69.
- El coeficiente α_c de la Ec. 2-22 de ACI-318 (2008), el cual es igual a 0.25 MPa (0.80 kgf/cm²) para muros con cocientes $M/Vl_w \leq 1.5$, es razonablemente cercano a los valores experimentales para muros con cocientes $M/Vl_w \geq 0.5$, pero es muy conservador para muros con $M/Vl_w = 0.35$.
- La estimación de ACI-318 (2008) para calcular la contribución del acero de refuerzo transversal fue acertada para todos los especímenes, excepto para aquellos con cociente $M/Vl_w = 0.35$. En estos especímenes, la altura h_w fue menor que la longitud l_w y, por lo tanto, la grieta inclinada entre esquinas se formó con un ángulo menor que 45° medido a partir de la línea horizontal. Debido a que el ángulo de 45° de la grieta inclinada es una de las hipótesis de la fórmula de ACI-318 (2008), la estimación de la contribución del acero de refuerzo transversal puede mejorarse utilizando el valor mínimo entre la altura (h_w) y la longitud del muro (l_w), cuando se calcula el área A_w en la Ec. 2-22.

Teniendo en cuenta lo anterior, Hidalgo y Jordán (1996) proponen estimar los puntos principales de la envolvente de histéresis en muros con las características mencionadas, de la siguiente manera (Figura 2-3).

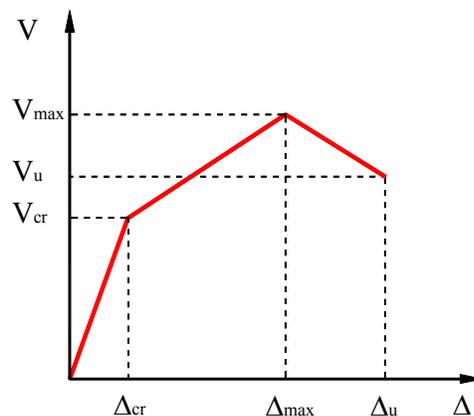


Figura 2-3. Modelo carga–desplazamiento propuesto por Hidalgo y Jordán (1996)

2.6.2.1 Punto de agrietamiento

Se supone que la resistencia de agrietamiento es similar a la contribución del concreto. Para calcular esta contribución se utiliza la misma expresión de requisitos sísmicos proporcionada por el ACI-318 (2008); es decir, la resistencia de agrietamiento se calcula por medio de la Ec. 2-93.

$$V_{cr} = \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_w \quad (2-93)$$

Sin embargo, con base en los resultados experimentales se propone un incremento del coeficiente α_c para muros con $M/Vl_w \leq 0.7$; es decir, α_c varía linealmente entre 0.38 y 0.25 MPa (1.20 y 0.80 kgf/cm²) para M/Vl_w entre 0.0 y 0.7. Para otros cocientes M/Vl_w , α_c se calcula de manera similar a la propuesta de ACI-318 (2008); es decir, $\alpha_c = 0.25$ MPa (0.80 kgf/cm²) para $0.7 \leq M/Vl_w \leq 1.5$, $\alpha_c = 0.17$ MPa (0.53 kgf/cm²) para $M/Vl_w \geq 2.0$ y, varía linealmente entre 0.25 y 0.17 MPa (0.80 y 0.53 kgf/cm²) para M/Vl_w entre 1.5 y 2.0. Adicionalmente, se propone que el área A_w se calcule utilizando el valor mínimo entre l_w y H . Se propone que el desplazamiento para la carga de agrietamiento se calcule por medio de la Ec. 2-94.

$$\Delta_{cr} = 0.0019 \frac{M}{Vl_w} H \quad (2-94)$$

2.6.2.2 Punto de resistencia y punto último

Se propone que la resistencia máxima, V_{max} , se calcule por medio de la expresión de resistencia nominal proporcionada por el ACI-318 (2008) para el diseño sísmico de muros; es decir, utilizando la Ec. 2-22. Sin embargo, también se deben tomar en cuenta las modificaciones propuestas para calcular el coeficiente α_c y el área A_w . En cuanto al desplazamiento para la carga máxima, se propone que se calcule por medio de la Ec. 2-95.

$$\Delta_{max} = \left(0.00185 + 0.0045 \frac{M}{Vl_w} \right) H \quad (2-95)$$

El desplazamiento último; es decir, para el 80% de la resistencia máxima, se propone que se calcule como:

$$\Delta_u = 0.016 \frac{M}{Vl_w} H \quad (2-96)$$

2.6.3 Habasaki et al.

Habasaki *et al.* (2000) realizaron un estudio analítico y experimental con el fin de clarificar los efectos de fuerzas multi-direccionales sobre la resistencia máxima de muros de cortante de concreto reforzado y, al mismo tiempo, predecir el comportamiento no-lineal bajo esta combinación de fuerzas sísmicas. Lo anterior, ya que en algunos reglamentos las cargas sísmicas de diseño en las dos direcciones ortogonales horizontales son obtenidas independientemente del análisis de la respuesta sísmica. Sin embargo, las fuerzas sísmicas reales excitan los edificios en las tres direcciones simultáneamente. En el programa experimental se incluyeron ocho estructuras tipo cajón con muros de concreto, las cuales se sometieron a carga lateral cíclica multi-direccional. Las relaciones M/Vl_w de los especímenes fueron iguales a 0.6, 0.8 y 1.0. Los ángulos de la carga horizontal fueron iguales a 0°, 26.6° y 45°. La cuantía de refuerzo horizontal y vertical en todos los especímenes fue igual a 1.2%. El esfuerzo de fluencia del acero fue igual a 345 MPa (3,517 kgf/cm²) y la resistencia a la compresión del concreto varió entre 29.2 y 37.8 MPa (298 y 385 kgf/cm²). En todos los especímenes se aplicó esfuerzo axial constante igual a 1.47 MPa (15 kgf/cm²); es decir, aproximadamente el 4.5% de la resistencia a la compresión del concreto. A partir de los resultados obtenidos se propone obtener el comportamiento esfuerzo cortante (τ) – distorsión de cortante (γ) a partir del modelo envolvente que se muestra en la Figura 2-4, cuyos parámetros se presentan a continuación (Habasaki *et al.*, 2000).

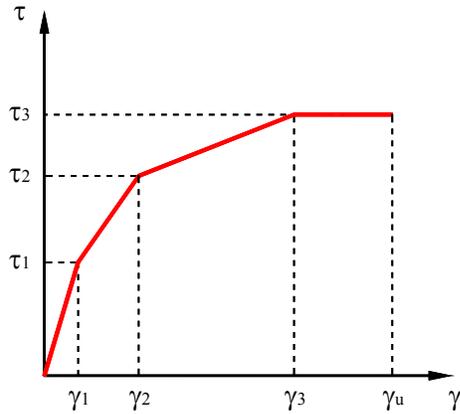


Figura 2-4. Modelo a cortante propuesto por Habasaki et al. (2000)

2.6.3.1 Primer punto de la curva: τ_1 , γ_1

El esfuerzo cortante τ_1 se determinó a partir del esfuerzo cortante promedio en el instante que se presenta el agrietamiento inicial por cortante en el alma del muro. En los resultados de los ensayos no hubo una tendencia uniforme relacionada con el ángulo de carga.

$$\begin{aligned}\tau_1 &= 0.31 \sqrt{\sqrt{f_c'} \sqrt{f_c' + \sigma_v}} \quad (\text{MPa}) \\ \tau_1 &= \sqrt{\sqrt{f_c'} \sqrt{f_c' + \sigma_v}} \quad (\text{kgf/cm}^2)\end{aligned}\tag{2-97}$$

$$\gamma_1 = \frac{\tau_1}{G_c}\tag{2-98}$$

donde G_c es el módulo de cortante del concreto.

2.6.3.2 Segundo punto de la curva: τ_2 , γ_2

Las ecuaciones propuestas se basan en los resultados de τ_1 y γ_1 . Estas relaciones se obtuvieron a partir del ajuste de las ecuaciones a los resultados experimentales.

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1\tag{2-99}$$

$$\gamma_2 = 3 \gamma_1\tag{2-100}$$

2.6.3.3 Tercer punto de la curva: τ_3 , γ_3

El máximo esfuerzo cortante, τ_3 , se expresa como una combinación de la resistencia del concreto y de las barras de refuerzo. La contribución del concreto se calcula utilizando la resistencia del concreto y el cociente M/Vl_w y, la contribución de las barras de refuerzo usando la cuantía de refuerzo y el esfuerzo axial sobre el muro. Por lo tanto:

$$\begin{aligned}\tau_3 &= \left(1 - \frac{\tau_s}{1.41\sqrt{f_c'}}\right) (\tau_0 + \tau_s) \rightarrow \tau_s \leq 1.41\sqrt{f_c'} \quad (\text{MPa}) \\ \tau_3 &= \left(1 - \frac{\tau_s}{4.5\sqrt{f_c'}}\right) (\tau_0 + \tau_s) \rightarrow \tau_s \leq 4.5\sqrt{f_c'} \quad (\text{kgf/cm}^2)\end{aligned}\tag{2-101}$$

$$\begin{aligned}\tau_3 &= 1.41\sqrt{f_c'} \rightarrow \tau_s > 1.41\sqrt{f_c'} \quad (\text{MPa}) \\ \tau_3 &= 4.5\sqrt{f_c'} \rightarrow \tau_s > 4.5\sqrt{f_c'} \quad (\text{kgf/cm}^2)\end{aligned}\quad (2-102)$$

$$\gamma_3 = 0.004 \quad (2-103)$$

$$\tau_0 = 0.31 \left(3 - 1.8 \frac{M}{V l_w'} \right) \sqrt{f_c'} \quad (\text{MPa}) \quad (2-104)$$

$$\tau_0 = \left(3 - 1.8 \frac{M}{V l_w'} \right) \sqrt{f_c'} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$l_w' = l_w \sqrt{2} \cos(45 - \theta) \quad (2-105)$$

$$\text{Si } \frac{M}{V l_w'} > 1.0 \rightarrow \frac{M}{V l_w'} = 1.0 \quad (2-106)$$

$$\tau_s = \frac{(\rho_v + \rho_h)}{2} f_y + \frac{\sigma_v}{2} \quad (2-107)$$

donde l_w' es el ancho efectivo de la sección transversal y, θ es el ángulo de inclinación de la carga respecto al eje longitudinal del muro. Cuando la estructura tipo cajón con muros de concreto es sometida a carga diagonal, l_w' es mayor que la asociada con $\theta = 0^\circ$. Adicionalmente, se encontró que el área de cortante no depende del ángulo de carga.

2.6.3.4 Punto último de la curva: τ_u , γ_u

En los especímenes sometidos a carga diagonal no se observó reducción de la rigidez después que se alcanzara la máxima fuerza cortante (tercer punto de la curva). Sin embargo, la deformación incrementó al aumentar el ángulo de carga. Por lo tanto, se consideró que el esfuerzo cortante último (τ_u) es igual al esfuerzo cortante máximo (τ_3) y que la deformación de cortante última se calcule como:

$$\gamma_u = \alpha \gamma_3 \quad (2-108)$$

donde:

$$\begin{aligned}\alpha &= 1/\cos\theta \rightarrow 0^\circ < \theta \leq 45^\circ \\ \alpha &= 1/\sin\theta \rightarrow 45^\circ < \theta \leq 90^\circ\end{aligned}\quad (2-109)$$

2.6.4 FEMA-356 y ASCE-41

En las secciones 6.8.2 del FEMA-356 (2000) y 6.7 del ASCE-41 (2007) se recomienda un modelo inelástico para muros de concreto cuyo comportamiento está controlado por el cortante, el cual se muestra en la Figura 2-5. Teniendo en cuenta que las recomendaciones de estos documentos están enfocadas a la rehabilitación sísmica de estructuras, el modelo se muestra sólo para propósitos de comparación con las demás metodologías disponibles. En general, el modelo se describe por medio de dos parámetros: la resistencia (V_{max}) y la rigidez efectiva del muro (K_e). Se propone que la resistencia se calcule de acuerdo con las recomendaciones del capítulo 21 de ACI-318 (2008); es decir, utilizando la Ec. 2-22. Sin embargo, para cuantías de refuerzo horizontal en el alma menores que 0.15%, el ASCE-41 (2007) estipula que la

contribución del acero de refuerzo a la resistencia al cortante se debe calcular utilizando una cuantía de refuerzo horizontal igual a 0.15%.

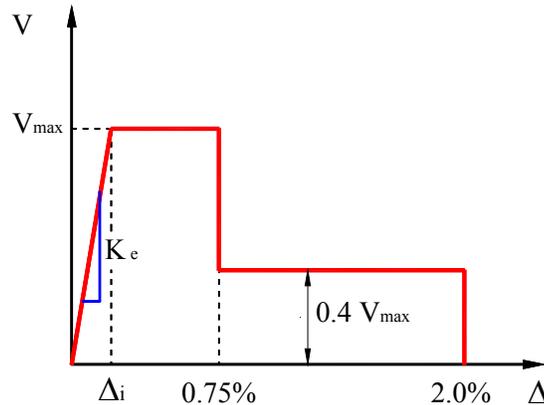


Figura 2-5. Modelo a cortante propuesto por FEMA-356 (2000) y ASCE-41 (2007)

Para calcular la rigidez efectiva no se propone explícitamente una expresión, sólo se recomiendan factores de reducción de las propiedades mecánicas que controlan la rigidez del muro. En muros en voladizo se puede calcular la rigidez a partir de la Ec. 2-86. Para incluir el efecto del agrietamiento del concreto en dicha expresión, el FEMA-356 (2000) y el ASCE-41 (2007) recomiendan que $c_1 = 0.8$ y $c_2 = 1.0$ para muros no agrietados y, $c_1 = 0.5$ y $c_2 = 1.0$ para muros agrietados ($G_c = 0.4 E_c$). De esta manera es posible calcular el desplazamiento Δ_i por medio de la Ec. 2-110. En esta metodología es discutible la asignación de distorsiones constantes (0.75% y 2.0%), sin tener en cuenta, por ejemplo, las características del refuerzo de los muros (cuantía y tipo de refuerzo).

$$\Delta_i = \frac{V_{\max}}{K_e} \quad (2-110)$$

2.6.5 Gérin y Adebar

Gérin y Adebar (2004) desarrollaron un modelo para predecir la respuesta carga–desplazamiento de elementos de concreto reforzado sometidos a fuerzas laterales cuasi–estáticas cíclicas reversibles. Una característica importante del modelo es que las deformaciones en las grietas son separadas de las deformaciones del concreto entre las grietas. Asimismo, se supone que las deformaciones en las grietas son una consecuencia de la compatibilidad de deformaciones entre el concreto y el refuerzo. El modelo propuesto se muestra en la Figura 2-6.

2.6.5.1 Punto de agrietamiento

Se propone que el esfuerzo y la distorsión de cortante de agrietamiento (v_{cr} , γ_{cr}) se calculen como:

$$v_{cr} = f_{cr} \sqrt{1 + \frac{\sigma_v}{f_{cr}}} \quad (2-111)$$

$$\gamma_{cr} = \frac{v_{cr}}{G_g} \quad (2-112)$$

$$\begin{aligned} f_{cr} &= 0.33\lambda \sqrt{f_c'} \quad (\text{MPa}) \\ f_{cr} &= 1.05\lambda \sqrt{f_c'} \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-113)$$

$$G_g = 0.4 E_c \quad (2-114)$$

donde:

f_{cr} = esfuerzo principal de tensión del concreto en el agrietamiento

σ_v = esfuerzo vertical axial (positivo en compresión)

G_g = rigidez a cortante de la sección no agrietada, la cual representa el límite superior de la rigidez.

Debido a que la resistencia en fluencia (igual a la resistencia última) se calcula a partir de ACI-318 (2008), en la Ec. 2-113 se incluyó el factor de reducción para concreto de peso ligero, λ (sección 2.3.2).

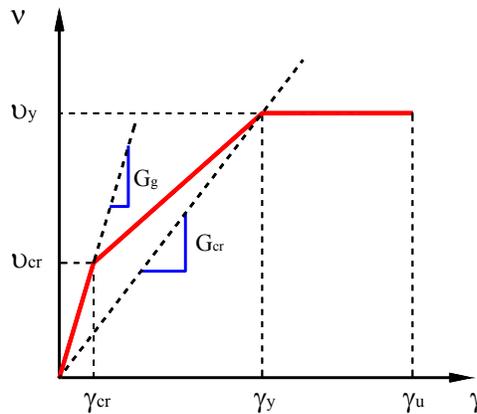


Figura 2-6. Modelo a cortante propuesto por Gérin y Adebar (2004)

2.6.5.2 Punto de resistencia

En el modelo se supone que la resistencia a cortante en fluencia (v_y en términos de esfuerzo), es equivalente al esfuerzo cortante obtenido a partir de la recomendación de ACI-318 (2008) para el diseño sísmico de muros; es decir, a partir de la Ec. 2-22. Para la deformación de cortante en fluencia, la cual se define en el momento en que el acero horizontal alcanza la fluencia, se propone la Ec. 2-115.

$$\gamma_y = \varepsilon_h + \varepsilon_v - 2\varepsilon_{45} = \frac{f_{yh}}{E_s} + \frac{v_y - \sigma_v}{\rho_v E_s} + \frac{4v_y}{E_c} \quad (2-115)$$

Con la siguiente condición:

$$0 \leq \frac{v_y - \sigma_v}{\rho_v E_s} \leq \frac{f_{yh}}{E_s} \quad (2-116)$$

donde ε_h y ε_v son las deformaciones normales en las direcciones del refuerzo horizontal y vertical, respectivamente y, ε_{45} es la deformación a 45° del refuerzo y en la dirección de la deformación principal de compresión. Dichas deformaciones normales se eligieron debido a que éstas resultan en una transformación sencilla y porque los valores de la deformación pueden ser estimados fácilmente a partir de los esfuerzos aplicados. El primer término de la Ec. 2-115 representa la contribución de la deformación en tensión del refuerzo horizontal para su punto de fluencia; el segundo término simboliza la contribución de la deformación en tensión del refuerzo vertical y, el tercer término representa la contribución de la deformación en compresión del concreto. De esta manera, la rigidez a cortante de la sección agrietada (G_{cr}), la cual es definida como la rigidez secante en el punto de fluencia, se calcula por medio de la Ec. 2-117. La rigidez G_{cr} está controlada principalmente por la cantidad de refuerzo y representa la condición totalmente agrietada, es decir, constituye el límite inferior de la rigidez.

$$G_{cr} = \frac{v_y}{\gamma_y} \quad (2-117)$$

2.6.5.3 Deformación última de cortante

La deformación de cortante está limitada por la falla a compresión o por la falla a cortante del concreto. El primero es un modo de falla frágil que se presenta cuando los esfuerzos diagonales de compresión exceden la resistencia efectiva a compresión de concreto, la cual se calcula incluyendo la reducción debido a las deformaciones transversales de tensión. Normalmente, este tipo de fallas ocurren en elementos muy reforzados y que son sometidos a esfuerzos altos de cortante. El segundo modo de falla es relativamente dúctil y se genera a partir del daño local excesivo a lo largo de las grietas. Este tipo de falla está asociado con desplazamientos largos de cortante a lo largo de las grietas. Basados en resultados experimentales de 21 especímenes tipo membrana, Gérin y Adebar (2004) obtuvieron un límite conservador de la ductilidad de deformación a cortante, a partir de la cual es posible expresar la deformación última a cortante (γ_u) como:

$$\gamma_u = \left(4 - 12 \frac{v_y}{f_c'} \right) \gamma_y \quad (2-118)$$

$$v_y \leq 0.25 f_c' \quad (2-119)$$

La Ec. 2-119 representa el límite de la resistencia a cortante del muro; es decir, el límite para prevenir una falla por compresión diagonal.

2.6.6 Tu et al.

Tu *et al.* (2006) proponen un modelo bilineal simplificado para estimar la curva carga–desplazamiento en muros sin aberturas cargados lateralmente y con relación altura/longitud (H/l_w) menor que dos (Figura 2-7). El método se basa en el modelo de puntales y tensores con ablandamiento propuesto por Hwang *et al.* (2001), el cual se presentó en la sección 2.5.1 y, está enfocado a muros que tienen un modo de falla de cortante por compresión diagonal. La curva carga–desplazamiento es esencialmente lineal hasta el punto del desplazamiento asociado a la primera grieta inclinada en el muro. Después que se genera el patrón de grietas en el muro, las barras de acero están sometidas a tensión y el concreto trabaja como un puntal de compresión y, de esta manera, se desarrolla la acción de puntal y tensor. La falla de cortante en el muro ocurre cuando el flujo concentrado de esfuerzos a lo largo de la diagonal excede la resistencia a la compresión del concreto agrietado en el panel.

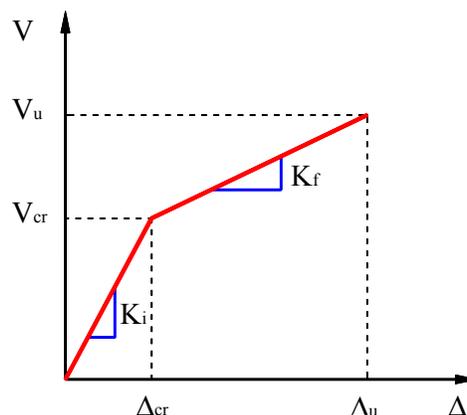


Figura 2-7. Modelo carga–desplazamiento propuesto por Tu *et al.* (2006)

El desplazamiento lateral del muro, para un determinado nivel de carga, corresponde a la suma de los desplazamientos de flexión, cortante y deslizamiento, es decir:

$$\Delta = \Delta_f + \Delta_v + \Delta_d \quad (2-120)$$

donde Δ es el desplazamiento lateral del muro a lo largo del eje de la carga horizontal y, Δ_f , Δ_v y Δ_d son los desplazamientos del muro debidos a la flexión, al cortante y al deslizamiento, respectivamente.

2.6.6.1 Punto de agrietamiento

La carga de agrietamiento, V_{agr} , puede ser estimada de acuerdo con el Reglamento ACI-318 (2008), la cual debe tomarse como la menor entre las calculadas con las Ecs. 2-19 y 2-20. Los desplazamientos en el muro son proporcionales a la fuerza aplicada hasta que se presenta el agrietamiento. Esta relación lineal puede ser estimada por medio del análisis de resistencia de materiales, es decir:

$$\Delta_{v,cr} = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{l_w t_w} V_{cr} H \quad (2-121)$$

donde ν es la relación de Poisson del concreto. El desplazamiento del muro por flexión sometido a curvatura simple y teniendo en cuenta el momento de inercia no agrietado del muro de acuerdo con el ACI-318 de la época, puede calcularse como:

$$\Delta_{f,cr} = \frac{V_{cr} H^3}{3 E_c (0.7 I_g)} \quad (2-122)$$

Debido a los efectos de las grietas de flexión en la base del muro, las barras de refuerzo deslizarán y causarán que en el extremo superior del muro se genere un desplazamiento adicional por deslizamiento. Teniendo en cuenta que las barras están fluyendo, se propone que este desplazamiento se calcule mediante la Ec. 2-123.

$$\Delta_{d,cr} = \frac{d_b f_y \phi_{cr}}{8u} H_n \quad (2-123)$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_T} \quad (2-124)$$

$$\begin{aligned} u &= 0.5 \sqrt{f_c'} \quad (\text{MPa}) \\ u &= 1.59 \sqrt{f_c'} \quad (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned} \quad (2-125)$$

donde d_b y f_y son el diámetro nominal y el esfuerzo de fluencia de la barra de refuerzo, H_n es la altura libre del alma del muro medida desde la losa hasta la base del muro (Figura 2-2), ϕ_{cr} es la curvatura en el punto de agrietamiento de la sección del muro, u es el esfuerzo de adherencia entre el refuerzo y el bloque de anclaje del concreto, M_{cr} es el momento de agrietamiento e I_T es la inercia de la sección transformada del muro.

2.6.6.2 Punto de resistencia = punto último

La resistencia nominal a cortante para muros que fallan por compresión diagonal, V_u , se calcula usando el modelo simplificado de puntales y tensores con ablandamiento propuesto por Hwang *et al.* (2001); es decir, utilizando la Ec. 2-65. El desplazamiento por flexión bajo curvatura simple asociado a la resistencia del muro puede calcularse utilizando el momento de inercia agrietado del muro de acuerdo con el ACI-318 de la época, es decir:

$$\Delta_{f,u} = \frac{V_u H^3}{3 E_c (0.35 I_g)} \quad (2-126)$$

El desplazamiento por deslizamiento para el punto asociado a la resistencia puede determinarse, por interpolación, como:

$$\Delta_{d,u} = \frac{\Delta_{d,y}}{V_y} V_u \quad (2-127)$$

$$\Delta_{d,y} = \frac{d_b f_y \phi_y}{8 u} H_n \quad (2-128)$$

donde ϕ_y es la curvatura en el punto de fluencia de la sección del muro y V_y es la carga lateral cuando el acero de tensión de los extremos alcanza la fluencia, la cual puede calcularse a partir del momento de fluencia M_y , es decir:

$$V_y = \frac{M_y}{H} \quad (2-129)$$

El desplazamiento a cortante del muro para la resistencia última puede estimarse como:

$$\Delta_{s,u} = \gamma_{vh} H \quad (2-130)$$

donde γ_{vh} es la deformación a cortante promedio en el muro asociado a la carga máxima en el sistema coordenado h y v (Figura 2-2), la cual puede estimarse como:

$$\gamma_{vh} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \text{ sen } \theta \text{ cos } \theta \quad (2-131)$$

donde θ es el ángulo de inclinación del puntal diagonal respecto al eje horizontal h definido por la Ec. 2-71, ε_r y ε_d son las deformaciones principales promedio en las direcciones r y d , respectivamente (Figura 2-2), positivas en tensión. El valor de ε_d se calcula a partir de las leyes del concreto agrietado con ablandamiento, donde la resistencia máxima del concreto $\zeta f_c'$ ocurre para una deformación $\zeta \varepsilon_0$ (ε_0 es la deformación correspondiente a f_c'). Por lo tanto, el valor de ε_d asociado con el desplazamiento último se calcula como:

$$-\varepsilon_d = \zeta \varepsilon_0 \quad (2-132)$$

donde ζ es el coeficiente de ablandamiento definido por la Ec. 2-66. Debido a que la suma de las deformaciones normales en la dirección perpendicular es una constante, esta condición de compatibilidad requiere que:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d \quad (2-133)$$

donde ε_h y ε_v son las deformaciones promedio en las direcciones h y v , respectivamente (positivas en tensión). Estas deformaciones pueden obtenerse a partir de las fuerzas de tensión en los tensores horizontal y vertical, es decir:

$$\varepsilon_h = \frac{F_h}{A_{th} E_s} \leq \frac{F_{yh}}{E_s} \quad (2-134)$$

$$0 \leq \varepsilon_v = \frac{F_v - 0.75N}{A_{tv} E_s} \leq \frac{F_{yv}}{E_s} \quad (2-135)$$

donde F_h y F_v , F_{yh} y F_{yv} , A_{th} y A_{tv} son las fuerzas de tensión, la fuerzas de fluencia y las áreas de los tensores horizontal y vertical, respectivamente y, E_s es el modulo de elasticidad de las barras de acero. Las fuerzas de tensión en los tensores pueden determinarse de acuerdo con la relación de sus rigideces relativas, es decir:

$$F_h = R_h V_u \quad (2-136)$$

$$F_v = R_v V_u \tan \theta \quad (2-137)$$

donde R_h y R_v son las relaciones de cortante del muro resistidas por los mecanismos horizontal y vertical, respectivamente y, pueden obtenerse por medio de las Ecs. 2-138 y 2-139.

$$R_h = \frac{\gamma_h (1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (2-138)$$

$$R_v = \frac{\gamma_v (1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (2-139)$$

donde γ_h es la fracción del cortante horizontal transferido por el tensor horizontal en ausencia del tensor vertical y, γ_v es la fracción del cortante vertical transferido por el tensor vertical en ausencia del tensor horizontal. Los valores de γ_h y γ_v se definen por medio de la Ec. 2-75.

2.6.7 Wallace

Wallace (2007) propone modificar el modelo recomendado por el ASCE-41 (Figura 2-5), a partir de la adición del punto de agrietamiento y de parámetros de desplazamiento que dependen de la carga axial sobre el muro (Figura 2-8). Básicamente, el modelo se describe por medio de tres parámetros: la resistencia máxima (V_{max}), la resistencia de agrietamiento (V_{cr}) y la rigidez elástica inicial (K_e). Se propone que V_{max} se calcule de acuerdo con las recomendaciones del capítulo 21 de ACI-318 (2008), es decir, utilizando la Ec. 2-22 y, V_{agr} a partir de la Ec. 2-140.

$$V_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f_c'} \sqrt{1 + \frac{N_u / A_w f_c'}{48.2 \lambda \sqrt{f_c'}}} A_w \leq 0.6 V_{max} \quad (\text{MPa})$$

$$V_{cr} = 1.06 \lambda \sqrt{f_c'} \sqrt{1 + \frac{N_u / A_w f_c'}{15.1 \lambda \sqrt{f_c'}}} A_w \leq 0.6 V_{max} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2-140)$$

Para muros en voladizo, se propone calcular K_e a partir de la Ec. 2-86 y utilizando $c_1 = 1.0$ y $c_2 = 1.0$. De esta manera, es posible calcular el desplazamiento Δ_{cr} por medio de la Ec. 2-141. De acuerdo con Elwood *et al.* (2007), se pretende incluir el modelo propuesto por Wallace (2007) en la próxima versión del informe ASCE-41 (Figura 2-5).

$$\Delta_{cr} = \frac{V_{cr}}{K_e} \quad (2-141)$$

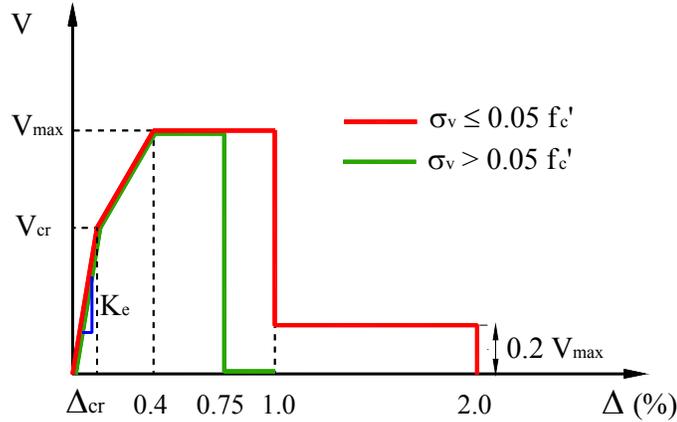


Figura 2-8. Modelo a cortante propuesto por Wallace (2007)

2.6.8 Sánchez

A partir de las tendencias de los resultados experimentales de 74 muros rectangulares disponibles en la literatura, de 17 muros con relación de aspecto igual a uno reforzados con barras corrugadas y ensayados bajo carga lateral cíclica dentro del proyecto del cual hace parte la investigación aquí reportada (Tabla 4-1) y, de estudios analíticos (analogía de puntales y tensores), Sánchez (2010) propone un modelo para predecir el comportamiento carga–desplazamiento de muros de concreto que presentan falla a cortante por tensión diagonal. En la Figura 2-9 se presenta el modelo trilineal de cortante, así como el punto de agrietamiento por flexión de los muros.

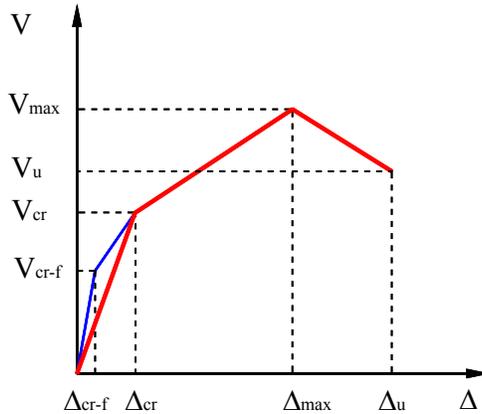


Figura 2-9. Modelo carga–desplazamiento propuesto por Sánchez (2010)

2.6.8.1 Punto de agrietamiento por flexión

Se propone que el desplazamiento para el cual se presenta el agrietamiento por flexión (Δ_{cr-f}) se calcule por medio de la Ec. 2-142.

$$\Delta_{cr-f} = \left[0.01 + 0.005 \left(\frac{H}{l_w} \right) \right] \frac{H}{100} \quad (2-142)$$

Una vez conocido el desplazamiento y con base en la rigidez elástica del muro incluyendo las deformaciones por cortante y por flexión (K_e), es posible conocer la resistencia al agrietamiento por flexión (V_{cr-f}), es decir:

$$V_{cr-f} = \Delta_{cr-f} K_e \quad (2-143)$$

En esta metodología se propone calcular la rigidez elástica para muros en voladizo por medio de la Ec. 2-86, pero si tener en cuenta el efecto del agrietamiento ($c_1 = c_2 = 1.0$).

2.6.8.2 Punto de agrietamiento diagonal

A partir de las tendencias encontradas experimentalmente, se calibraron las Ecs. 2-144 y 2-145 para calcular la resistencia (V_{cr}) y el desplazamiento de agrietamiento diagonal (Δ_{cr}), respectivamente.

$$V_{cr} = \left[0.32 - 0.045 \left(\frac{M}{V l_w} \right) \right] \sqrt{f_c'} A_w \quad (\text{MPa})$$

$$V_{cr} = \left[1.02 - 0.144 \left(\frac{M}{V l_w} \right) \right] \sqrt{f_c'} A_w \quad (\text{kgf/cm}^2)$$
(2-144)

$$\Delta_{cr} = \left[0.025 + 0.13 \left(\frac{M}{V l_w} \right) \right] \frac{H}{100}$$
(2-145)

Para muros ensayados en voladizo la relación de aspecto H/l_w es igual al cociente M/Vl_w . Sin embargo, comúnmente en muros con nivel de acoplamiento común H/l_w es mayor que M/Vl_w .

2.6.8.3 Punto de resistencia

Se propone calcular la resistencia de un muro de concreto por medio de la Ec. 2-146.

$$V_{max} = V_c + V_s = [(\alpha \eta_v + \gamma \sigma_v) \sqrt{f_c'} + \eta_h \rho_h f_{yh}] A_w$$
(2-146)

De forma similar a las propuestas convencionales (NTC-C, 2004; ACI-318, 2008; entre otras), la resistencia nominal a cortante por tensión diagonal de un muro de concreto es igual a la suma de la resistencia del concreto (V_c) más la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia (V_s). El factor α , el cual es comparable al factor α_c del capítulo 21 de ACI-318 (sección 2.3.2.3), puede calcularse utilizando la Ec. 2-147 o la Ec. 2-148.

$$\alpha = 0.42 - 0.08 \left(\frac{M}{V l_w} \right)$$
(2-147)

$$\alpha = 0.42 - 0.08 (R_{max})$$
(2-148)

donde R_{max} es la distorsión lateral en porcentaje asociada a la resistencia, $(\Delta_{max}/H) \times 100$. Debido a que se observó una buena relación entre la distorsión para la resistencia y el cociente M/Vl_w , el cociente α es aproximadamente igual cuando se calcula utilizando cualquiera de los dos parámetros. De acuerdo con las Ecs. 2-147 y 2-148, a medida que el cociente M/Vl_w o la distorsión para la resistencia disminuyen (es decir, el muro es más robusto), se incrementa la resistencia. El factor η_v representa la eficiencia del refuerzo vertical en resistir la carga lateral y se calcula por medio de la Ec. 2-149.

$$\eta_v = 0.75 + 0.05 \rho_v f_{yv} \quad (\text{MPa})$$

$$\eta_v = 2.40 + 0.016 \rho_v f_{yv} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$
(2-149)

En la medida que se incrementa la cuantía de refuerzo vertical aumenta el factor η_v y, por lo tanto, se incrementa la resistencia. El factor γ representa la contribución del esfuerzo axial y es igual a 0.040 MPa (0.013 kgf/cm²). El término η_h representa el factor de eficiencia del refuerzo horizontal, el cual puede calcularse de dos formas: a partir de la cuantía de refuerzo horizontal (Ec. 2-150) o en función del esfuerzo resistente a cortante por tensión diagonal del concreto (v_c), (Ec. 2-151).

$$\begin{aligned}\eta_h &= 1 - 0.16 \rho_h f_{yh} \geq 0.2 \quad (\text{MPa}) \\ \eta_h &= 1 - 0.016 \rho_h f_{yh} \geq 0.2 \quad (\text{kgf/cm}^2)\end{aligned}\tag{2-150}$$

$$\eta_h = \frac{v_c}{\rho_h f_{yh}} \leq 1.0\tag{2-151}$$

En las Ecs. 2-150 y 2-151, al incrementar la cuantía de refuerzo horizontal se reduce la eficiencia del refuerzo en transmitir cortante. De acuerdo con la Ec. 2-151, el factor η_h es directamente proporcional a la contribución del concreto a la resistencia (v_c); es decir, para un mismo esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal, al incrementar la resistencia v_c se aumenta el factor de eficiencia η_h . Sin embargo, en este modelo el cociente $v_c / \rho_h f_{yh}$ no debe ser mayor que uno (1.0). Cuando $v_c / \rho_h f_{yh}$ es igual a uno, se considera que la resistencia a cortante del concreto es suficiente para lograr que fluya todo el refuerzo horizontal. Cuando el cociente $v_c / \rho_h f_{yh}$ es menor que uno, se considera que no todo el refuerzo horizontal alcanza la fluencia. En dicho caso, al sustituir $v_c / \rho_h f_{yh}$ en la Ec. 2-146 y eliminando términos, se establece que la resistencia total del muro de concreto será dos veces la contribución a cortante del concreto, es decir:

$$V_{\max} = 2 V_c\tag{2-152}$$

Adicionalmente, si $V_{\max} > 2V_c$, es probable que se presente la falla por compresión diagonal. El desplazamiento en la resistencia (Δ_{\max}) depende de los desplazamientos por flexión (Δ_f) y por cortante (Δ_c), es decir:

$$\Delta_{\max} = \Delta_f + \Delta_c\tag{2-153}$$

En el estudio se calibraron las Ecs. 2-154 y 2-155 para calcular estos desplazamientos.

$$\Delta_f = \frac{V_{\max} H^3}{3 E_c I}\tag{2-154}$$

$$\begin{aligned}\Delta_c &= \frac{V_{\max} l_w}{300 A_w \sqrt{f_c'}} e^{1.33 \left(\frac{M}{V l_w} \right)} \quad (\text{MPa}) \\ \Delta_c &= \frac{V_{\max} l_w}{960 A_w \sqrt{f_c'}} e^{1.33 \left(\frac{M}{V l_w} \right)} \quad (\text{kgf/cm}^2)\end{aligned}\tag{2-155}$$

donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto = $4,400 \sqrt{f_c'}$ en MPa ($14,000 \sqrt{f_c'}$ en kgf/cm²),

I = momento de inercia de la sección agrietada, calculado como $0.7 I_g$, donde I_g es el momento de inercia grueso de la sección transversal despreciando el acero de refuerzo,

V_{\max} = es la resistencia a cortante calculada utilizando la Ec. 2-146.

2.6.8.4 Punto último

De modo similar a otras metodologías disponibles, en el modelo se estableció el punto último para cuando la capacidad a la resistencia lateral disminuye 20% respecto de la máxima alcanzada. Por lo tanto:

$$V_u = 0.8V_{\max} \quad (2-156)$$

Para el desplazamiento último se calibró la Ec. 2-157, la cual se estableció con base en las tendencias de los resultados experimentales.

$$\Delta_u = (\Delta_f + \Delta_c + \Delta_{\rho_h}) \mu_{cap} \geq 1.2 \Delta_{\max} \quad (2-157)$$

donde Δ_{ρ_h} es la contribución del refuerzo horizontal al desplazamiento y μ_{cap} es la capacidad de ductilidad, calculados como:

$$\Delta_{\rho_h} = \frac{9}{\rho_h f_{yh}} \leq 9 \text{ mm} \quad (\text{MPa}) \quad (2-158)$$

$$\Delta_{\rho_h} = \frac{9}{\rho_h f_{yh}} \leq 0.9 \text{ cm} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\mu_{cap} = 0.6 \left(\frac{M}{V l_w} \right) + 0.5 \quad (2-159)$$

A continuación se presentan las conclusiones principales del modelo propuesto por Sánchez (2010). Teniendo en cuenta que la metodología es fundamentalmente empírica, las conclusiones se basan en tendencias experimentales:

- La carga axial que actúa sobre los muros incrementa la resistencia a tensión diagonal del concreto y, por lo tanto, aumenta 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.
- Para la falla en tensión diagonal, cuando la cuantía de refuerzo horizontal es independiente de la contribución del concreto a la resistencia (Ec. 2-150), se detectó que la eficiencia del refuerzo horizontal en transmitir cortante se reduce sistemáticamente al incrementar dicha cuantía de refuerzo.
- Para la falla en tensión diagonal, cuando la cuantía de refuerzo horizontal es dependiente de la contribución del concreto a la resistencia (Ec. 2-151), se detectó una buena relación entre la resistencia a cortante del muro y el doble de la contribución a cortante del concreto (Ec. 2-152).
- Con el estado límite de agrietamiento por flexión se busca establecer de manera efectiva la rigidez elástica de los muros. Con dicha rigidez es posible obtener periodos más cercanos al periodo real de las viviendas, en lugar de utilizar la rigidez correspondiente al estado límite de agrietamiento diagonal.

2.7 Resumen y discusión de resultados

En este capítulo se han presentado los resultados principales de una revisión de la literatura desde el año 1957 hasta la fecha. Teniendo en cuenta las características específicas de los especímenes utilizados en cada estudio, a continuación se enumeran las principales observaciones de dicha revisión.

2.7.1 Rigidez

- Respecto a la rigidez elástica inicial, Flores *et al.* (2007) indican que existe discrepancia en la predicción al usar las ecuaciones de la mecánica de materiales. Sin embargo, la misma se ocasionó principalmente porque los muros presentaron agrietamientos por contracciones cerca de las esquinas, previos al ensayo. Dichos agrietamientos se originaron a causa de la restricción que produjo el denso armado vertical en los bordes de los muros, dispuesto para evitar la falla por flexión y obligar a la falla por cortante.
- En el estudio experimental de Hidalgo *et al.* (2002), el valor de la rigidez asociada al agrietamiento fue aproximadamente igual al 60% de la rigidez inicial.
- De acuerdo con Aristizabal–Ochoa (1983), el cálculo del valor exacto de la rigidez elástica inicial en las estructuras con base en muros de concreto reforzado tiene una utilidad limitada en la predicción de la respuesta estructural para movimientos dinámicos fuertes, debido a la disminución significativa que sufre el valor de dicho parámetro a causa del agrietamiento del concreto y la fluencia del acero de refuerzo. En general, Aristizabal–Ochoa (1983) reporta que la no–linealidad se presenta para niveles de carga menores que los de fluencia y, por lo tanto, esto es suficiente para reducir considerablemente los valores de diseño requeridos. De esta manera, los análisis lineales elásticos basados en propiedades “no agrietadas” podrían no ser realistas y, al mismo tiempo, podrían ser muy conservadores, particularmente para elementos de concreto ligeramente reforzados.

2.7.2 Relación de aspecto

- Se ha observado que los muros con bajas relaciones de aspecto generan resistencias a cortante mayores que en muros más altos con propiedades de materiales similares.
- Para especímenes con $H/l_w \leq 0.5$, Barda *et al.* (1977) reportaron que el refuerzo horizontal en el muro no contribuyó a la resistencia al cortante. Adicionalmente, la resistencia al cortante de los especímenes con relación $H/l_w = 0.25$ no fue significativamente mayor que la resistencia del espécimen con $H/l_w = 0.5$.

2.7.3 Sección transversal y elementos de borde

- En el estudio de Lefas *et al.* (1990), las mediciones indicaron que en la mayoría de los muros ($1 \leq H/l_w \leq 2$), el refuerzo longitudinal en los elementos de borde experimentó deformaciones importantes de post–fluencia antes de la falla.
- De acuerdo con Hernández y Zermeño (1980), la eficiencia de los elementos de borde para mejorar el comportamiento es baja, aun si el concreto de la columna está confinado adecuadamente con refuerzo transversal.
- Sin embargo, a partir del análisis de resultados experimentales recopilados en la literatura, Gulec y Whittaker (2009, 2011) observaron que la adición de elementos de borde y el aumento del refuerzo longitudinal en los extremos incrementa la resistencia a cortante de los muros de baja altura.
- Gulec y Whittaker (2009, 2011) también observaron que el efecto de la relación de aspecto, la cuantía de refuerzo vertical en el alma y la fuerza axial es comparable en muros con sección rectangular y en muros con elementos de borde. Sin embargo, las ecuaciones que proponen contradicen las observaciones experimentales; por ejemplo, para $H/l_w=1.0$ el factor de contribución del refuerzo vertical en el alma es igual a 0.25 para muros con sección rectangular y 0.40 para muros con elementos de borde (la contribución calculada no es comparable).
- Asimismo, Gulec y Whittaker (2009, 2011) observaron que el efecto de f_c' es mayor en los muros con sección rectangular y que el efecto del refuerzo vertical en los elementos de borde es mayor en los muros con columnas o patines en los extremos. Sin embargo, nuevamente las ecuaciones que proponen contradicen las observaciones experimentales; por ejemplo, para $H/l_w=1.0$ y $f_c'=15$ MPa: a) la contribución del concreto es igual a 0.48 MPa para muros con sección rectangular y 0.60 MPa para muros con elementos de borde (la contribución calculada es menor en los muros con sección rectangular) y, b) el factor de contribución del refuerzo vertical en los elementos de borde es igual a 0.20 para muros con

sección rectangular y 0.15 para muros con elementos de borde (la contribución calculada es mayor en los muros con sección rectangular).

2.7.4 Acero de refuerzo en el alma

- Los requerimientos a cortante de los reglamentos de diseño pretenden que las fallas por tensión diagonal ocurran antes que las fallas por compresión diagonal o deslizamiento. Sin embargo, a medida que se aumentan las cuantías de refuerzo en el alma del muro, se tiende a incrementar la probabilidad de falla de cortante por compresión diagonal.
- Cuando la fuerza cortante de diseño es menor que $0.083\lambda\sqrt{f_c'}A_w$ en MPa ($0.265\lambda\sqrt{f_c'}A_w$ en kgf/cm²), el ACI-318 (2008) permite reducir las cuantías mínimas de refuerzo horizontal y vertical a 0.20% y 0.12%, respectivamente, para barras menores que la No. 5 con $f_y \geq 412$ MPa (4,200 kgf/cm²) o para refuerzo de alambre soldado con diámetro menor o igual que 15.9 mm.
- Adicionalmente, cuando la fuerza cortante de diseño es menor que $0.17\lambda\sqrt{f_c'}A_w$ en MPa ($0.53\lambda\sqrt{f_c'}A_w$ en kgf/cm²), el ACI-318 (2008) permite utilizar sólo una capa de refuerzo en el alma del muro. Sin embargo, a partir del cálculo de los cocientes entre las resistencias al cortante calculada y medida, Elwood *et al.* (2007) no observaron diferencias importantes entre la resistencia de muros similares con una y dos capas de refuerzo en el alma.
- En los muros estudiados por Benjamín y Williams (1957), el acero de refuerzo generó agrietamiento diagonal distribuido (mayor número de grietas de menor tamaño) en lugar de una sola grieta de mayor tamaño (tal como se presenta en los muros no reforzados). Adicionalmente, el refuerzo en el alma proporcionó incremento importante de la resistencia y la rigidez en el intervalo agrietado del muro.
- En el estudio de Wood (1990) se observó una tendencia de incremento del esfuerzo cortante al incrementar la cuantía de refuerzo en el alma del muro.
- El ACI-318 (2008) especifica que los muros deben tener refuerzo por cortante en las dos direcciones ortogonales del plano del muro y, que dicho refuerzo debe estar distribuido a lo largo de la longitud y la altura del muro para restringir efectivamente las grietas inclinadas. Para fines de diseño sísmico de muros con relación $H/l_w < 2.0$, dicho reglamento estipula que la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal. Por lo tanto, el ACI-318 (2008) acepta, de forma indirecta, la contribución de los dos refuerzos en el mecanismo de resistencia a cortante de muros.

2.7.4.1 Refuerzo horizontal

- En los especímenes reportados por Hidalgo *et al.* (2002), es decir, muros con M/Vl_w entre 0.35 y 1.0, se observó el efecto favorable de la utilización del refuerzo horizontal para generar un comportamiento más dúctil del muro. Esto es particularmente cierto para los especímenes con $M/Vl_w \geq 0.5$.
- De acuerdo con Leiva y Montaña (2001), el ancho de la grieta inclinada es mínimo en las zonas cercanas a los extremos de las secciones del muro y, por lo tanto, no es posible que todo el refuerzo transversal que cruza la grieta en estas zonas extremas desarrolle la fluencia. Adicionalmente, para la falla en tensión diagonal, Sánchez (2010) detectó que la eficiencia del refuerzo horizontal en transmitir cortante se reduce sistemáticamente al incrementar dicha cuantía de refuerzo.
- A partir del análisis de resultados experimentales recopilados en la literatura, Gulec y Whittaker (2009, 2011) observaron que el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal sobre la resistencia a cortante es significativo para muros con cuantías de refuerzo horizontal en el alma menores que la mínima establecida en el Reglamento ACI-318 (2008). En cambio, para muros con cuantía de refuerzo horizontal mayor que 0.25%, no observaron una tendencia clara de aumento de resistencia. A partir de resultados analíticos también observaron que el efecto de la cuantía de refuerzo en muros con sección rectangular es mayor que en muros con elementos de borde.
- Gulec y Whittaker (2009, 2011) obtuvieron ecuaciones de predicción a partir de estudios analíticos (modelos de elementos finitos y diagramas de cuerpo libre), de análisis de regresión no-lineal y del análisis estadístico de los cocientes entre la respuesta medida y calculada. En las ecuaciones para muros

rectangulares, el coeficiente relacionado con la contribución del acero de refuerzo horizontal fue bajo y, en algunas ecuaciones para muros con elementos de borde, dicho coeficiente fue menor que cero. Por lo tanto, se decidió eliminar el término de la contribución del acero de refuerzo horizontal en el alma para las dos geometrías de muros. Sin embargo, teniendo en cuenta que en la mayoría de los muros se utilizaron cuantías de refuerzo vertical y horizontal similares, se indica que un valor negativo puede ser el resultado de la correlación entre las cuantías de refuerzo vertical y horizontal.

- Los resultados analíticos obtenidos por Gulec y Whittaker (2009, 2011) podrían ser cuestionables. Por ejemplo: a) algunas de las tendencias observadas de los resultados experimentales no son representadas por las ecuaciones de predicción, pues en algunos casos los resultados son opuestos a las tendencias, b) aunque se admite que la colocación de suficiente refuerzo horizontal en el alma podría generar una falla de compresión diagonal (en otras palabras, se admite que el refuerzo horizontal sí participa), se elimina la contribución del refuerzo horizontal de las ecuaciones de predicción de resistencia, c) aunque en el modelo se supone que para el desplazamiento asociado a la resistencia las deformaciones en el refuerzo del alma están cercanas a la deformación de fluencia, para $H/l_w=1.0$ la contribución del refuerzo vertical es igual sólo al 25% para muros con sección rectangular y al 40% para muros con elementos de borde. Gulec y Whittaker (2009, 2011) también aceptan que la calidad de los resultados está limitada a la habilidad del modelo numérico para predecir la respuesta.

2.7.4.2 Refuerzo vertical

- De acuerdo con Benjamín y Williams (1957), para la carga máxima de muros con columnas en los extremos y H/l_w entre 0.31 y 0.92, gran parte del acero vertical del alma del muro está aparentemente en su punto de fluencia y sólo una pequeña parte de las barras del acero horizontal está en el intervalo de post-fluencia.
- Para muros de baja altura ($H/l_w \leq 1.0$), los resultados experimentales de Barda *et al.* (1977) indicaron que el refuerzo horizontal de cortante se vuelve menos efectivo a medida que el refuerzo vertical es más efectivo. Sin embargo, de acuerdo con Barda *et al.* (1977) se requiere que la cuantía de refuerzo vertical sea al menos igual a la cuantía horizontal.
- En el estudio analítico de Lefas y Kotsovos (1990a), el refuerzo vertical llegó a ser más efectivo en resistir la acción de las fuerzas laterales a medida que se disminuyó la relación de aspecto. Esta observación también fue reportada por Barda *et al.* (1977), especialmente para muros con $H/l_w \leq 0.5$.
- Sin embargo, los resultados obtenidos por Hidalgo *et al.* (2002) para muros con M/Vl_w entre 0.35 y 1.0, indicaron que el refuerzo vertical distribuido tiene poca o ninguna influencia en la resistencia máxima al cortante desarrollada por los muros. Igualmente, reportan que existe poca influencia del refuerzo vertical en las características de absorción y disipación de energía hasta que se alcanza la resistencia máxima a cortante. No obstante, lo anterior es menos evidente para los especímenes con $M/Vl_w = 0.35$.
- De acuerdo con Hidalgo *et al.* (2002), la falta de influencia del refuerzo vertical distribuido sobre la resistencia tampoco soporta la observación experimental acerca de la contribución de este refuerzo en controlar el ancho de grietas durante el comportamiento de post-agrietamiento. Probablemente la influencia del refuerzo vertical distribuido no se manifestó debido a que el tipo de dispositivo utilizado (doble curvatura) y la gran cantidad de refuerzo vertical que se dispuso en los extremos para prevenir el modo de falla de flexión (en comparación con el área total de refuerzo vertical en la sección del muro), no permitieron la rotación de las secciones extremas de los muros.
- Adicionalmente, Sánchez (2010) reporta que la cuantía de refuerzo vertical reduce la efectividad del concreto para la transmisión del cortante en la superficie agrietada, por lo que genera la disminución de la resistencia a tensión diagonal del concreto.
- La cuantía de refuerzo vertical no se considera en las ecuaciones de ACI-318 (2008) para predecir la resistencia máxima al cortante, pero es un parámetro básico en las ecuaciones de Barda *et al.* (1977), ASCE-43 (2005) y Wood (1990). En el modelo de Wood (1990), el cual se basa en la analogía de cortante por fricción, para calcular la resistencia a cortante se considera todo el refuerzo vertical de la sección transversal del muro.

- A partir de la recomendación de Barda *et al.* (1977), respecto al uso de cuantía de refuerzo vertical al menos igual a la cuantía horizontal, el ACI-318 (2008) especifica que si $H/l_w < 2.0$, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la horizontal, pero no es necesario que sea mayor que la cuantía de refuerzo horizontal por efectos de la fuerza cortante de diseño.
- Para calcular la contribución del acero de refuerzo en el alma, Hernández y Zermeño (1980) proponen utilizar sólo una de las dos cuantías de refuerzo; es decir, para muros con $M/Vl_w < 1.0$ se debe incluir sólo la cuantía de refuerzo vertical y para muros con $M/Vl_w \geq 1.0$ sólo la cuantía de refuerzo horizontal. Sin embargo, también indican que es conveniente disponer cuantías de refuerzo similares en las dos direcciones del alma del muro, con el fin de prevenir que la fluencia acelere la falla de cortante y, por lo tanto, proponen una relación de al menos 3/2 entre la mayor y la menor cuantía de refuerzo.
- Con un esquema similar al método planteado por Hernández y Zermeño (1980) y teniendo en cuenta los resultados de Barda *et al.* (1977), el informe ASCE-43 (2005) propone que para muros con $H/l_w \leq 0.5$ se incluya sólo la cuantía de refuerzo vertical en la contribución de resistencia, para muros con $H/l_w \geq 1.5$ se incluya sólo la cuantía de refuerzo horizontal y para muros con $H/l_w \geq 1.5$ propone interpolar linealmente. Por lo tanto, para un muro con $H/l_w = 1.0$, el informe ASCE-43 (2005) recomienda incluir el 50% del refuerzo horizontal y el 50% del refuerzo vertical en la predicción de la resistencia a cortante. Para muros con relación $H/l_w = 1.0$, Cárdenas *et al.* (1980) también reportan que tanto el refuerzo a cortante vertical y horizontal son efectivos en la contribución de la resistencia al cortante.
- Teniendo en cuenta que para muros con $H/l_w < 2.0$, la sección de requisitos especiales para diseño sísmico de muros de ACI-318 (2008) estipula que la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal, Wood (1990) y Elwood *et al.* (2007) utilizaron la Ec. 2-22 para calcular la resistencia a cortante de muros, pero utilizando la menor entre las dos cuantías de refuerzo en el alma del muro.

2.7.4.3 Tipo de refuerzo

- En el ACI-318 (2008), el efecto del tipo de refuerzo radica sólo en limitar el esfuerzo de fluencia a un valor igual a 550 MPa (5,600 kgf/cm²) para el diseño a cortante en el alma y a un valor igual a 412 MPa (4,200 kgf/cm²) para la revisión de la resistencia a cortante por fricción. En NTC-C (2004), el límite se establece sólo para la revisión de cortante por fricción.
- Los modelos con malla de alambre soldado reportados por Flores *et al.* (2007) desarrollaron resistencias similares a los especímenes reforzados con barras corrugadas y con las mismas cuantías. Sin embargo, estos modelos exhibieron menor capacidad de desplazamiento inelástico y la falla se originó por fractura de los alambres a distorsiones aproximadas a 0.6%. De acuerdo con Flores *et al.* (2007), el uso de la malla como refuerzo debe ser considerado cuidadosamente dependiendo de la necesidad de contar con la capacidad de desplazamiento inelástico a cortante en los elementos.
- Se evidencia que actualmente no hay una tendencia clara sobre la contribución de los refuerzos vertical y horizontal del alma sobre la resistencia a cortante de muros de concreto. De acuerdo con la revisión de la literatura disponible, los parámetros principales que influyen en la contribución y el efecto del refuerzo en el alma de los muros, son: la relación de aspecto, la cuantía de acero, el tipo de refuerzo y la geometría de la sección transversal.

2.7.5 Capacidad de desplazamiento

- En el estudio de Hernández y Zermeño (1980), la configuración del refuerzo en el alma del muro y la cantidad y distribución del refuerzo en los elementos de borde no mejoraron la capacidad última de desplazamiento de los muros.
- Hsu y Manssur (2005) reportan que a medida que se aumenta la cuantía de refuerzo, el panel es menos dúctil, las curvas de histéresis muestran una curva envolvente más corta y se presenta más tempranamente la rama descendente del comportamiento.
- De acuerdo con Hidalgo *et al.* (2002), la distorsión máxima que puede ser alcanzada sin pérdida significativa de resistencia es afectada por la cantidad de refuerzo vertical distribuido y por la relación de aspecto del muro. En general, la capacidad de desplazamiento de los especímenes es menor cuando el

cociente M/Vl_w disminuye, ya que su rigidez lateral incrementa. Aunque prácticamente no existe influencia de la cuantía de refuerzo distribuida sobre la distorsión de agrietamiento, se observó un efecto moderado en la distorsión para la carga máxima y un efecto más pronunciado en la distorsión última.

- Duffey *et al.* (1994a, 1994b) reportan que a medida que aumenta la relación de aspecto del muro, se incrementa la distorsión para la carga máxima. Sin embargo, se debe tener precaución al utilizar valores de distorsión mayores que los valores para la carga máxima, pues en la estructura puede quedar relativamente poca energía resistente, aunque la energía del movimiento sísmico puede ser aún importante. Adicionalmente, Duffey *et al.* (1994a, 1994b) indican que las distorsiones estipuladas en los reglamentos de diseño son generalmente poco conservadoras para muros de cortante con baja relación de aspecto, probablemente porque las distorsiones de dichos reglamentos están más dirigidas a estructuras de gran altura que a muros de baja altura.

2.7.6 Tipo de ensayo y/o historia de carga

- En el estudio de Lefas y Kotsovos (1990b), la respuesta de resistencia y desplazamiento de los especímenes, los cuales exhibieron un modo de falla por flexo-compresión, fue independiente de la historia de carga cíclica.
- Sin embargo, en varios estudios se han observado diferencias importantes entre los resultados obtenidos por medio de ensayos cuasi-estáticos monótonos y cíclicos. Por ejemplo, en el estudio de Barda *et al.* (1980) los especímenes que se sometieron a carga lateral cíclica presentaron resistencia al cortante aproximadamente 10% menor que la de los especímenes sometidos a carga monótona. En el estudio de Wood (1990), el límite inferior de la resistencia de los muros sometidos a carga lateral cíclica fue un poco menor que el límite inferior de la resistencia de los muros sometidos a carga monótona. En el estudio de Cárdenas *et al.* (1980), la resistencia del muro sometido a carga monótona fue aproximadamente 7% mayor que la del muro similar sometido a carga lateral cíclica reversible.
- Los resultados obtenidos por Leiva (2004) sugieren que la resistencia al cortante probable es menor que aquella predicha por las ecuaciones de diseño del Reglamento ACI-318 y, que la resistencia probable sí depende de la historia de carga.

2.7.7 Predicción de la capacidad de resistencia y desplazamiento

- A pesar de que existen numerosos datos experimentales en la literatura de muros de baja altura, los procedimientos disponibles para diseño básicamente no se han cambiado por más de cuarenta años.
- Según Gulec y Whittaker (2009, 2011), los resultados de las ecuaciones disponibles en reglamentos, manuales de construcción y literatura en general, para calcular la resistencia al cortante de muros de baja altura, no se correlacionan apropiadamente con los experimentos, de lo que resulta una dispersión sustancial de los datos.
- De acuerdo con Cárdenas *et al.* (1980), las ecuaciones incluidas en la sección de requisitos generales de ACI-318 de la época, para calcular la resistencia al cortante de muros, proporcionan diseños que suponen una resistencia igual o mayor que las calculadas por medio de dichas expresiones, aun para cargas laterales cíclicas reversibles.
- La máxima carga horizontal medida en los especímenes reportados por Lefas *et al.* (1990), excedió por un margen importante los valores más bajos de la carga horizontal correspondiente a la resistencia a flexión, así como a la resistencia de cortante definidas por el ACI-318 de la época.
- Sin embargo, las resistencias medidas en los muros de baja altura considerados en el estudio de Wood (1990), no fueron bien representadas por la ecuación incluida en la sección de requisitos especiales para el diseño sísmico de muros de ACI-318 de la época. Wood (1990) observó que en dicha ecuación la tasa de incremento de resistencia atribuible al refuerzo del alma se sobreestima; es decir, la efectividad del refuerzo en el alma disminuye a medida que se aumenta la cuantía.
- Para cuantías de refuerzo horizontal en el alma menores que 0.15%, el ASCE-41 (2007) estipula que la contribución del acero de refuerzo a la resistencia al cortante se debe calcular para una cuantía de refuerzo

horizontal igual a 0.15%; es decir, se considera que la resistencia del muro es insensible a la cuantía de refuerzo horizontal cuando ésta es menor que 0.15%.

- De acuerdo con Lefas y Kotsovos (1990a), los efectos de la relación de aspecto y la cuantía de refuerzo vertical no son tomados en cuenta adecuadamente en los reglamentos de diseño de la época. Las expresiones que describen la contribución del esfuerzo cortante del concreto a la resistencia del muro, no son sólo conservadoras sino que además parecen no proporcionar una indicación del tipo de falla que se espera en el muro para el estado límite último.
- Lefas y Kotsovos (1990b) reportan que las recomendaciones del Reglamento ACI-318 de la época, son aún conservadoras para cuantías bajas de refuerzo horizontal, mientras que sobreestiman la resistencia del muro para cuantías altas de este refuerzo.
- El Reglamento ACI-318 (2008) permite un esfuerzo cortante máximo igual a $0.83\sqrt{f'_c}$ en MPa ($2.65\sqrt{f'_c}$ en kgf/cm²). De acuerdo con Oesterle *et al.* (1984), este límite no elimina el posible modo de falla por compresión diagonal para muros con resistencia a la compresión del concreto menor que 34.5 MPa (352 kgf/cm²), al estar sometidos a esfuerzos axiales bajos y deformaciones inelásticas extremas causadas por cargas reversibles.

2.7.7.1 Parámetros no incluidos

- Al aumentar la resistencia a la compresión del concreto se incrementa la resistencia máxima a cortante. Sin embargo, de acuerdo con Lefas y Kotsovos (1990b), f'_c o $\sqrt{f'_c}$ no son factores de normalización efectivos de la resistencia al cortante del muro. Esto puede indicar que las características uniaxiales prácticamente no pueden representar las condiciones complejas de esfuerzo que se generan en la sección transversal crítica del muro antes de la falla.
- Hsu y Mo (1985) señalan que al considerar el ablandamiento del concreto en la teoría del modelo de armadura, es posible predecir adecuadamente el comportamiento de muros de baja altura con elementos de borde.
- La mayoría de las ecuaciones disponibles consideran sólo el comportamiento en el plano de los muros. Sin embargo, durante un sismo una estructura experimenta diferentes tipos de solicitaciones y sus respectivos efectos de interacción; por ejemplo, carga axial (compresión y tensión), momento flexionante, fuerza cortante fuera del plano, entre otras. A partir de ensayos en mesa vibradora de muros aislados es posible reproducir los dos primeros efectos y su interacción.

2.7.7.2 Restricciones de los modelos disponibles

- Aunque se han realizado numerosos estudios experimentales en muros de baja altura, aún no se dispone de métodos teóricos satisfactorios para predecir su comportamiento.
- La mayor parte de la investigación previa se ha enfocado en la resistencia al cortante de los muros de concreto. De acuerdo con Duffey *et al.* (1994a, 1994b), es posible que exista capacidad importante de absorción de energía más allá del punto asociado a la resistencia.
- De acuerdo con Tu *et al.* (2006), no se puede alcanzar el mismo nivel de confiabilidad en la predicción de del desplazamiento al cortante de los muros, que la que se tiene en la predicción de su resistencia al cortante.
- La mayoría de las ecuaciones de predicción de los modelos disponibles tiene algunas restricciones para aplicarse en el diseño de viviendas con las características estudiadas. En general, las limitaciones son: (a) se calibraron para un intervalo muy amplio de los parámetros que controlan el comportamiento de muros de concreto; sin embargo, para las viviendas analizadas, la mayoría de los parámetros varía en un intervalo limitado (resistencias bajas del concreto, espesor reducido de muros, esfuerzo axial bajo, cuantías de refuerzo reducidas, entre otras), (b) no se incluyen muros reforzados con malla de alambre soldado, en los cuales, el alargamiento de los alambres y la capacidad de desplazamiento del muro es un parámetro de diseño ineludible, (c) todas las metodologías disponibles, tanto para estimar la resistencia (máxima) como para predecir el comportamiento carga–desplazamiento, se han calibrado utilizando resultados de especímenes ensayados bajo carga lateral monótona y cíclica; aunque se han realizado

algunos ensayos en mesa vibradora, se ha realizado sólo una descripción general de la respuesta y no se han incluido los resultados en las metodologías y, (d) fueron planteadas para fines académicos y no de una forma práctica y sencilla para ser utilizadas en diseño.

- Por lo tanto, es necesario establecer una metodología de análisis y diseño en la cual no sólo se realice una predicción apropiada del comportamiento, sino que se plantee de una forma sencilla para su utilización en la práctica de diseño.

2.7.8 Degradación de la capacidad y estrategias de implantación

2.7.8.1 Causas y efectos de la degradación

- En el estudio de Mo y Kuo (1998) se observó que los desplazamientos correspondientes a la resistencia disminuyeron (aumento de la rigidez) al incrementar la frecuencia de la aceleración. De acuerdo con Mo y Kuo (1998), es probable que la disminución de la ductilidad y la energía disipada que se observó al incrementar la frecuencia del registro sísmico no sea causada por la frecuencia alta de la aceleración del sismo, sino por el incremento del daño asociado con el mayor número de ciclos de carga.
- Según Salonikios *et al.* (1999, 2000), la contribución del concreto se reduce con la ductilidad de desplazamiento, principalmente en muros con bajos cocientes M/Vl_w .
- De acuerdo con Hernández y Zermeño (1980), los muros con falla a cortante tienen un comportamiento histerético inadecuado a causa del deterioro progresivo de su resistencia bajo cargas laterales cíclicas y a la baja disipación de energía en los ciclos de histéresis. Por lo tanto, las estructuras de bajo periodo cuyo comportamiento esté dominado por el cortante, se deben diseñar para fuerzas cortantes mayores y deben tener la capacidad de soportar deformaciones mayores que aquéllas cuyo comportamiento equivalente es linealmente elástico.

2.7.8.2 Degradación de rigidez, resistencia y energía disipada

- De acuerdo con Hsu y Manssur (2005), el concreto experimenta degradación importante de rigidez y resistencia cuando es sometido a ciclos de desplazamiento elevados y, por lo tanto, la fuente principal de disipación de energía debe ser proporcionada por el comportamiento inelástico del acero de refuerzo. Según Hsu y Manssur (2005), para mejorar la capacidad de disipación de energía, los elementos estructurales de concreto reforzado se deben diseñar promoviendo altas deformaciones de las barras de refuerzo después de la fluencia y reduciendo la degradación del concreto en términos de resistencia y rigidez.
- En el estudio experimental de Shiga *et al.* (1973), la relación de la rigidez equivalente entre el ciclo de carga No. 30 y el primero, para el mismo desplazamiento, varió aproximadamente entre 60 y 85%; es decir, el número de ciclos sí tiene un efecto importante en la degradación de rigidez.
- En el estudio experimental de Hidalgo *et al.* (2002) se observó que la degradación de resistencia aumentó al disminuir la relación de aspecto y las cuantías de refuerzo vertical y horizontal. Por ejemplo, cuando el cociente M/Vl_w y la cuantía de refuerzo a cortante disminuyeron de 1.0 a 0.35 y de 0.25% a cero, respectivamente, la tasa máxima de degradación de resistencia fue igual a 19.6 kN/mm.
- En los muros reportados por Lefas y Kotsovos (1990b) se observó que la energía disipada durante el primer ciclo para una determinada ductilidad, fue significativamente mayor que la energía disipada durante ciclos posteriores para el mismo nivel de ductilidad. Por ejemplo, para el ciclo en el cual se presentó el agrietamiento, la energía disipada durante el segundo ciclo fue aproximadamente igual al 65% de la energía disipada durante el primer ciclo. Después de cuatro ciclos para una determinada ductilidad, la energía disminuyó al 40% de la energía disipada inicial. Asimismo, la disipación de energía aumentó considerablemente con el nivel de ductilidad del ciclo de carga. Esto implica que, para el modo de falla observado en los muros estudiados (flexo-compresión), la disipación de energía está asociada predominantemente con la fluencia de las barras de tensión más que con el agrietamiento del concreto.

2.7.8.3 Estrategias de implantación

- Martín-Pérez y Pantazopoulou (1996, 1998) indican que la contribución del concreto a la resistencia al cortante es una cantidad que se degrada al incrementar la demanda de ductilidad de desplazamiento. Por lo tanto, proponen una expresión que refleja la dependencia de la contribución del concreto de la cuantía de refuerzo transversal y la demanda de ductilidad; es decir, la contribución del concreto disminuye al aumentar la demanda de ductilidad y aumenta al incrementar la cuantía de refuerzo transversal y la carga axial.
- De acuerdo con Leiva y Montaña (2001), uno de los aspectos principales que se deben considerar en el desarrollo de un modelo de resistencia a cortante para muros de concreto reforzado, es el efecto de degradación de la resistencia a cortante en elementos que están sometidos a demandas de deformación no-lineal en flexión.
- En el modelo empírico de degradación propuesto por Leiva (2004) se propone incluir la demanda de ductilidad de desplazamiento acumulada en la predicción de la contribución del concreto y, de esta manera, tener en cuenta no sólo los efectos de los niveles de desplazamiento alcanzado durante la respuesta, sino también los efectos debidos a la naturaleza cíclica de la acción sísmica. Sin embargo, la expresión que se propone para calcular la demanda de ductilidad de desplazamiento no está planteada para fines de diseño.
- La mayoría de los estudios coincide en que los resultados de ensayos en mesa vibradora son fundamentales para incluir efectivamente los efectos de los movimientos sísmicos en los modelos de predicción de resistencia y desplazamiento.
- A partir de los resultados de ensayos dinámicos medidos en el estudio aquí presentado, el daño sufrido por los muros de concreto y su efecto sobre la pérdida de rigidez y resistencia se evalúa a partir del estudio de los modos de falla, las curvas de histéresis, la velocidad de aplicación de carga, la propagación del agrietamiento, el número de ciclos, la demanda de distorsión, la energía disipada acumulada y los factores de amortiguamiento; en general, se consideran no sólo las deformaciones alcanzadas, sino la historia total de estas deformaciones. En el Capítulo 7 se presentan los resultados y se proponen correlaciones entre los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos.

3 DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL PROTOTIPO

3.1 *Introducción*

En este capítulo se describe el prototipo de vivienda utilizado en la investigación y se presentan los resultados de la evaluación de sus características dinámicas principales y las solicitaciones bajo cargas gravitacionales. Inicialmente, se estiman los periodos de vibración utilizando dos técnicas de identificación en varias configuraciones de vivienda: (a) técnicas no paramétricas que consisten en determinar las características del sistema estructural con base en análisis espectrales convencionales de pruebas de vibración ambiental y, (b) técnicas paramétricas donde se establece un modelo numérico simplificado y se estiman los valores de los parámetros estructurales necesarios para producir una buena correlación entre la respuesta medida y la calculada. A partir de los resultados de modelos numéricos se determina el esfuerzo vertical a que se encuentran sometidos los elementos que proporcionan la resistencia sísmica. Al final del capítulo se resumen y discuten los resultados principales.

3.2 *Descripción del prototipo*

El prototipo corresponde a una vivienda de concreto de interés social de dos niveles. Los muros de la vivienda tienen espesor igual a 100 mm, resistencia nominal a la compresión del concreto igual a 14.7 MPa (150 kgf/cm²) y módulo de elasticidad aproximadamente igual a 9,600 MPa (98,000 kgf/cm²). Las dimensiones globales de la vivienda entre ejes son iguales a 5.8 m × 10.4 m y, tiene un área aproximada de 50 m² en cada nivel (Figura 3-1). La cimentación está formada por vigas, en las dos direcciones, con sección transversal igual a 400 mm de base y de altura y, una losa de concreto de 100 mm de espesor (Figura 3-2). La cimentación fue calculada para una capacidad de carga del terreno igual a 0.15 MPa (15 tf/m²). La altura libre de los muros es igual 2.4 m. Aunque el prototipo utilizado en esta investigación corresponde a una vivienda de dos niveles, se realizó la modelación numérica en viviendas de dos niveles, así como en viviendas de un nivel. Debido a inconvenientes logísticos (ocupación de las viviendas por los usuarios), fue posible sólo realizar pruebas de vibración ambiental en tres viviendas de un nivel. Por lo tanto, inicialmente se elaboraron modelos numéricos de las viviendas de un nivel, de tal manera que los resultados analíticos fueran lo más aproximado posible a la información experimental ante solicitaciones de vibración ambiental (modelos calibrados). Una vez estimados los valores de los parámetros estructurales necesarios para producir una buena correlación entre la respuesta medida y la calculada de las viviendas de un nivel, se elaboraron modelos numéricos de las viviendas de dos niveles (prototipo tridimensional).

3.3 *Técnicas paramétricas: Modelación numérica*

El diseño de viviendas de muros de concreto requiere el uso de modelos numéricos para predecir el comportamiento dinámico que puede experimentar durante su vida útil. Comúnmente en dichos modelos se consideran ciertas hipótesis en aspectos estructurales en los cuales existen grandes incertidumbres de su comportamiento real ante excitaciones dinámicas, entre los que se destacan la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas, la participación de elementos no estructurales, los efectos de torsión y los efectos de interacción suelo–estructura. Cuando se considera en forma errónea la participación de estos aspectos estructurales, se puede conducir a estimaciones poco confiables de los periodos de vibración y amortiguamientos naturales de estas edificaciones, lo cuales son parámetros importantes que controlan la

respuesta dinámica de las mismas (Muriá y González, 1995). Para el intervalo del comportamiento elástico lineal, las deformaciones de un muro ante cargas en su plano deben calcularse con métodos fundamentados en la teoría de la elasticidad. Para esto, es necesario tener en cuenta las propiedades elásticas del material, la magnitud y distribución de las cargas, la geometría del muro y la forma en que esté apoyado.

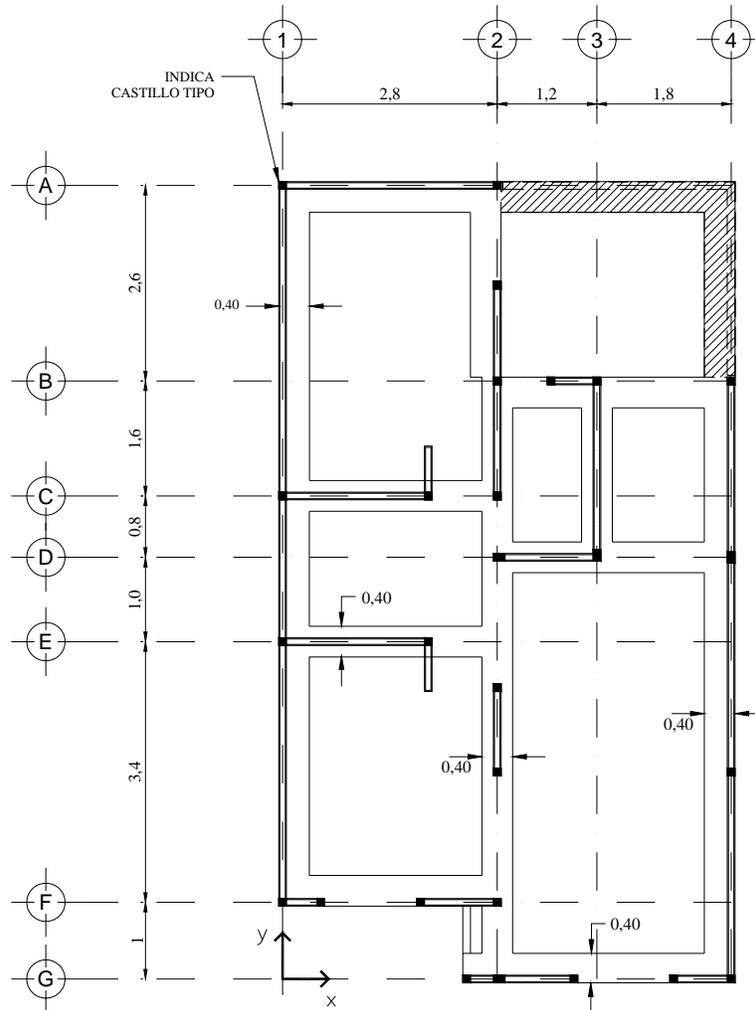


Figura 3-1. Planta de cimentación y de muros (acotaciones en m)

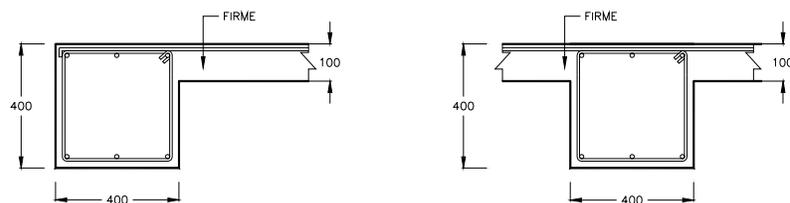


Figura 3-2. Detalle de cimentación (acotaciones en mm)

3.3.1 Metodologías utilizadas

Para la modelación numérica de viviendas de concreto existen diferentes soluciones dependiendo del nivel de complejidad de la geometría o de las condiciones de frontera. A continuación se describen dos metodologías utilizadas para la modelación de viviendas con muros de concreto.

3.3.1.1 Método de la columna ancha

Uno de los métodos más sencillos para el análisis de estructuras con base en muros consiste en concentrar las propiedades de los muros (o segmentos de muro) en columnas ficticias ubicadas en el centro de los mismos (eje), las cuales tendrán las características geométricas del muro que representan. En los cálculos es fundamental tomar en cuenta los efectos tanto de flexión como de cortante. Dichas columnas formarán marcos con los elementos horizontales que los unen (“vigas”), mismos que deberán tener propiedades de rigidez “infinita” dentro del ancho de los muros, dejando únicamente como parte deformable a la zona que queda libre entre las caras de los muros (Figura 3-3). El método tiene la ventaja de que los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueléticas de forma similar a los marcos (Bazán y Meli, 1992).

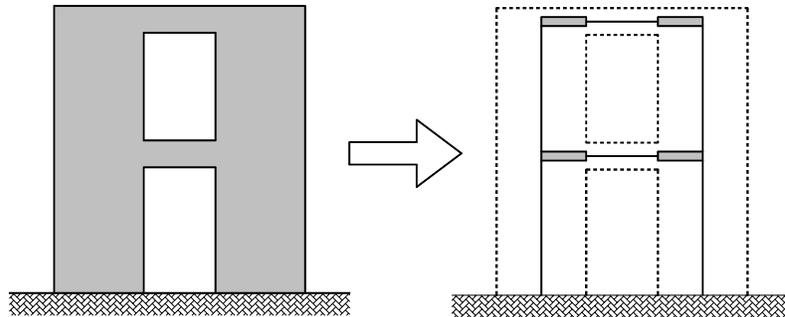


Figura 3-3. Aplicación del método de la columna ancha

Las vigas con extremos rígidos se podrían modelar usando tres barras; las barras extremas con momentos de inercia y áreas de cortante muy grandes. Los problemas que surgen son, por un lado, qué valor se debe considerar para esos momentos de inercia, ya que valores excesivos pueden causar errores de desbordamiento en la computadora dando resultados incorrectos. Por otro lado, con este tipo de barras no prismáticas se incrementa en gran medida el número de grados de libertad, por lo que se requieren más recursos de cómputo y más tiempo para hacer el modelo e interpretar los resultados. Sin embargo, este último inconveniente se ha venido solucionando con el desarrollo de programas computacionales más eficientes. Una alternativa es usar la matriz de rigideces para barras con extremos rígidos (Bazán y Meli, 1992; Flores y Alcocer, 2001; Tena, 2007). Para realizar la modelación de edificios tridimensionales utilizando este método, se recomienda utilizar la hipótesis de diafragma rígido, en donde el problema se reduce a uno de sólo tres grados de libertad por cada nivel (dos desplazamientos laterales y un giro alrededor de un eje vertical). Lo anterior, ya que no se tiene un elemento tipo “barra” adecuado para la modelación de los entrepisos.

3.3.1.2 Método de elementos finitos

Actualmente el método del elemento finito constituye una de las herramientas más robustas para el análisis de estructuras complejas, tales como ciertos muros de composición y geometría complicada. Esta herramienta constituye un método numérico destinado a resolver, mediante ecuaciones matriciales, las ecuaciones diferenciales que se plantean en sistemas discretos (estructuras) o continuos (campos). En programas de computadora se toma la geometría planteada y luego se convierte en un modelo con cierta cantidad de elementos (Figura 3-4). Estos elementos cuentan con propiedades y características específicas y están unidos entre ellos por medio de nodos. Con el uso de los elementos finitos en las estructuras, los nodos van a experimentar una deformación a partir del equilibrio entre esfuerzos y cargas, así como de las restricciones que se presenten. En la metodología de elementos finitos se convierten todas las ecuaciones de equilibrio en sistemas de ecuaciones lineales o no-lineales con base en los desplazamientos de los nodos. A partir de esto se pueden obtener las diferentes soluciones que se requieren, tales como esfuerzos, deformaciones, entre otras.

Aunque los elementos finitos que permiten tratar este tipo de problemas pueden tener diversas formas, como triángulos o cuadriláteros, dado que las partes de un muro son usualmente rectángulos, es adecuado el uso de elementos rectangulares. Los grados de libertad son usualmente desplazamientos horizontales y verticales de

lo nodos, aunque existen elementos que además consideran las rotaciones nodales (Bazán y Meli, 2004). La precisión del método depende de la elección adecuada del tipo de elementos, el refinamiento de la malla, la solución de las condiciones de frontera y de aplicación de la carga. Por medio de este método y utilizando la hipótesis de sistemas de piso indeformables en su plano (diafragma rígido), los edificios tridimensionales con base en muros se pueden modelar considerando que se trata de un problema de estado plano de esfuerzos; es decir, aceptando que los esfuerzos perpendiculares al plano del muro son nulos. Es importante señalar que algunos de los sistemas de piso que se utilizan en edificación o vivienda no componen, por regla, un diafragma rígido, lo cual podría originar que la respuesta de la estructura ante carga sísmica sea muy diferente de la respuesta supuesta obtenida en la etapa de modelación (Tena, 2007). Aunque el método permite modelar los entrepisos de estructuras tridimensionales por medio de elementos finitos, el número de grados de libertad se incrementa drásticamente, ya que los desplazamientos laterales en cualquier punto de un entrepiso no se pueden expresar en términos de sólo tres grados de libertad, tal como se hace en la hipótesis de diafragma rígido.

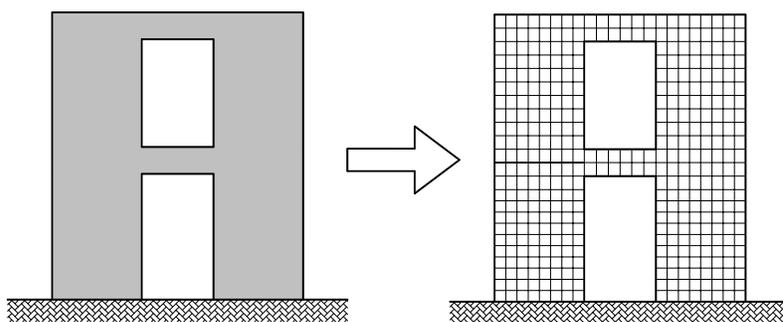


Figura 3-4. Aplicación del método del elemento finito

En la modelación elástica utilizando el método de la columna ancha (MCA) y el método de elementos finitos (MEF) se utilizó el programa SAP2000 V10.01 (Computers and Structures, 2005). Para tomar en cuenta los agrietamientos observados en los muros de las viviendas, en la modelación se incluyó la fisuración por medio de la modificación de las propiedades de los elementos. Para esto, se calculó la rigidez inicial utilizando el 50% de la inercia bruta ($0.5I_g$) y el 50% del área de cortante de las secciones ($0.5A_c$). De acuerdo con la respuesta medida (sección 6.5), los parámetros utilizados se consideran adecuados para fines de modelación del comportamiento inicial (agrietado). En la sección 1.4.1 de NTC-C (2004) se recomienda modificar sólo las propiedades a flexión utilizando el 50% de la inercia bruta de las secciones ($0.5I_g$). Con el propósito de comparar los resultados de las metodologías, también se utilizó la hipótesis de diafragma rígido en el MEF. Para incluir el efecto del tipo de suelo y de la cimentación de las viviendas, se modeló la interacción suelo-estructura utilizando rigideces equivalentes por medio del módulo de reacción del suelo. Debido a que no se realizó un estudio geotécnico para determinar dicha propiedad, se utilizaron valores promedio disponibles en la literatura en función del tipo y la clasificación del suelo (Calavera, 1991). Sin embargo, de acuerdo con la altura y el sistema estructural de las viviendas analizadas, no se requiere un análisis de interacción suelo-estructura refinado. Es importante mencionar que el alcance de esta investigación no es el modelado de viviendas tridimensionales con base en muros ni el comportamiento de los mismos fuera de su plano. Los modelos numéricos se realizaron con el fin de estimar valores representativos de las características dinámicas y las solicitaciones básicas en este tipo de viviendas.

3.3.2 Viviendas de dos niveles

3.3.2.1 Descripción general

Este tipo de viviendas conforma el prototipo tridimensional del cual hacen parte los muros que se estudiaron en la investigación. La descripción de estas viviendas se presentó en la sección 3.2. En la Figura 3-5 se muestran los modelos numéricos desarrollados (columna ancha y elementos finitos).

3.3.2.2 Parámetros de modelación

Con base en los requisitos estipulados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones (NTC-Cr, 2004) y para diseño por sismo (NTC-S, 2004) del Distrito Federal, a continuación se presentan los parámetros principales de modelación junto con la evaluación de cargas y de masas de la vivienda de dos niveles.

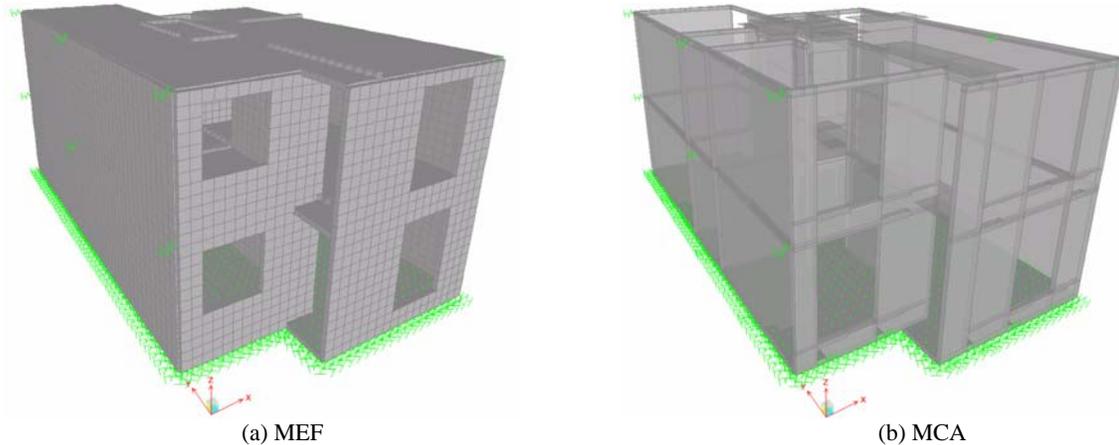


Figura 3-5. Geometría general de los modelos de análisis de la vivienda de dos niveles

- **Materiales**

Las características mecánicas del concreto supuestas en la modelación fueron las siguientes:

$$f_c' = 14.7 \text{ MPa (150 kgf/cm}^2\text{)},$$

$$E_c = 2500\sqrt{f_c'} \approx 9,600 \text{ MPa } (\approx 98,000 \text{ kgf/cm}^2\text{)},$$

$$\nu = 0.2.$$

- **Cargas**

Carga muerta (CM):

Peso propio de muros (1 piso):	$96.7 \text{ m}^2 \times 0.1 \text{ m} \times 23.5 \text{ kN/m}^3$	=	227.6 kN (23.2 tf)
Peso propio de losa:	$49.7 \text{ m}^2 \times 0.1 \text{ m} \times 23.5 \text{ kN/m}^3$	=	116.7 kN (11.9 tf)
Acabados losa:	$49.7 \text{ m}^2 \times 0.03 \text{ m} \times 21.6 \text{ kN/m}^3$	=	32.4 kN (3.3 tf)
Incremento peso losa:	$49.7 \text{ m}^2 \times 0.4 \text{ kN/m}^2$	=	19.6 kN (2.0 tf), (5.1.2 NTC-Cr)

Carga viva instantánea (CV_a): (Tabla 6.1 NTC-Cr)

Piso 1:	$49.7 \text{ m}^2 \times 0.9 \text{ kN/m}^2$	=	44.1 kN (4.5 tf)
Piso 2 (azotea):	$49.7 \text{ m}^2 \times 0.7 \text{ kN/m}^2$	=	34.3 kN (3.5 tf)

- **Efectos de torsión accidental**

El efecto de la torsión accidental se tuvo en cuenta trasladando el punto de aplicación de las masas concentradas de piso, una distancia igual a $\pm 0.1b$ en cada dirección de análisis, donde b es la dimensión considerada en planta, medida perpendicularmente a la acción sísmica (sección 9.1 NTC-S). El centro geométrico de la losa de piso, el cual se supone igual al centro de masas no trasladado, está ubicado en la siguiente posición (Figura 3-1):

$$\bar{X} = \frac{[(9.4 \times 2.8) \times 1.4] + [(7.8 \times 3.0) \times 4.3]}{(9.4 \times 2.8) + (7.8 \times 3.0)} \approx 2.8 \text{ m} \quad (3-1)$$

$$\bar{Y} = \frac{[(9.4 \times 2.8) \times 5.7] + [(7.8 \times 3.0) \times 3.9]}{(9.4 \times 2.8) + (7.8 \times 3.0)} \approx 4.9 \text{ m} \quad (3-2)$$

Por lo tanto, el centro de masas de la losa de piso, incluyendo el efecto de torsión accidental, se ubica en la siguiente posición:

$$X = 2.8 + (0.1 \times 5.8) \approx 3.4 \text{ m} \quad (3-3)$$

$$Y = 4.9 + (0.1 \times 10.4) \approx 5.9 \text{ m} \quad (3-4)$$

- **Masas concentradas por piso**

Las masas traslacional y rotacional de cada piso se calcularon por medio de las Ecs. 3-5 y 3-6, respectivamente.

$$m_{T(x)} = m_{T(y)} = m \quad (3-5)$$

$$m_{R(z)} = m J_0 / A \quad (3-6)$$

donde:

$m_{T(x), (y)}$ = masa traslacional del piso en la dirección x y y respectivamente, kg (tf-s²/m),
 $m_{R(z)}$ = masa rotacional de piso respecto al eje vertical z , kg-m² (tf-s²-m),
 m = masa total de piso (peso total / aceleración de la gravedad), kg (tf-s²/m),
 J_0 = momento polar de inercia de la losa de entrepiso ($I_{xx} + I_{yy}$) = 491.5 m⁴,
 A = área de la losa = 49.7 m².

Piso 1:

Peso propio de muros: 227.6 kN (23.2 tf)
 Peso propio de losa: 116.7 kN (11.9 tf)
 Acabados de losa: 32.4 kN (3.3 tf)
 Incremento de peso en losa: 19.6 kN (2.0 tf)
 Carga viva instantánea: 44.1 kN (4.5 tf)
 Carga total: 440.4 kN (44.9 tf) = 8.9 kN/m² (0.9 tf/m²)
 $m_{T(x)} = m_{T(y)} = 440,400 / 9.81 = 44,892 \text{ kg (4.6 tf-s}^2\text{/m)}$
 $m_{R(z)} = 44,892 \times 491.5 / 49.7 = 443,952 \text{ kg-m}^2 \text{ (45.3 tf-s}^2\text{-m)}$

Piso 2:

Peso propio de muros: 113.8 kN (11.6 tf)
 Peso propio de losa: 116.7 kN (11.9 tf)
 Acabados de losa: 32.4 kN (3.3 tf)
 Incremento de peso en losa: 19.6 kN (2.0 tf)
 Carga viva instantánea: 34.3 kN (3.5 tf)
 Carga total: 316.8 kN (32.3 tf) = 6.4 kN/m² (0.6 tf/m²)
 $m_{T(x)} = m_{T(y)} = 316,800 / 9.81 = 32,294 \text{ kg (3.3 tf-s}^2\text{/m)}$
 $m_{R(z)} = 32,294 \times 491.5 / 49.7 = 319,366 \text{ kg (32.6 tf-s}^2\text{-m)}$

Las losas de entrepiso se modelaron por medio de diafragmas rígidos, donde se ubicaron los centros de masa trasladados y se aplicaron las masas traslacionales y rotacionales correspondientes.

- **Interacción suelo-estructura**

Para el MEF, así como para el MCA, la losa de cimentación se modeló por medio de elementos finitos conectados por un diafragma rígido. Para la vivienda estudiada se supuso un módulo de reacción vertical del suelo, K_{sv} , igual a 50000 kN/m³ (5100 tf/m³), el cual es representativo de un suelo de tipo granular (Calabera, 1991). En la dirección horizontal se supuso el 30% del valor del módulo en la dirección vertical; es decir, un

módulo de reacción horizontal, K_{sh} , igual a 15000 kN/m^3 (1500 tf/m^3). A partir del área tributaria de cada uno de los nodos de la losa de cimentación se asignaron, por medio de elementos tipo resorte, las rigideces equivalentes en las tres direcciones (Delgado, 1998).

- **Junta entre viviendas**

La mayoría de estas viviendas es construida una al lado de otra, separadas por medio de una junta que está formada por una lámina de poliestireno. Sin embargo, es frecuente que dicha junta no funcione apropiadamente, pues durante la construcción de las viviendas ésta se obstruye parcialmente con residuos de concreto. Para tener en cuenta el efecto de la junta en la modelación se asignaron rigideces equivalentes (aproximadas) utilizando elementos tipo resorte que se ubicaron en los dos costados de la vivienda donde se habilita la junta.

3.3.3 Viviendas de un nivel

Para estas viviendas se realizaron modelos numéricos para dos tipos de configuraciones. El Tipo 1 corresponde a viviendas con características similares a las viviendas de dos niveles, pero con un solo nivel construido. El Tipo 2 corresponde a viviendas de un nivel ubicadas en el Centro de Tecnología Cemento y Concreto (CTCC) de CEMEX. En estos dos tipos de viviendas se realizaron pruebas de vibración ambiental y los resultados fueron utilizados para calibrar los modelos computacionales de las viviendas de uno y dos niveles.

3.3.3.1 Descripción general

Las características generales de las viviendas Tipo 1 de un nivel son similares a las viviendas de dos niveles (sección 3.3.2). En la losa de azotea sobresale una estructura que sirve como tanque de agua con capacidad máxima igual a 1 m^3 . La configuración de estas viviendas se muestra en la Figura 3-6.



Figura 3-6. Configuración de las viviendas Tipo 1 de un nivel

Las dos viviendas Tipo 2 tienen un área aproximadamente igual a 36 m^2 (Figura 3-7), muros con espesor igual a 100 mm y altura libre igual a 2.4 m . Las viviendas fueron construidas con concreto de resistencia nominal a la compresión igual a 14.7 MPa (150 kgf/cm^2), una de ellas con concreto de peso normal y la otra con concreto de peso ligero (Figura 3-8). La losa de la azotea se divide en dos tipos: la mitad de la vivienda tiene una losa maciza de 100 mm de espesor y, la otra mitad una losa aligerada en una dirección con viguetas separadas cada 600 mm , casetón de poliestireno de 100 mm y firme de compresión de 50 mm .

3.3.3.2 Determinación de las propiedades mecánicas del concreto

Para construir modelos numéricos utilizando las propiedades probables del concreto, se llevaron a cabo ensayos no destructivos y destructivos en los muros de estas viviendas. Con el propósito de tener una medida de la resistencia a la compresión del concreto, se midió el número de rebote utilizando un esclerómetro. Esta prueba se realizó en varios puntos de los dos tipos de vivienda de un nivel. Para determinar la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad del concreto se extrajeron núcleos de 45 mm de diámetro y 90 mm de

altura y, luego se realizaron los respectivos ensayos en el laboratorio. Este tipo de pruebas sólo fue posible realizarlas en las dos viviendas Tipo 2 de un nivel (concretos de peso normal y peso ligero). Los ensayos de los núcleos de concreto fueron realizados por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC, 2007). Los resultados principales de los ensayos se presentan en la Tabla 3-1.

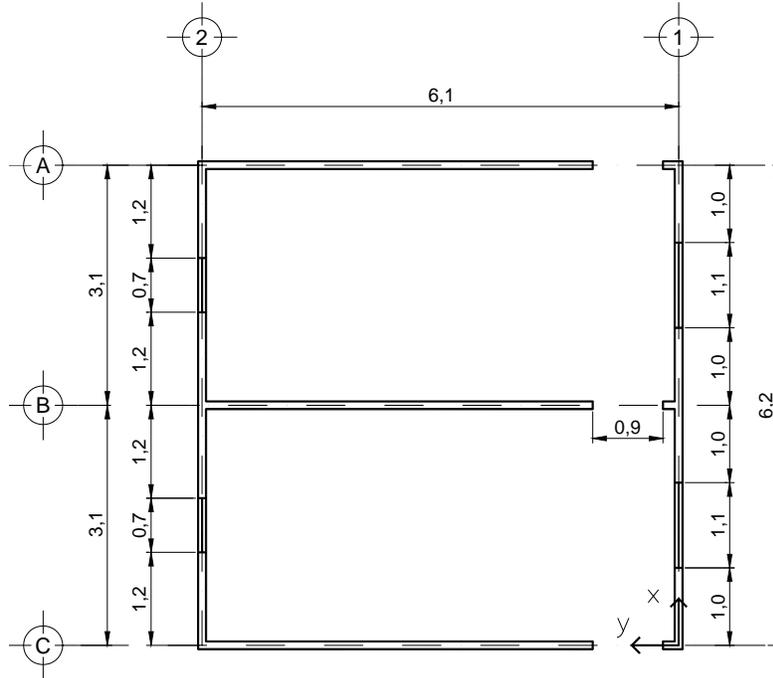


Figura 3-7. Planta de muros viviendas Tipo 2 (acotaciones en m)



(a) En concreto de peso normal

(b) En concreto de peso ligero

Figura 3-8. Configuración de las viviendas Tipo 2 de un nivel

Aunque los resultados obtenidos a partir de los ensayos de los núcleos de concreto se pueden considerar más confiables, los intervalos de valores de resistencia a la compresión del concreto estimados a partir del número de rebote (esclerómetro) son cercanos a los valores obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio de los núcleos (Tabla 3-1).

Tabla 3-1. Resultados de ensayos en el concreto

Tipo de vivienda	Tipo de concreto	f_c (MPa)		E_c (MPa)
		Esclerómetro ⁽¹⁾	Ensayo núcleo	Ensayo núcleo
1	Peso Normal	7.4 – 16.5	---	---
2	Peso Normal	10.4 – 20.0	19.5	12,250
	Peso Ligero	30.2 – 42.3	44.6	20,483

Nota: ⁽¹⁾ Intervalo de resistencia.

3.3.3.3 Parámetros de modelación

La evaluación de cargas y masas para la modelación de estas viviendas se realizó de forma similar a las viviendas de dos niveles. La resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad del concreto utilizado en la modelación de las viviendas Tipo 2 corresponde a los valores obtenidos a partir de los ensayos en laboratorio de los núcleos de concreto (Tabla 3-1). Para la vivienda Tipo 1 se utilizó la resistencia nominal a la compresión (14.7 MPa, 150 kgf/cm²) y módulo de elasticidad calculado como $2,500\sqrt{f'_c}$ (en MPa); es decir aproximadamente 9,600 MPa ($\approx 98,000$ kgf/cm²). Teniendo en cuenta que no fue posible determinar experimentalmente la relación de Poisson y el peso específico del concreto de las viviendas, se utilizaron los valores medidos en los concretos utilizados en la construcción de los especímenes de esta investigación (Capítulo 4).

De modo similar a la vivienda de dos niveles, para la vivienda de un nivel se modeló la losa de cimentación por medio de elementos finitos conectados por un diafragma rígido. Para la vivienda Tipo 1 se supuso el mismo módulo de reacción vertical del suelo que el utilizado en la vivienda de dos niveles ($K_{sv} = 50000$ kN/m³). Para la vivienda Tipo 2 se supuso un módulo de reacción vertical igual a 40000 kN/m³ (4100 tf/m³), el cual es representativo de un suelo de tipo granular con finos (Calabera, 1991). En la dirección horizontal, para los dos tipos de viviendas se supuso el 30% del módulo en la dirección vertical (Delgado, 1998). A partir del área tributaria a cada uno de los nodos de la losa de cimentación, se asignaron las rigideces equivalentes en las tres direcciones por medio de elementos tipo resorte. Para la vivienda Tipo 1 también se modeló la junta entre las viviendas asignando rigideces equivalentes (aproximadas) a elementos tipo resorte que se ubicaron en los dos costados de la vivienda donde se habilita la junta. Los modelos de análisis realizados para la vivienda Tipo 1 y Tipo 2 se muestran en las Figuras 3-9 y 3-10, respectivamente.

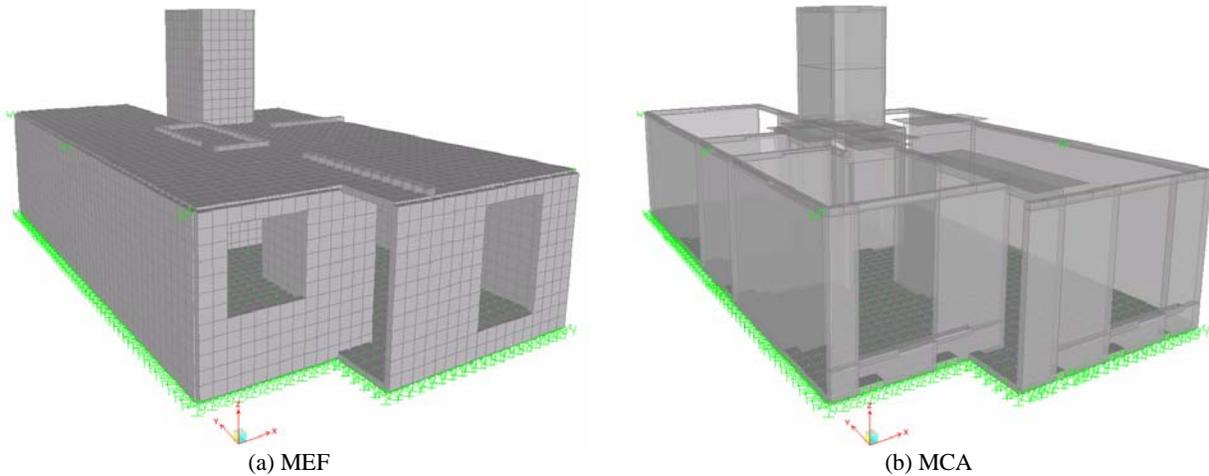


Figura 3-9. Geometría general de los modelos de análisis de la vivienda Tipo 1 de un nivel

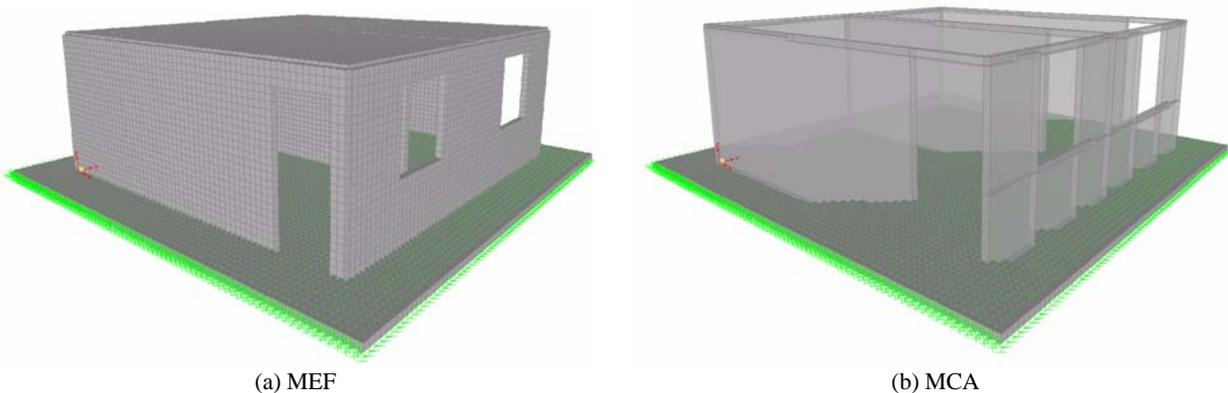


Figura 3-10. Geometría general de los modelos de análisis de las viviendas Tipo 2 de un nivel

3.4 Técnica no paramétrica: Pruebas de vibración ambiental

Existen principalmente tres tipos de pruebas experimentales para determinar las características dinámicas de las estructuras en escala real. Una de ellas basada en vibraciones del tránsito de vehículos, del empuje del viento y del uso de la estructura, denominada prueba de vibración ambiental (PVA). Otra en la cual la estructura es excitada por vibración constante con uno o más motores de vibración que tienen un control de velocidad preciso, denominada prueba de vibración forzada (PVF). Otro método, denominado prueba con registros sísmicos (PRS), consiste en registrar por medio de acelerógrafos los movimientos provocados por los sismos. La diferencia principal de los tres tipos de pruebas es la amplitud del movimiento utilizada para determinar las características dinámicas de la estructura. Por ejemplo, las PRS permiten estudiar el comportamiento dinámico de estructuras cuando éstas se someten a amplitudes de excitación significativamente mayores que las que se presentan con ruido ambiental (Muriá y González, 1995). Adicionalmente, debido a las características de los equipos, el número de instrumentos y el tiempo que se requiere para realizar estos tipos de pruebas, la inversión económica en cada una de ellas difiere sustancialmente. Por ejemplo, realizar una PVF puede requerir mayor inversión económica que la necesaria para realizar una PVA (Trifunac, 1972). Debido a que no se conoce la fecha de ocurrencia de un movimiento sísmico, podría ser necesario colocar por un tiempo prolongado los instrumentos requeridos para realizar una PRS, por lo cual, su costo puede ser uno de los más elevados.

En las PVA, a través de acelerómetros de alta resolución, se registran las vibraciones producidas en las estructuras debido a condiciones ambientales, por lo que es un método simple y rápido en la obtención de datos y con la ventaja de no interferir en las actividades normales que se realizan en los inmuebles. Las señales captadas por los acelerómetros son transmitidas a acondicionadores donde se amplifican y se filtran, con el fin de obtener registros claros y adecuados. Al emplear varios arreglos de acelerómetros que se localizan en puntos de medición seleccionados, es posible determinar las propiedades dinámicas principales de una estructura, entre ellas, sus periodos de vibración. Como se mencionó en la sección 3.2, sólo fue posible realizar pruebas de vibración ambiental en las viviendas de un nivel. Sin embargo, los resultados obtenidos fueron esenciales para la calibración de modelos numéricos tanto de las viviendas de uno, como de dos niveles. De esta manera, se determinaron las características dinámicas del prototipo tridimensional (vivienda de dos niveles).

3.4.1 Equipo utilizado

Para este estudio se utilizó un sistema de adquisición de datos que permite capturar simultáneamente las vibraciones en ocho puntos de la estructura. En cada punto de medición elegido se coloca un servo-acelerómetro de alta resolución para detectar y adquirir las señales de ruido ambiental (cuyas amplitudes varían aproximadamente entre 10^{-4} y 10^{-5} g), en un tiempo de captura de aproximadamente 10 minutos. Estas señales son transmitidas, a través de cables blindados, a unos acondicionadores donde se amplifican y se filtran las frecuencias mayores que 30 Hz. Las señales acondicionadas se envían a una computadora en donde se almacena toda la información. Para monitorear la evolución de los espectros durante la prueba se utilizó un analizador de espectros de dos canales (Figura 3-11). Estas mediciones se realizaron con la ayuda del grupo de trabajo de la Coordinación de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

3.4.2 Interpretación de resultados

El procesamiento de la información consistió en el análisis de señales aleatorias estacionarias para obtener los espectros de densidad espectral, así como las correspondientes funciones de transferencia (en fase y amplitud) y de coherencia entre pares de señales. Para identificar las frecuencias naturales de vibración se utilizó el espectro de potencia promedio, junto con las funciones de transferencia y coherencia. De lo contrario, podrían cometerse errores si se utilizan exclusivamente los espectros de Fourier, ya que la presencia de otras ordenadas espectrales pueden ser significativas pero ajenas a las frecuencias naturales de la edificación, como son, por ejemplo, las ordenadas asociadas a vibraciones de estructuras vecinas y de equipo electromecánico. Para identificar las frecuencias traslacionales de vibración se utilizaron los espectros de potencia promedio.

Lo anterior debido a que las edificaciones analizadas fueron de muy bajo periodo (alta rigidez y baja altura) y están desplantadas sobre suelo firme, lo cual genera un movimiento de cuerpo rígido que dificulta la identificación de las frecuencias propias de la estructura a partir de la función de transferencia. Sin embargo, para identificar la frecuencia de vibración rotacional se utilizó la función de transferencia en fase y amplitud, pues las señales son adquiridas en puntos que hacen parte de la estructura.

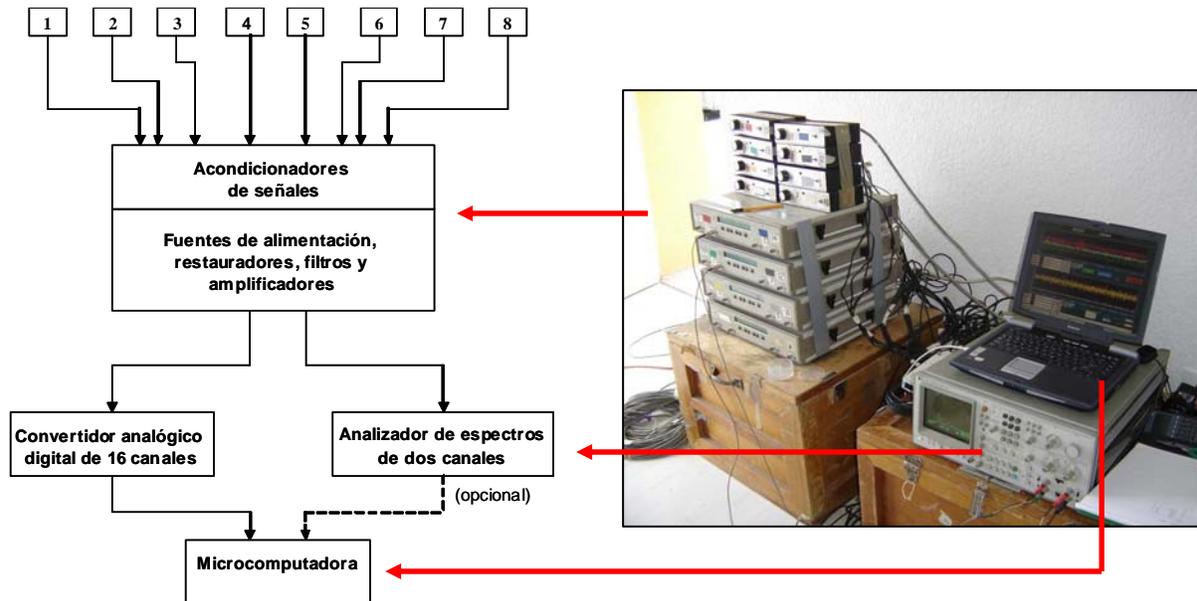
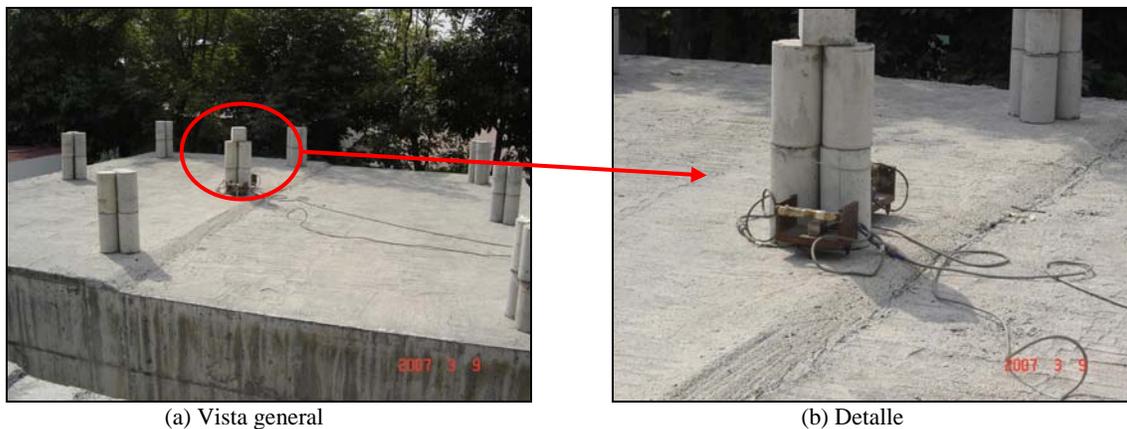


Figura 3-11. Diagrama de flujo del dispositivo experimental

3.4.3 Descripción general de las pruebas

Las pruebas consistieron en colocar y orientar los acelerómetros cerca de los centros geométricos de los dos niveles de la estructura (planta del primer nivel y azotea) en sus direcciones ortogonales, las cuales se identificaron como *T* y *L* (Transversal y Longitudinal). La dirección *T* corresponde a la dirección del eje *x* y la dirección *L* a la dirección del eje *y* en las Figuras 3-1 (vivienda Tipo 1) y 3-7 (vivienda Tipo 2). Se colocaron dos acelerómetros en la azotea (AC), dos en la planta del primer nivel y dos en un punto en el terreno (CL). Posteriormente, los acelerómetros de la azotea se movieron a las esquinas opuestas para determinar el modo de vibración de torsión (Figura 3-12). Las señales de ruido ambiental variaron aproximadamente entre 20^{-4} y 10^{-6} g.



(a) Vista general

(b) Detalle

Figura 3-12. Ubicación de acelerómetros en la azotea de una vivienda

3.4.4 Procesamiento de la información

3.4.4.1 Vivienda Tipo 1 de un nivel

En la Figura 3-13 se presentan los espectros de potencia promedio (EPP) para identificar las frecuencias naturales de vibración en la dirección transversal y longitudinal y, la función de transferencia (FT) para establecer la frecuencia asociada al modo de vibración de torsión en la vivienda. En los recuadros de cada gráfica se indica la frecuencia de vibración.

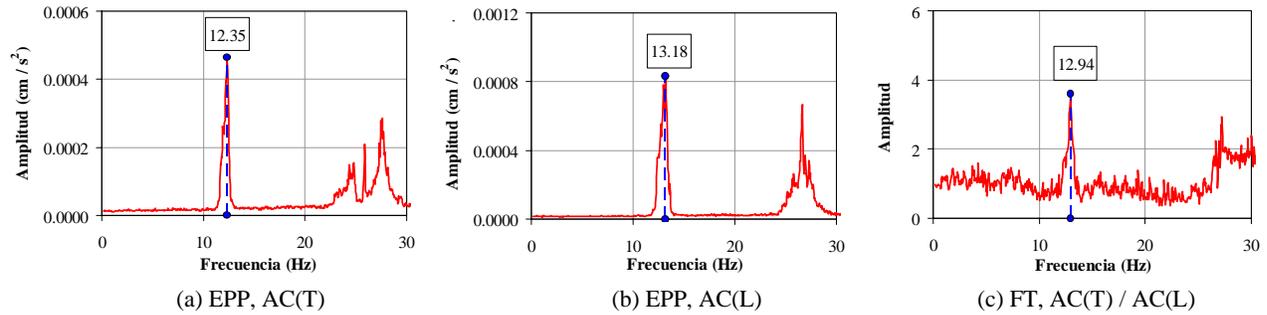


Figura 3-13. Resultados de la prueba en la vivienda Tipo 1

3.4.4.2 Viviendas Tipo 2 de un nivel

En las Figuras 3-14 y 3-15 se presentan los resultados para las viviendas construidas con concretos de peso normal y peso ligero, respectivamente.

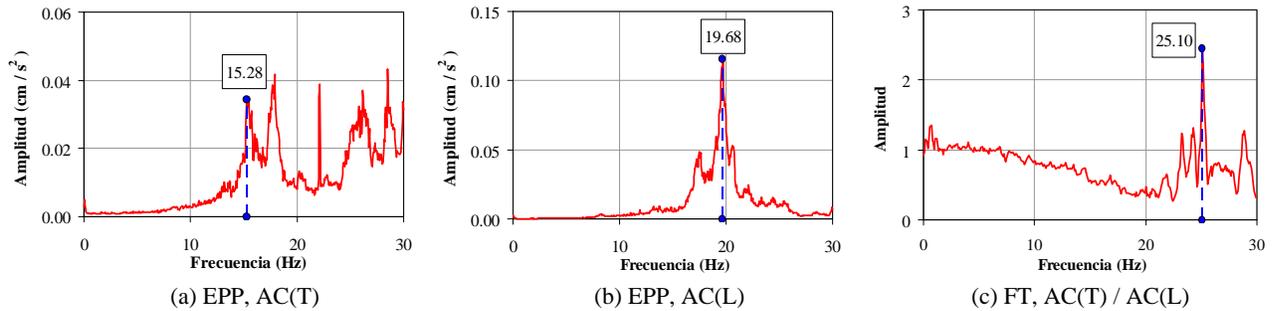


Figura 3-14. Resultados de la prueba en la vivienda Tipo 2 con concreto de peso normal

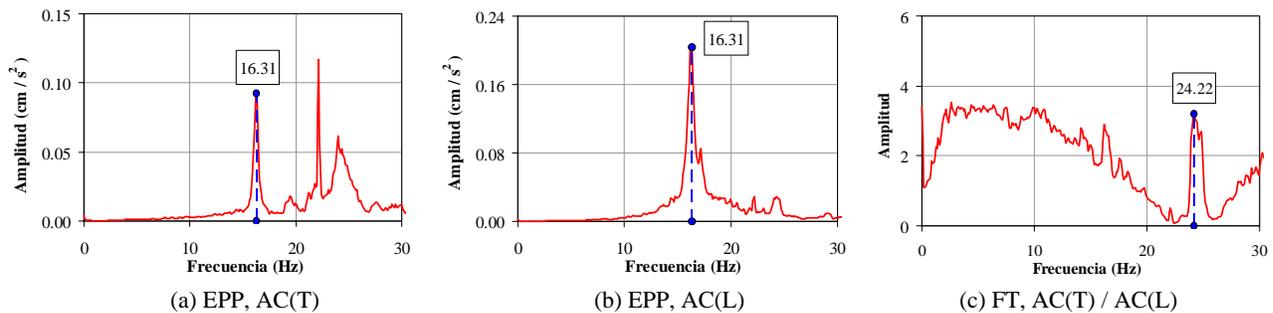


Figura 3-15. Resultados de la prueba en la vivienda Tipo 2 con concreto de peso ligero

3.5 Resultados y discusión

3.5.1 Viviendas de un nivel

En la Tabla 3-2 se indican los periodos de vibración obtenidos a partir de la modelación numérica y de las pruebas de vibración ambiental de la vivienda Tipo 1. En las Tablas 3-3 y 3-4 se presentan los resultados para

las viviendas Tipo 2 con concretos de peso normal y peso ligero, respectivamente. En estas tablas se incluye el cociente entre los periodos analíticos y experimentales (T_{MEF}/T_{PVA} y T_{MCA}/T_{PVA}), al igual que el cociente entre los periodos calculados con las metodologías numéricas (T_{MEF}/T_{MCA}).

Tabla 3-2. Periodos de vibración en la vivienda Tipo 1

Modo ⁽¹⁾	T (s)			T_{MEF} / T_{PVA}	T_{MCA} / T_{PVA}	T_{MEF} / T_{MCA}
	PVA ⁽²⁾	MEF ⁽³⁾	MCA ⁽⁴⁾			
T	0.081	0.081	0.089	1.00	1.10	0.92
L	0.076	0.073	0.094	0.96	1.23	0.77
R	0.077	0.041	0.045	0.53	0.58	0.91

Notas: ⁽¹⁾ Dirección del modo de vibración: T (Transversal: eje X), L (Longitudinal: eje Y) y R (Rotacional), ⁽²⁾ Prueba de Vibración Ambiental, ⁽³⁾ Método de Elementos Finitos, ⁽⁴⁾ Método de la Columna Ancha.

Tabla 3-3. Periodos de vibración en la vivienda Tipo 2 con concreto de peso normal

Modo	T (s)			T_{MEF} / T_{PVA}	T_{MCA} / T_{PVA}	T_{MEF} / T_{MCA}
	PVA	MEF	MCA			
T	0.065	0.066	0.083	1.02	1.26	0.80
L	0.051	0.055	0.072	1.09	1.42	0.77
R	0.040	0.035	0.039	0.88	0.99	0.89

Tabla 3-4. Periodos de vibración en la vivienda Tipo 2 con concreto de peso ligero

Modo	T (s)			T_{MEF} / T_{PVA}	T_{MCA} / T_{PVA}	T_{MEF} / T_{MCA}
	PVA	MEF	MCA			
T	0.061	0.058	0.071	0.94	1.17	0.81
L	0.061	0.049	0.065	0.81	1.06	0.76
R	0.041	0.032	0.036	0.77	0.86	0.89

En cuanto al periodo de vibración fundamental (primer modo), en las dos metodologías numéricas utilizadas, el cociente entre el periodo analítico y experimental (T_{MEF}/T_{PVA} y T_{MCA}/T_{PVA}) es aceptable. Los periodos de vibración obtenidos por medio del MEF son, en general, más cercanos a aquéllos medidos en las PVA. Tal como se esperaba, los periodos de los modelos calculados con el MCA son mayores que los calculados a partir del MEF, aproximadamente entre 9% (1/0.92) y 32% (1/0.76). Lo anterior se origina porque en el MCA no se alcanza a modelar adecuadamente las condiciones de frontera de los muros, especialmente los de mayor longitud. En cuanto a la junta de construcción entre las viviendas Tipo 1 de un nivel, durante la visita de campo se observó el mal estado de la misma. Aunque en los modelos se incluyó el efecto de la junta por medio de elementos tipo resorte con rigideces equivalentes aproximadas, es probable que la irregularidad de las propiedades de la junta a lo largo de su longitud altere las frecuencias de vibración obtenidas con las metodologías numéricas, especialmente la frecuencia de vibración en la dirección transversal.

3.5.2 Viviendas de dos niveles

3.5.2.1 Periodos de vibración

En la Tabla 3-5 se muestran los periodos de vibración de la vivienda de dos niveles calculados utilizando los métodos numéricos de la columna ancha y de elementos finitos. De modo similar a los modelos de las viviendas de un nivel, los periodos de vibración obtenidos con el MCA son mayores que aquéllos del MEF. Cuando se compararon los resultados analíticos con los experimentales en las viviendas de un nivel, se encontró que los periodos de vibración obtenidos con el MEF son evidentemente más cercanos a los de las PVA. Por lo tanto, se considera que el periodo fundamental de vibración representativo para las viviendas aquí estudiadas es aproximadamente igual a 0.12 s (\approx 8 Hz).

3.5.2.2 Esfuerzo vertical en los muros

En la Tabla 3-6 se muestra el esfuerzo vertical bajo cargas gravitacionales a que están sometidos los muros de concreto en este tipo de viviendas. Los resultados fueron obtenidos para la vivienda de dos niveles utilizando

modelos numéricos desarrollados con los métodos de la columna y de elementos finitos. El esfuerzo vertical incluye las sollicitaciones de la carga muerta (*CM*) y la carga viva instantánea (*CVa*) que se debe incluir en combinaciones de carga que involucran efectos accidentales como el sismo (NTC-Cr, 2004). En la Tabla 3-6 se observa que el esfuerzo axial promedio en los muros del primer nivel, los cuales contribuyen en mayor proporción al sistema de resistencia sísmica en este tipo de viviendas, es aproximadamente igual a 0.26 MPa (2.7 kgf/cm²).

Tabla 3-5. Periodos de vibración en las viviendas de dos niveles

Modo	T (s)		T _{MEF} / T _{MCA}
	MEF	MCA	
L	0.121	0.152	0.80
T	0.110	0.119	0.93
R	0.062	0.066	0.93

Tabla 3-6. Esfuerzo vertical bajo cargas gravitacionales en los muros de concreto

Nivel	Esfuerzo vertical (MPa)					
	MCA			MEF		
	Máximo	Mínimo	Promedio	Máximo	Mínimo	Promedio
1	0.42	0.07	0.25	0.47	0.08	0.27
2	0.21	0.05	0.13	0.28	0.03	0.16

3.6 Resumen y discusión de resultados

En este capítulo se ha presentado la descripción del prototipo de vivienda del cual hacen parte los especímenes estudiados. Se elaboraron modelos numéricos para estimar los periodos de vibración de las viviendas y el esfuerzo vertical a que se encuentran sometidos los muros de concreto bajo cargas gravitacionales. Dichos modelos fueron calibrados utilizando los resultados experimentales de pruebas de vibración ambiental. Aunque el alcance de esta investigación no fue el modelado de viviendas tridimensionales con base en muros de concreto, se abordaron temas directamente relacionados con la práctica del análisis de este tipo de estructuras. A continuación se presentan las observaciones principales.

- Para estimar los periodos de vibración del prototipo se utilizaron técnicas de identificación paramétricas (modelación numérica) y no paramétricas (pruebas de vibración ambiental) en diferentes configuraciones de vivienda. Debido a inconvenientes logísticos sólo fue posible realizar pruebas de vibración ambiental en las viviendas de un nivel. Sin embargo, a partir de los resultados experimentales en las viviendas de un nivel se calibraron los modelos numéricos de las viviendas de uno y dos niveles.
- Teniendo en cuenta la gran cantidad de incertidumbres que existe en la elaboración de modelos numéricos de estructuras, se puede concluir que las metodologías utilizadas (MCA y MEF) son aceptables para la modelación de viviendas de muros de concreto.
- De manera similar a otros estudios, los periodos de vibración obtenidos con el MCA fueron mayores que los obtenidos a partir del MEF. Cuando se compararon los resultados analíticos con los experimentales, se observó que los periodos de vibración obtenidos con el MEF son notablemente más cercanos a los de las PVA que aquéllos calculados con el MCA.
- Si bien es relativamente sencillo elaborar modelos por medio del MCA, las simplificaciones en la concentración de las propiedades del muro en un elemento tipo “barra” y en el apoyo de estos elementos en un solo punto, originan que los resultados obtenidos presenten mayores diferencias respecto a las PVA. Aunque en la modelación por medio del MEF se tienen en cuenta de una manera más aproximada las características geométricas y la condición de apoyo de los muros, también se presentan algunas diferencias respecto a las PVA. No obstante, los modelos realizados con este último método requieren de un conocimiento un poco más avanzado.

- Los factores de modificación utilizados en la modelación para incluir la presencia de regiones fisuradas en el cálculo de la rigidez inicial ($0.5I_g$ y $0.5A_c$), se consideran adecuados para propósitos de diseño sísmico. En la sección 6.5 de esta investigación se corroboran dichos resultados. Por lo tanto, para muros agrietados y con las características estudiadas, se recomienda incluir el efecto de la fisuración tanto en las deformaciones a flexión ($0.5I_g$) como en las de cortante ($0.5A_c$). En la sección 1.4.1 de NTC-C (2004) se incluye sólo el efecto por medio de la modificación de las propiedades a flexión. Es importante mencionar que los factores de modificación tienen variación de acuerdo con el tipo de concreto y, las características y el estado propio de cada vivienda. Sin embargo, durante el proceso de modelación se despreció esta variación.
- Tal como lo indica Tena (2007), el tipo de diafragma es una condición que debe revisarse, pues la respuesta ante cargas laterales entre una estructura con diafragmas rígidos y otra con diafragmas flexibles puede ser muy diferente. Aunque no se realizó un análisis detallado del tipo de diafragma, para el sistema estructural, los claros (entre 1 y 4 m) y el espesor del diafragma (10 cm) de estas viviendas, se considera que la condición de diafragma rígido es una suposición apropiada.
- En cuanto al esfuerzo axial promedio a que están sometidos los muros del primer nivel en este tipo de viviendas, a partir de los modelos numéricos se encontró que su valor es aproximadamente igual a 0.26 MPa (2.7 kgf/cm²).
- En la modelación se tuvieron en cuenta las consideraciones principales de análisis (zonas rígidas, presencia de pretilas y dinteles, concentraciones de masa en planta, secciones agrietadas, interacción suelo–estructura simplificada, entre otras). Para obtener una idealización exhaustiva del comportamiento lineal por medio de un modelo matemático, sería necesario incluir otras de no menos importancia, tales como el módulo de elasticidad del concreto en función del nivel de esfuerzo, la modelación precisa del diafragma de piso y las condiciones de frontera, entre otras.
- Además de las incertidumbres asociadas con las características propias de las edificaciones analizadas, los resultados obtenidos también dependen del tipo de excitación que se utilice para determinar las características dinámicas, ya que la estructura puede experimentar varios niveles de esfuerzo y no linealidad de los materiales. La determinación de dichas características a partir de PVA proporciona información del comportamiento estructural asociado a muy bajas amplitudes de excitación y, por lo tanto, las características pueden sufrir variaciones significativas durante sismos intensos debido al comportamiento no–lineal y al deterioro de la rigidez de los sistemas estructurales (Muriá y González, 1995).
- A pesar de que varios estudios modernos han tenido como propósito adquirir información para mejorar el diseño sísmico de estructuras, dichos estudios están basados en la teoría de la elasticidad y, por consiguiente, los resultados obtenidos a partir de vibraciones de baja amplitud pueden ser utilizados sólo para verificar y mejorar algunas suposiciones que se hacen en la implantación de modelos numéricos dinámicos. Cuando una estructura se somete a un sismo intenso, la incursión en el intervalo inelástico puede ser apreciable y, por lo tanto, los modos y periodos naturales de la estructura serán diferentes a los obtenidos a partir de la teoría lineal o de pruebas experimentales de niveles bajos de vibración. Sin embargo, las propiedades dinámicas determinadas a partir de pruebas de amplitud pequeña son un punto de referencia importante para cálculos más detallados y completos (Trifunac, 1972).
- Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, los resultados aquí reportados son una primera aproximación del periodo de vibración de este tipo de viviendas y no deben utilizarse para un diseño definitivo de una estructura en particular. Lo anterior, ya que aunque las construcciones tienen sistemas estructurales similares, la variación de alguna o algunas características como su geometría, niveles de esfuerzo, deterioro, características de los materiales, entre otras, pueden originar variación importante entre las propiedades dinámicas de edificaciones aparentemente similares.
- Actualmente existen varias herramientas computacionales para la modelación de estructuras de concreto. Utilizar alguno de estos programas de computadora no siempre garantiza que los resultados representen el comportamiento real de la estructura ante una acción determinada. La precisión de los resultados depende, en gran medida, del criterio y la capacidad del ingeniero estructural para incluir adecuadamente en los modelos las propiedades geométricas, las restricciones y las cargas, así como para analizar e interpretar los resultados arrojados por la herramienta. En el Apéndice F se presentan consideraciones y/o

recomendaciones específicas para la modelación elástica lineal de viviendas de concreto de uno o dos niveles.

- Tal como se describe en los capítulos siguientes, la evaluación de las características principales del prototipo fueron fundamentales para el desarrollo del programa experimental de la investigación.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 Introducción

En este capítulo se describen los parámetros y procedimientos utilizados para el desarrollo del programa experimental de la investigación. Inicialmente, se muestran los antecedentes experimentales del estudio junto con las variables incluidas en el proyecto. Luego, se describen los requerimientos de similitud utilizados, la estimación de las señales sísmicas y las características nominales de los modelos (geometría, refuerzo, carga axial, masa adicional, materiales utilizados). Por último, se describe el dispositivo diseñado especialmente para los ensayos, la instrumentación y el programa de prueba de los modelos. Al final del capítulo se resumen y discuten los resultados principales.

4.2 Antecedentes

El proyecto global del cual hace parte este proyecto de investigación se ha dividido básicamente en tres etapas teniendo en cuenta el tipo de ensayo realizado en los muros: cuasi-estático monótono, cuasi-estático cíclico y dinámico (en mesa vibradora). Las variables incluidas en el programa experimental del proyecto global fueron las siguientes:

- Material: Concreto: N, L, A (peso Normal, peso Ligero y Autocompactable), con resistencia nominal a la compresión, f_c , igual a 14.7 MPa (150 kgf/cm²).
- Acero de refuerzo: Barras corrugadas y malla de alambre soldado.
- Esfuerzo vertical: Se ha fijado en 0.25 MPa (2.5 kgf/cm²), el cual se evaluó como representativo de las viviendas de dos niveles (Capítulo 3).
- Relación de aspecto: $H/l_w = 0.5, 1, 2$ (H es la altura y l_w la longitud).
- Elementos de borde: con espesor igual al del alma del muro; el refuerzo longitudinal se diseñó para prevenir el modo de falla por flexión.
- Cuantía a cortante: $0\% \rho_{min}, 50\% \rho_{min}, 100\% \rho_{min}$. Se ha expresado la cuantía de refuerzo a cortante en el alma como porcentaje del refuerzo mínimo estipulado en NTC-C (2004).
- Tipo de ensayo: M, C, D (cuasi-estático Monótono, cuasi-estático Cíclico-reversible y Dinámico).
- Geometría: Muro sólido y muro con aberturas.

En la primera etapa experimental del proyecto (Sánchez, 2010) se estudiaron solamente muros cuadrados. Dicha etapa se dividió en dos subetapas: ensayos cuasi-estáticos monótonos y ensayos cuasi-estáticos cíclicos-reversibles. Dentro de este esquema se estudiaron los tres tipos de concreto, refuerzo por medio de barras corrugadas de acero, así como las tres cuantías de refuerzo para los ensayos monótonos y, dos cuantías para los ensayos cíclicos-reversibles. Para la segunda etapa experimental (Flores *et al.*, 2007) se abordaron los muros con diferente relación de aspecto, es decir, de diferente longitud, y utilizando barras corrugadas de acero y malla de alambre soldado (Tabla 4-1). La nomenclatura de los muros estudiados en el proyecto global se describe a continuación:

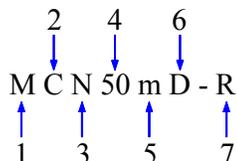


Tabla 4-1. Lista de los especímenes de muros de concreto ensayados en etapas anteriores

No.	Muro	H/l_w	Concreto	$\%p_{min}$	Ensayo Cuasi-estático	
1	MCN0M	1.00	Normal	0	Monótono	Etapa 1
2	MCN50M	1.00	Normal	50	Monótono	
3	MCN100M	1.00	Normal	100	Monótono	
4	MCL0M	1.00	Ligero	0	Monótono	
5	MCL50M	1.00	Ligero	50	Monótono	
6	MCL100M	1.00	Ligero	100	Monótono	
7	MCA0M	1.00	Aucompactable	0	Monótono	
8	MCA100M	1.00	Aucompactable	100	Monótono	
9	MCN50C	1.00	Normal	50	Cíclico	
10	MCN100C	1.00	Normal	100	Cíclico	
11	MCA50C	1.00	Aucompactable	50	Cíclico	
12	MCA100C	1.00	Aucompactable	100	Cíclico	
13	MCL50C	1.00	Ligero	50	Cíclico	
14	MCL100C	1.00	Ligero	100	Cíclico	
15	MCA50C-R (11)	1.00	Aucompactable	50	Cíclico	
16	MCL50C-R (13)	1.00	Ligero	50	Cíclico	
17	MRN100C	0.50	Normal	100	Cíclico	Etapa 2
18	MEN100C	2.00	Normal	100	Cíclico	
19	MRN50C	0.50	Normal	50	Cíclico	
20	MEN50C	2.00	Normal	50	Cíclico	
21	MRL100C	0.50	Ligero	100	Cíclico	
22	MRN50mC	0.50	Normal	50 malla	Cíclico	
23	MCN50mC	1.00	Normal	50 malla	Cíclico	
24	MEN50mC	2.00	Normal	50 malla	Cíclico	
25	MRL50mC	0.50	Ligero	50 malla	Cíclico	
26	MCL50mC	1.00	Ligero	50 malla	Cíclico	
27	MEL50mC	2.00	Ligero	50 malla	Cíclico	
28	MVN100C	0.63 ⁽¹⁾	Normal	100	Cíclico	
29	MVN50mC	0.63 ⁽¹⁾	Normal	50 malla	Cíclico	
30	MCN50C-2 (9)	1.00	Normal	50	Cíclico	
31	MCA50C-2 (11)	1.00	Autocompactable	50	Cíclico	
32	MCL50C-2 (13)	1.00	Ligero	50	Cíclico	
33	MCL100C-2 (14)	1.00	Ligero	100	Cíclico	
34	MCNB50mC	1.00	Normal	50 malla	Cíclico	
35	MRNB50mC	0.50	Normal	50 malla	Cíclico	

Nota: ⁽¹⁾ Utilizando la longitud total del espécimen (sin incluir las aberturas).

donde:

- 1 = simboliza el ensayo de un muro, M,
2 = relación de aspecto del muro; C = Cuadrado ($H/l_w=1$), R = Robusto ($H/l_w=0.5$), E = Esbelto ($H/l_w=2$) y V = Muro con Aberturas,
3 = tipo de concreto utilizado para la construcción de los muros, con resistencia nominal a la compresión igual a 14.7 MPa (150 kgf/cm²); N = de peso Normal, L = de peso Ligero, A = Autocompactable, NB = peso Normal con f_c' Bajo (9.8 MPa, 100 kgf/cm²),

- 4 = porcentaje de la cuantía de acero de refuerzo vertical y horizontal en el alma del muro, expresado como fracción de la cuantía mínima (ρ_{min}) estipulada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Distrito Federal (NTC-C, 2004): 100 = 100% ρ_{min} (0.25%), 50 = 50% ρ_{min} (0.125%), 0 = sin refuerzo en el alma como parámetro de referencia,
- 5 = tipo de refuerzo en el alma del muro; m = malla de alambre soldado con esfuerzo de fluencia nominal, $f_y = 491$ MPa (5,000 kgf/cm²). Si se omite esta letra indica que el refuerzo fue a base de barras corrugadas de acero con esfuerzo de fluencia nominal, $f_y = 412$ MPa (4,200 kgf/cm²),
- 6 = tipo de ensayo que se realizó en el muro; M = cuasi-estático Monótono, C = cuasi-estático Cíclico-reversible y D = Dinámico en mesa vibradora,
- 7 = algunos muros incluyen este símbolo. La letra R indica el ensayo del muro rehabilitado (previamente dañado) y el número 2 indica la repetición de un ensayo. El número entre paréntesis indica el muro previamente dañado o el muro que se repitió.

Aunque los resultados obtenidos en las dos primeras etapas fueron fundamentales para evaluar el comportamiento a cortante de estos elementos bajo cargas laterales monótonas y cíclicas, se planearon ensayos más representativos de las sollicitaciones sísmicas a las que pueden estar sometidos estos elementos. Por lo tanto, durante esta investigación se abordó la tercera etapa experimental del proyecto, en la cual se estudió el comportamiento a cortante de muros de concreto por medio de ensayos dinámicos en mesa vibradora. Para ello, se eligieron los muros más representativos estudiados en las etapas preliminares del proyecto. Por ejemplo, en cuanto a la relación de aspecto se seleccionaron muros con $H/l_w = 1.0$ y muros con aberturas que incluyen segmentos de muros robustos y esbeltos; en cuanto al tipo de concreto se eligieron sólo muros con concretos de peso normal y peso ligero, ya que el comportamiento de los muros con concreto de peso normal y autocompactable fue, en general, comparable (Sánchez, 2010); en cuanto al tipo y la cuantía de refuerzo a cortante en el alma se utilizaron los dos tipos (barras corrugadas y malla de alambre soldado) y las dos cuantías de refuerzo (100% ρ_{min} y 50% ρ_{min}). La lista de estos especímenes se muestra en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2. Lista de los especímenes de muros de concreto para ensayos dinámicos

No.	Muro	H/l_w	Concreto	% ρ_{min}	Ensayo	Equivalencia ⁽¹⁾
36	MCN50mD	1.00	Normal	50 malla	Dinámico	MCN50mC (23)
37	MCN100D	1.00	Normal	100	Dinámico	MCN100C (10)
38	MCL50mD	1.00	Ligero	50 malla	Dinámico	MCL50mC (26)
39	MCL100D	1.00	Ligero	100	Dinámico	MCL100C (33)
41	MVN50mD	0.63 ⁽²⁾	Normal	50 malla	Dinámico	MVN50mC (29)
40	MVN100D	0.63 ⁽²⁾	Normal	100	Dinámico	MVN100C (28)

Notas: ⁽¹⁾ Equivalencia del ensayo respecto a los presentados en la Tabla 4-1, ⁽²⁾ Para el muro completo (sin tener en cuenta las aberturas).

4.3 Correlación entre el prototipo y el modelo

4.3.1 Prototipo de muros aislado

Para comparar la respuesta de los modelos con la obtenida por medio de los ensayos cuasi-estáticos cíclicos, las características geométricas y de refuerzo de los especímenes que se ensayaron en mesa vibradora fueron semejantes a las características de los muros que se estudiaron bajo carga lateral cíclica en las etapas preliminares a este proyecto de investigación. Por lo tanto, se consideró que el prototipo de muro aislado corresponde a los especímenes que fueron ensayados bajo carga lateral cíclica. En la Tabla 4-2 se presenta la lista de los especímenes ensayados de forma dinámica y su correspondiente espécimen equivalente ensayado bajo carga lateral cíclica. En la sección 4.6 (Tablas 4-7 y 4-9) se presentan las características geométricas y de refuerzo de los prototipos de muros aislados.

4.3.2 Analogía de ensayo

Aunque en esta investigación se consideró el ensayo dinámico de muros aislados, los especímenes de ensayo se diseñaron para representar el comportamiento de los muros del primer nivel de una vivienda de uso residencial (Figura 4-1). Por lo tanto, fue necesario que al inicio de los ensayos en mesa vibradora los especímenes conservaran las características dinámicas que tendrían al hacer parte del prototipo de vivienda de dos niveles (Capítulo 3). No obstante, para mantener dentro de límites racionales la cantidad de masa adicional necesaria para la modelación dinámica propuesta, se requirió reducir levemente la escala de los especímenes ensayados en mesa vibradora.

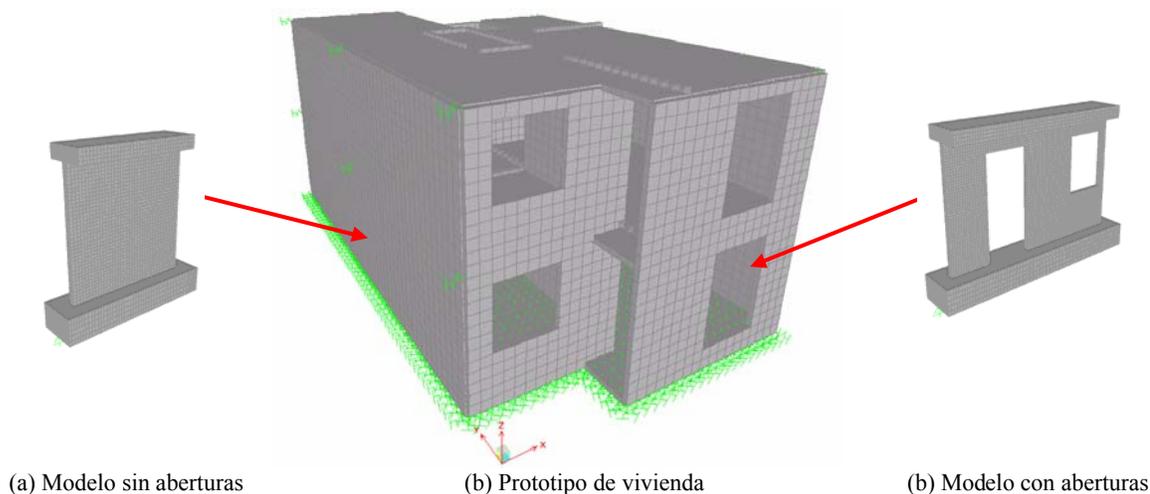


Figura 4-1. Analogía para el ensayo de los modelos

4.4 Requerimientos de similitud para modelos dinámicos

La experimentación con modelos físicos a escala reducida es frecuentemente una herramienta para predecir la respuesta de componentes estructurales y estructuras complejas sometidas a efectos gravitacionales, acciones eólicas o sísmicas, impacto, presión, efectos del tiempo y temperatura o una combinación de estos. La confiabilidad en la predicción de la respuesta depende, en gran parte, de la habilidad de reproducir en los modelos a escala todas las características del prototipo que afectan las cantidades o parámetros que deben estimarse en el ensayo del modelo. Las características del prototipo pueden variar de acuerdo con el propósito del ensayo del modelo y, por lo tanto, éstas podrían llevar a diferentes requerimientos de modelación en especímenes sometidos a solicitaciones estáticas o dinámicas, modelos para predecir el comportamiento elástico lineal o de resistencia última o modelos cuyo objetivo es estudiar efectos dependientes de la temperatura. Los modelos sometidos a efectos dinámicos en los cuales es necesario conocer el comportamiento de las estructuras para varios estados límite, son de principal interés en la ingeniería sísmica (Krawinkler y Moncarz, 1982). En general, la similitud entre el fenómeno observado en el modelo y en el prototipo puede considerarse como la medida de exactitud más importante del procedimiento de ensayo. Si el mecanismo de falla del elemento estructural es modelado apropiadamente y, si las condiciones de borde y de carga que actúan en el elemento durante el experimento son conocidas, se pueden obtener datos confiables para cuantificar los parámetros usados en la evaluación analítica de la respuesta dinámica de los sistemas estructurales ensayados (Tomazevic y Velechovsky, 1992).

4.4.1 Teoría básica de modelación

La teoría de modelación establece las leyes de acuerdo con las cuales la geometría, las propiedades del material, las condiciones de borde y las acciones externas del modelo y del prototipo tienen que ser relacionadas para que el comportamiento del modelo pueda ser expresado como una función del

comportamiento del prototipo. El objetivo de la teoría de modelación es desarrollar un conjunto independiente de funciones de correlación (leyes de similitud) que definan la correspondencia entre el modelo y el prototipo. Al establecer los principios del análisis dimensional, es posible derivar la correlación de estas funciones por medio del concepto del factor de escala (Krawinkler y Moncarz, 1982). El análisis dimensional se utiliza básicamente para determinar los factores de escala de diferentes cantidades físicas y se basa en la premisa de que todos los fenómenos físicos pueden ser expresados por una ecuación dimensionalmente homogénea del tipo:

$$q_1 = F(q_2, q_3, \dots, q_n) \quad (4-1)$$

donde n es el número total de cantidades físicas involucradas en el fenómeno, q_1 es la cantidad que se requiere evaluar y, q_2 a q_n son las cantidades de las cuales depende q_1 . De acuerdo con el teorema *Pi* (Π) de Buckingham, todas las ecuaciones dimensionalmente homogéneas involucradas en las n cantidades físicas pueden ser reducidas a una relación funcional entre un conjunto completo de $n-N$ productos adimensionales independientes (factores Π) que toman la forma:

$$\Pi_1 = F(\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-N}) \quad (4-2)$$

donde Π_1 a Π_{n-N} son productos adimensionales independientes de las cantidades físicas q_1 a q_n . El número N es el rango de la matriz dimensional, la cual es usualmente igual al número de unidades básicas necesarias para describir las cantidades físicas. Considerando que la Ec. 4-2 es idéntica a la Ec. 4-1, éstas describen el mismo fenómeno físico y, debido a sus formas adimensionales, éstas pueden ser igualmente válidas para el prototipo y el modelo, siempre y cuando la similitud sea adecuada. Por lo tanto, la condición necesaria para completar la similitud es:

$$\begin{aligned} (\Pi_1)_P &= (\Pi_1)_M \\ (\Pi_2)_P &= (\Pi_2)_M \\ &\vdots \\ (\Pi_{n-N})_P &= (\Pi_{n-N})_M \end{aligned} \quad (4-3)$$

donde los subíndices P y M se refieren al prototipo y al modelo, respectivamente. La primera de estas ecuaciones es frecuentemente referida como la ecuación de predicción, mientras que las otras ecuaciones constituyen las condiciones de diseño para el modelo. Para asegurar una predicción confiable de la respuesta de la cantidad q_1 y, al mismo tiempo, minimizar el esfuerzo en la construcción del modelo físico, se debe tener cuidado en la especificación del número apropiado de cantidades físicas en la Ec. 4-1. Las cantidades que tengan un efecto insignificante sobre q_1 , impondrán restricciones innecesarias en el diseño del modelo; mientras que excluir una cantidad importante puede conducir a resultados incorrectos. Si se cumplen todos los requerimientos de la Ec. 4-3, el modelo se acercará más a la realidad. La derivación de un conjunto completo e independiente de factores Π se facilita al utilizar una matriz dimensional, la cual es una matriz que contiene exponentes dimensionales de las cantidades físicas expresadas en términos de las cantidades básicas independientes. La elección de las cantidades básicas no es única pero se acostumbra utilizar para ello la fuerza, la longitud, el tiempo y la temperatura o, la masa, la longitud, el tiempo y la temperatura. Cuando las dimensiones de las cantidades físicas relevantes están ubicadas apropiadamente en una matriz dimensional, es razonablemente simple extraer los productos adimensionales comparando las cantidades individuales con su dependencia dimensional.

4.4.2 Tipos de similitud en condiciones dinámicas

Las relaciones entre las cantidades físicas del prototipo y el modelo dependen, en gran medida, de los materiales utilizados para la construcción del modelo, por lo cual se pueden distinguir dos casos extremos en la modelación dinámica de los mismos: los modelos de similitud completa y los modelos de similitud simple (Tomazevic y Velechovsky, 1992).

4.4.2.1 Modelo de similitud completa

En este caso, los materiales son fabricados especialmente para que su diagrama esfuerzo–deformación se encuentre escalado geoméricamente en la dirección de los esfuerzos ($S_\sigma = S_L$) y que las deformaciones sean las mismas en el modelo que en el prototipo ($S_\varepsilon = 1$). Esto implica que el material del modelo tenga menor resistencia que la del prototipo, pero que la curva esfuerzo–deformación sea similar en ambos casos. Este tipo de modelación es difícil de lograr en la práctica, ya que los materiales del modelo deben tener el mismo peso específico ($S_\gamma = 1$), igual relación de Poisson ($S_\nu = 1$) y, mismo amortiguamiento ($S_\xi = 1$) que los materiales del prototipo (Figura 4-2(a)).

4.4.2.2 Modelo de similitud simple

En este caso, los modelos son construidos con los mismos materiales que el prototipo ($S_\sigma = 1$ y $S_\varepsilon = 1$); es decir, no se cambian las propiedades del material, solamente las dimensiones del modelo (Figura 4-2(b)). En general, si la cantidad q_M ha sido medida en el modelo, la cantidad q_P del prototipo es determinada multiplicando la cantidad medida q_M por el factor de escala de una determinada cantidad S_q , es decir:

$$q_P = S_q q_M \quad (4-4)$$

En la Tabla 4-3 se presentan las ecuaciones y los factores de escala correspondientes a las características de las cantidades físicas que determinan el comportamiento dinámico de las estructuras para los modelos de similitud completa y simple.

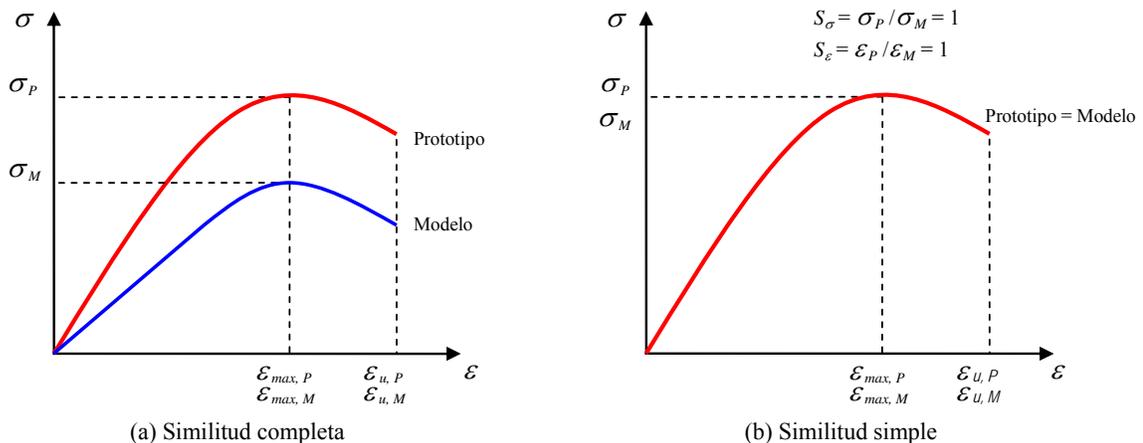


Figura 4-2. Relación esfuerzo–deformación de materiales. Adaptada de Tomazevic y Velechovsky (1992)

4.4.3 Determinación de la escala de los modelos

De acuerdo con Caccese y Harris (1990) y Elnashai *et al.* (1990), las razones principales para elegir el valor de la escala tan grande como sea posible (modelos de tamaño similar al del prototipo), son las siguientes: (a) se disminuyen los efectos de escala (distorsiones en las propiedades del material, en la geometría y en la carga) a medida que el tamaño del modelo incrementa, b) se reducen las dificultades en la fabricación de los modelos, originadas por el tamaño reducido de los materiales y los componentes y, c) se aumenta la probabilidad de obtener en el modelo iguales patrones de daño y mecanismos de falla que en el prototipo. Adicionalmente, a partir de resultados experimentales, Ghorbani–Renani *et al.* (2009) señalan que los modelos en escala reducida diseñados con un factor de escala hasta de 2.4 (42% del tamaño del prototipo) y construidos con mezclas normales de concreto y barras corrugadas de acero para el refuerzo, pueden ser utilizados para estudiar la respuesta sísmica de estructuras dúctiles de muros de concreto, incluyendo los efectos de las deformaciones por flexión y cortante y, los mecanismos de deslizamiento por corte. Por lo tanto, con el propósito de construir modelos representativos del prototipo, modelar apropiadamente el comportamiento dinámico (Figura 4-1) y, al mismo tiempo, mantener dentro de límites racionales la cantidad

de masa necesaria para una modelación adecuada, en este estudio los especímenes fueron construidos y ensayados utilizando una relación de escala igual a 1:1.25 ($S_L=1.25$); es decir las dimensiones de los modelos fueron el 80% de las dimensiones del prototipo de muro aislado. Teniendo en cuenta las características del prototipo y el factor de escala geométrico levemente reducido, se utilizaron los factores de escala del modelo de similitud simple.

Tabla 4-3. Factores de escala modelos en condiciones dinámicas. Adaptada de Tomazevic y Velechovsky (1992)

Cantidad	Ecuación	Factor de escala	
		S. Completa	S. Simple
Longitud (L)	$S_L = L_P / L_M$	S_L	S_L
Deformación (ε)	$S_\varepsilon = \varepsilon_P / \varepsilon_M$	1	1
Resistencia (f)	$S_f = f_P / f_M$	S_L	1
Esfuerzo (σ)	$S_\sigma = f_P / f_M$	S_L	1
Módulo de elasticidad (E)	$S_E = S_\sigma / S_\varepsilon$	S_L	1
Peso específico (γ)	$S_\gamma = \gamma_P / \gamma_M$	1	1
Fuerza (F)	$S_F = S_L^2 S_f$	S_L^3	S_L^2
Tiempo (t)	$S_t = S_L (S_\gamma S_\varepsilon / S_f)^{1/2}$	$(S_L)^{1/2}$	S_L
Periodo (T)	$S_T = S_L (S_\gamma S_\varepsilon / S_f)^{1/2}$	$(S_L)^{1/2}$	S_L
Frecuencia (ω)	$S_\omega = 1 / S_t$	$1 / (S_L)^{1/2}$	$1 / S_L$
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L S_\varepsilon$	S_L	S_L
Velocidad (v)	$S_v = S_\varepsilon (S_f / S_\gamma)^{1/2}$	$(S_L)^{1/2}$	1
Aceleración (a)	$S_a = S_f / S_L S_t$	1	$1 / S_L$
Masa (m)	$S_m = S_\gamma S_L^3$	S_L^3	S_L^3
Amortiguamiento (ξ)	$S_\xi = \xi_P / \xi_M$	1	1
Relación de Poisson (ν)	$S_\nu = \nu_P / \nu_M$	1	1
Momento (M)	$S_M = S_f S_L^3$	S_L^4	S_L^3
Energía (EN)	$S_{EN} = S_f S_L^3$	S_L^4	S_L^3

4.5 Estimación de la demanda sísmica

Las características del movimiento sísmico dependen del mecanismo de ruptura y de las condiciones locales del suelo. Sin embargo, un evento sísmico nunca ocurrirá de igual forma y, por lo tanto, no es necesario que los ensayos de estructuras sujetas a movimientos sísmicos sean realizados utilizando exactamente un movimiento sísmico registrado (Tomazevic y Velechovsky, 1992). Sin embargo, los registros de movimientos sísmicos son la fuente principal para ensayar estructuras ante cargas dinámicas como el sismo, lo que permite escoger uno o varios registros sísmicos representativos con el fin de escalarlos de una manera adecuada, para luego definir movimientos sísmicos sintéticos de mayor o menor severidad. Algunos estudios tienen en cuenta la variación de la intensidad del movimiento simplemente escalando un registro a diferentes valores de la aceleración máxima del terreno. Sin embargo, la severidad del movimiento del suelo no es sólo una función de la amplitud sino también del contenido de frecuencia, la duración del movimiento y la cantidad de energía impuesta a la estructura.

Para definir las señales sísmicas reproducidas en la mesa vibradora e inducir diferentes estados límite sobre los modelos, se analizaron las señales en el tiempo para 76 registros sísmicos con magnitud $M \geq 5$ y aceleración máxima del terreno $a_g \geq 300 \text{ cm/s}^2$, ocurridos en la República Mexicana entre 1960 y 1999 (SMIS, 2000). Sin embargo, teniendo en cuenta las características de los modelos (muy bajo periodo) y con el propósito de no incluir los efectos de sitio en los registros, se decidió analizar sólo las señales registradas en

roca o en terreno firme. Como se describe en la sección 2.2.3, los tres estados límites definidos fueron: agrietamiento, resistencia y último. Para evaluar las características de los temblores y su influencia en la respuesta de los prototipos, se construyeron espectros elásticos de aceleración, velocidad y desplazamiento utilizando el programa DEGTRA.NET (Ordaz y Montoya, 2006).

De los espectros elásticos de desplazamiento y para el periodo de vibración fundamental del prototipo de dos niveles (0.12 s, de acuerdo con los resultados obtenidos de la modelación analítica y las pruebas de vibración ambiental de las viviendas), se eligieron los sismos que pudieran inducir el agrietamiento en los muros. El desplazamiento de agrietamiento teórico (Δ_{cr}) en los prototipos de muros aislados es igual a 3.2 mm, correspondiente a una distorsión igual a 0.13% (3.1 mm / 2,500 mm). Este desplazamiento se estimó a partir del cálculo de la contribución del concreto a la resistencia al cortante y de la rigidez inicial de los muros. Para el periodo de vibración fundamental del prototipo de dos niveles, el máximo desplazamiento elástico de los registros analizados es igual a 10.6 mm. En este tipo de viviendas, el mecanismo de cortante es el que mayor contribuye a los desplazamientos y, por lo tanto, al suponer una distribución triangular invertida de desplazamientos e igual altura de entrepiso (2.4 m), para los muros del primer nivel, el máximo desplazamiento elástico asociado con los registros analizados sería igual a 5.3 mm (10.6 mm \times 2.4 m / 4.8 m), el cual es equivalente a una distorsión igual a 0.21% en el prototipo de muro aislado (5.3 mm / 2,500 mm). En los prototipos similares ensayados bajo carga lateral cíclica, la capacidad de distorsión asociada a la resistencia fue, en el peor de los casos, igual a 0.50% (Flores *et al.*, 2007; Sánchez, 2010); es decir, esta distorsión es aproximadamente dos veces superior a la máxima demanda de distorsión de los registros sísmicos ocurrido en México entre 1960 y 1999. Por lo tanto, se decidió estimar registros sintéticos de mayor severidad a partir de un sismo base con magnitud, $M_w = 7.1$. Este registro se tomó como una función de Green empírica para obtener registros sintéticos de magnitud 7.7 y 8.3 y, así evaluar la influencia tanto de la intensidad como de la duración. A continuación se presentan las características del sismo base y el procedimiento para la obtención de los registros sintéticos.

4.5.1 Señal de aceleración para el estado límite de agrietamiento

Por inducir los mayores desplazamientos elásticos sobre los prototipos se seleccionó un evento sísmico registrado en la zona de subducción del pacífico mexicano. El evento ocurrió en Caleta de Campos, Michoacán el 11 de enero de 1997, y está asociado con magnitud $M_w = 7.1$ (Santoyo *et al.*, 2005). Este sismo, el cual se ubicó dentro de la zona de ruptura de la placa de Cocos, originó graves daños y el colapso de algunas edificaciones de mampostería en poblaciones cercanas a la región epicentral (Rodríguez, 2004). Para los ensayos en mesa vibradora se utilizó la componente horizontal, S90E, del registro CALE9701.111 capturado en la estación Caleta de Campos instalada sobre roca. La aceleración máxima del registro fue igual a 0.38 g (Figura 4-4(a)).

La selección de un determinado registro de aceleración está comúnmente basada en el espectro de respuesta de diseño recomendado por los reglamentos de diseño sísmico. En México existen básicamente dos reglamentos que estipulan los espectros de diseño sísmico que deben utilizarse para el análisis y diseño de las estructuras. Para el Distrito Federal es obligatoria la utilización de los espectros de diseño indicados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 2004). Para el resto del país, algunos de los estados cuentan con sus reglamentos de diseño, pero la mayoría de ellos adoptan los espectros de diseño que se indican en la sección 3.1 del Manual de Diseño para Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE, 2008). En la Figura 4-3 se muestra los espectros de diseño para los estados límite de servicio y de colapso, calculados de acuerdo con el MDOC-CFE (2008), y utilizando los parámetros del suelo más desfavorables para el tipo de viviendas estudiadas ($a_0^r = 400 \text{ cm/s}^2$, suelo granular, $T_s = 0.1 \text{ s}$, $\rho_s = 0.625$ y $\beta = 1.0$). En la figura también se muestra el espectro del registro que representó el estado límite de agrietamiento durante los ensayos en mesa vibradora. Como se mencionó anteriormente, para el periodo fundamental de vibración del prototipo de dos niveles (0.12 s), la máxima demanda de distorsión en el prototipo para los registros analizados es igual a 0.21 %; es decir, que ningún registro sísmico ocurrido en México entre 1960 y 1999 sería capaz de llevar al prototipo a condiciones de daño severas. Por lo tanto, para

conocer la respuesta de los especímenes tanto en el intervalo elástico como para diferentes condiciones de daño, se estimaron registros con mayor intensidad. A continuación se describe la obtención de estos registros.

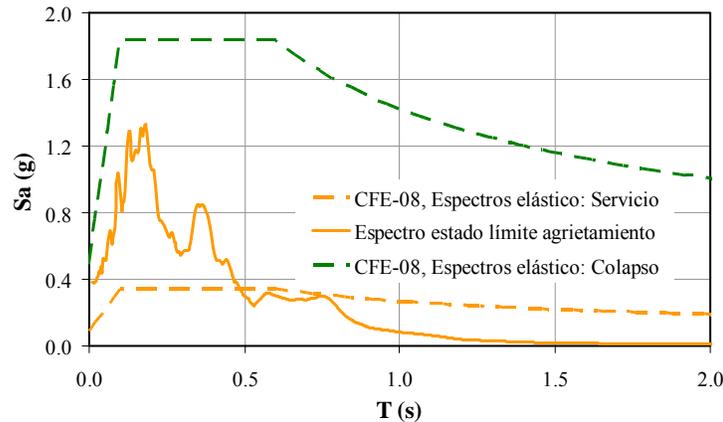


Figura 4-3. Espectro de diseño y del registro sísmico que representa el estado límite de agrietamiento

4.5.2 Señales de aceleración para los estados límite de resistencia y último

Para estudiar el comportamiento y el desempeño de los especímenes bajo varios niveles de carga sísmica (duración, energía, etc.), se simularon registros sísmicos de mayor severidad que generaran patrones de grietas y mecanismos daño en cada uno de los especímenes. La estimación de los movimientos futuros del suelo a partir de un movimiento sísmico de magnitud conocida es un problema fundamental en la ingeniería sísmica. Los cálculos teóricos pueden arrojar historias de tiempo poco realistas, especialmente en altas frecuencias, ya que los efectos locales del sitio para las longitudes de onda requeridas son escasamente conocidos. Un método alternativo consiste en usar registros de sismos “pequeños” como funciones de Green empíricas. Debido a que estos registros incluyen la propagación y los efectos del sitio de forma inherente, se eliminan las incertidumbres asociadas con la geología local y, de esta manera, los registros sísmicos “pequeños” muestran el plano total de falla del evento buscado. Tanto en las técnicas teóricas como en las funciones de Green empíricas, se debe especificar claramente el proceso de ruptura (Ordaz *et al.*, 1995).

En un proceso práctico de simulación no debe ser necesaria la descripción precisa de la fuente de un sismo futuro. Por lo tanto, para obtener, a partir del registro sísmico elegido (estado límite de agrietamiento), las señales de aceleración necesarias para alcanzar los demás estados límite en los modelos (resistencia y último), se utilizó el método propuesto por Ordaz *et al.* (1995). En este método, el registro sísmico base (evento “pequeño”) es usado como función de Green empírica para simular eventos de gran magnitud a partir de las características del sismo que se desea simular (magnitud) y las condiciones geológicas de la zona de falla a través del momento sísmico y la caída de esfuerzos. El método está implantado en el programa SINFI.NET (Ordaz, 2006). Para utilizar la metodología adoptada es necesario estimar el momento sísmico y la caída de esfuerzos de los movimientos. A partir de investigaciones realizadas sobre el sismo base, Santoyo (2007) encontró que la caída de esfuerzos es igual a 40 bar ($\approx 40 \text{ kgf/cm}^2$). Este valor fue utilizado tanto para el sismo base como para los sismos simulados. En cuanto al momento sísmico, Kanamori (1977) propone evaluar la magnitud de momento sísmico, M_w (la cual tiene la ventaja de basarse en el momento sísmico, M_0 , en dinas-cm), por medio de la Ec. 4-5. En la Tabla 4-4 se muestran los parámetros de cada uno de los sismos analizados.

$$M_w = \frac{2}{3} \log M_0 - 10.7 \tag{4-5}$$

Las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento del sismo base (menor magnitud) y de los sismos simulados con la ayuda del programa SINFI.NET (Ordaz, 2006) para el prototipo, se muestran en la Figura 4-4. En la Figura 4-5 se presentan los espectros de pseudoaceleración, desplazamiento y de Fourier, para estos

registros y, en la Tabla 4-5 se presentan sus características principales. Inicialmente, se calcularon los espectros de amplitud de Fourier (en términos de s/g) y, luego, las amplitudes se normalizaron utilizando la amplitud máxima de cada registro, la cual se indica en cada figura. Las señales obtenidas fueron procesadas en los dominios del tiempo y la frecuencia usando el programa DEGTRA.NET (Ordaz y Montoya, 2006). Se aplicaron correcciones de línea base de tipo normal, la cual consiste en restar una constante a todo el acelerograma, cuyo valor corresponde al promedio de las aceleraciones comprendidas entre una región elegida del acelerograma; sin embargo, la corrección se aplica a todo el acelerograma. La corrección es tal que, después de aplicada, el promedio de las aceleraciones comprendidas en la región elegida es cero. Adicionalmente, las señales fueron filtradas aplicando un filtro pasa-banda de cuatro polos. De acuerdo con las características del instrumento de registro de la señal, la frecuencia máxima de filtrado fue igual a 50 Hz (0.02 s). La frecuencia mínima se estableció a partir del espectro de Fourier de tal modo que no se perdieran las frecuencias de interés de la señal; es decir, cuidando que las frecuencias predominantes de la estructura estuvieran dentro de la banda. De esta manera la frecuencia mínima de filtrado fue igual a 1 Hz (1 s).

Tabla 4-4. Características de los sismos utilizados en la simulación

Sismo	Estado límite	Magnitud M_W	Momento sísmico, M_0 ⁽¹⁾ (dinas – cm)	Caída de esfuerzos, $\Delta\sigma$ (bares \approx kgf/cm ²)	Descripción
CALE71	Agrietamiento	7.1	5.0×10^{26}	40	Sismo base utilizado como función de Green
CALE77	Resistencia	7.7	4.0×10^{27}	40	Sismos simulados de mayor severidad
CALE83	Último	8.3	3.2×10^{28}	40	

Nota: ⁽¹⁾ Obtenido a partir de la Ec. 4-5

Tabla 4-5. Características de los sismos en el prototipo

Sismo	Magnitud M_W	a_g (g)	Duración total (s)	Duración fase Intensa (s)	I_A ⁽¹⁾ (m/s)	IS_H ⁽²⁾ (m)
CALE71	7.1	0.38	29.52	13.40	2.02	0.50
CALE77	7.7	0.72	36.14	16.30	8.81	0.86
CALE83	8.3	1.30	99.78	40.70	41.63	1.76

Notas: ⁽¹⁾ Intensidad de Arias, ⁽²⁾ Intensidad espectral de Housner para un amortiguamiento del 5%.

Para calcular la intensidad sísmica instrumental es posible utilizar los valores máximos de la aceleración o la velocidad del terreno, la intensidad de Mercalli modificada o escalas de intensidad como las propuestas por Arias (1970) y Housner (1959). Generalmente, el valor máximo de la aceleración o la velocidad del terreno no proporciona resultados consistentes sobre el amplio intervalo de frecuencias. La intensidad de Mercalli modificada es una evaluación subjetiva del nivel de daño real producido por el movimiento del suelo. Arias (1970) y Housner (1959) proponen escalas más objetivas para la estimación de la intensidad sísmica. La intensidad de Arias (I_A) se considera como una medida del potencial destructivo asociado a un registro de aceleraciones. Dicha intensidad, evaluada en un punto en una dirección dada, varía en función del cuadrado de la aceleración de acuerdo con la Ec. 4-6 (Arias, 1970).

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a^2(t) dt \quad (4-6)$$

donde:

- I_A = intensidad de Arias en un punto a lo largo de un eje determinado,
- a^2 = cuadrado de la aceleración del terreno en la dirección estudiada,
- t_0 = duración total del acelerograma,
- g = aceleración de la gravedad.

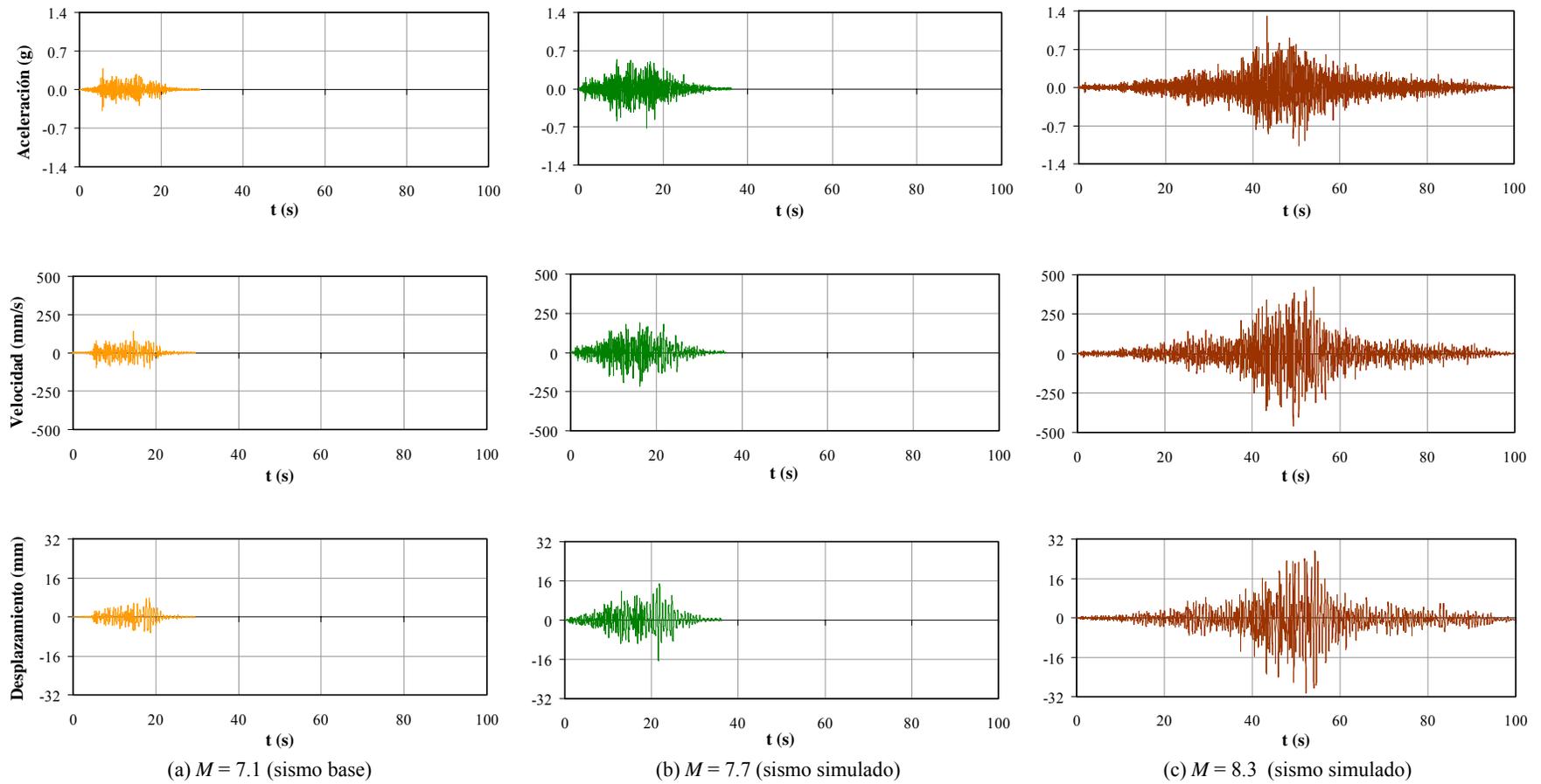


Figura 4-4. Historias de aceleración, velocidad y desplazamiento del sismo base y de los sismos simulados para el prototipo

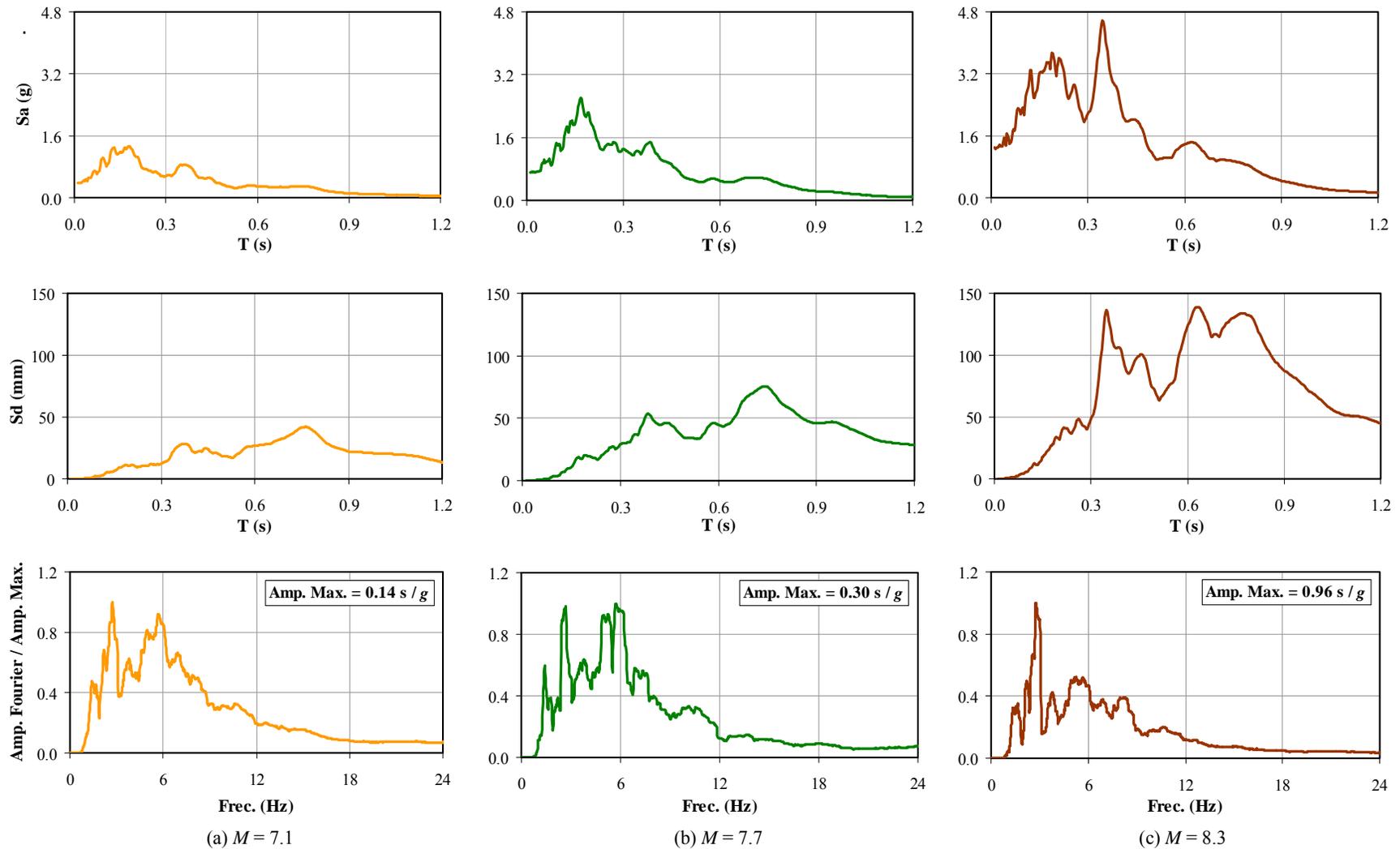


Figura 4-5. Espectros de aceleración, desplazamiento ($\xi = 5\%$) y de Fourier del sismo base y de los sismos simulados para el prototipo

También es posible evaluar la intensidad del movimiento del suelo por medio de los espectros de respuesta. Teniendo en cuenta que el espectro de velocidad maneja todos los periodos uniformemente, mientras que los espectros de aceleración y desplazamiento dan alto peso a los movimientos de corto y largo periodo predominante, respectivamente, Housner (1959) propone calcular la intensidad del movimiento de un sismo para un sitio determinado por medio de la intensidad espectral IS_H , la cual se define como el área bajo la curva del espectro de velocidad entre periodos de 0.1 y 2.5 s; es decir:

$$IS_H = \int_{0.1}^{2.5} S_V(T, \xi) dT \quad (4-7)$$

donde:

- IS_H = intensidad espectral de Housner para un amortiguamiento específico,
- S_V = curva del espectro de velocidad comprendida entre $T = 0.1$ s y $T = 2.5$ s,
- T = periodo fundamental de un sistema de un grado de libertad,
- ξ = factor de amortiguamiento.

La intensidad espectral de Housner (IS_H) se basa en la suposición de que la energía sísmica impuesta por un registro es igual a la energía dentro del espectro de velocidad. Esta escala de intensidad puede considerarse como una medida global de la capacidad de un sismo para excitar edificios con un periodo entre 0.1 y 2.5 s.

4.5.3 Verificación de condiciones similares de ensayo

Para someter cada espécimen a condiciones similares de ensayo y, de esta manera, comparar adecuadamente la respuesta estructural entre los especímenes, se establecieron los siguientes objetivos para los ensayos dinámicos en mesa vibradora:

- Asegurar similitud dinámica entre todos los modelos de muros estudiados, estableciendo una relación de periodos similar en cada espécimen. La relación de periodos se define como la relación entre los periodos del modelo y los periodos predominantes de la excitación sísmica.
- Asegurar el daño para condiciones cercanas a la resonancia, lo cual se logra cuando el periodo natural de cada espécimen se localiza dentro del intervalo de periodos dominantes del espectro del registro.
- Comparar la respuesta de los modelos en función de la intensidad sísmica sin modificar la duración del registro. Por lo tanto, para un determinado nivel de intensidad sísmica, el registro utilizado debe ser igual para el ensayo de todos los especímenes.

Para lograr los dos primeros objetivos en los modelos es posible recurrir a una técnica de ensayo, en la cual, se modifica de forma individual la escala de tiempo de los registros durante el ensayo de cada espécimen. El factor de escala es tal, que la relación de periodos sea idéntica en cada modelo. Esta técnica de escalamiento fue utilizada para el ensayo de 12 modelos de adobe reportados por Dowling (2006). Aunque con esta metodología se realizan los ensayos de todos los especímenes en condiciones cercanas a la resonancia, no se logra comparar el comportamiento entre los modelos a partir del nivel de intensidad sísmica, ya que el registro utilizado para cada espécimen tiene una duración diferente. Además, es posible que el sistema de la mesa vibradora no sea capaz de reproducir la escala de tiempo exacta del registro para asegurar que la relación de periodos sea idéntica. Aunado a lo anterior, el esfuerzo matemático que se requiere durante el procesamiento de la información es significativo y dispendioso.

Para asegurar la consistencia de condiciones dinámicas de ensayo, una técnica consiste en seleccionar registros sísmicos representativos de la zona en estudio, en los cuales, la banda de periodos donde se encuentran las mayores ordenadas espectrales sea similar a los periodos predominantes de los especímenes durante las diferentes etapas del ensayo. Para utilizar esta metodología es indispensable que, para cada registro, la variación de las ordenadas espectrales dentro de la banda de periodos predominantes sea mínima. En esta técnica no se requiere modificar el intervalo de tiempo del registro y, por lo tanto, se pueden hacer

comparaciones del comportamiento en términos del nivel de intensidad sísmica. Teniendo en cuenta las características de los registros sísmicos elegidos, la importancia de realizar la comparación del comportamiento de todos los especímenes en términos del nivel de intensidad sísmica y, el cumplimiento de las condiciones de similitud dinámica, en esta investigación se decidió utilizar esta técnica para el ensayo de los modelos. De acuerdo con la revisión de la literatura disponible, esta técnica no ha sido utilizada anteriormente para ensayos dinámicos de muros de concreto. En la Figura 4-6(a) se muestran los espectros elásticos de aceleración de los registros sísmicos elegidos, junto con los espectros de diseño para los estados límite de servicio y de colapso, calculados de acuerdo con el MDOC-CFE (2008), y utilizando los parámetros del suelo más desfavorables para el tipo de viviendas estudiadas ($a_0' = 400 \text{ cm/s}^2$, suelo granular, $T_s = 0.1 \text{ s}$, $\rho_s = 0.625$ y $\beta = 1.0$). En esta figura se resalta el intervalo de periodos predominantes de los registros sísmicos elegidos. Aunque para el registro sísmico del estado límite último, las máximas ordenadas espectrales se encuentran en dos intervalos diferentes de periodo, se resalta el intervalo que se encuentra dentro de los periodos predominantes de interés. En la Figura 4-6(b) se muestran los espectros de aceleración dentro del intervalo de periodos predominantes de los registros sísmicos y el intervalo en el cual se estimó que variaría el periodo de los prototipos.

A partir de los resultados obtenidos analítica y experimentalmente, el periodo de vibración elástico del prototipo es aproximadamente igual a 0.12 s , el cual es cercano al valor inferior del intervalo de periodos predominantes de la excitación sísmica para el estado límite de agrietamiento (0.11 s). Si se supone que la máxima degradación acumulada de rigidez de los modelos durante los ensayos es igual al 70% (cuyo valor se corroboró durante las pruebas cuando se graficaron las curvas de degradación de la frecuencia de vibración, Capítulo 5), el periodo de vibración del prototipo de muro aislado sería aproximadamente igual a 0.22 s . Este periodo de vibración es cercano al valor superior del intervalo de periodos predominantes de la excitación sísmica para el estado límite último (0.23 s).

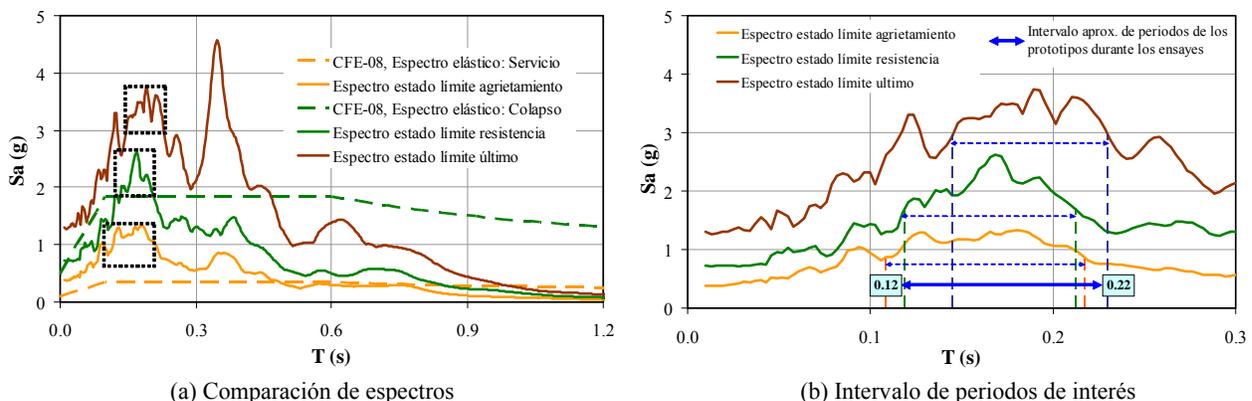


Figura 4-6. Espectros de aceleración de los registros sísmicos elegidos

Los resultados anteriores se basan en espectros elásticos de aceleración y periodos de vibración calculados a partir de la degradación de rigidez esperada durante las etapas de ensayo. A partir de espectros inelásticos de desplazamiento también es posible verificar las condiciones similares de ensayo. Por ejemplo, si se supone que los valores promedio de la demanda de ductilidad y el factor de amortiguamiento de los prototipos para los tres registros elegidos (agrietamiento, resistencia y último) son $\mu=1$, $\xi=2\%$; $\mu=2$, $\xi=5\%$ y $\mu=5$, $\xi=8\%$, y considerando un sistema elastoplástico, se obtienen los espectros inelásticos de desplazamiento que se muestran en la Figura 4-7(a). Si se supone que la degradación de rigidez correspondiente a dichas demandas de ductilidad es igual a 20%, 50% y 70%, el intervalo de periodos de los prototipos durante los tres registros variará entre 0.12 y 0.13 s, 0.13 y 0.17 s y, 0.17 y 0.22 s, respectivamente. Los valores supuestos fueron cercanos a los valores promedio observados durante el ensayo de los modelos (Capítulos 5 y 6). Como se observa en la Figura 4-7(b), para estos intervalos de periodos también se asegura aumento gradual de la demanda de desplazamiento en los prototipos. Por lo tanto, desde la etapa inicial hasta la etapa final de los ensayos de cada modelo, se cumple con los objetivos establecidos para los ensayos en mesa vibradora; es

decir, similitud dinámica (periodo de los modelos similar al periodo predominante de la excitación), incremento gradual de la intensidad sísmica sin modificar la escala de tiempo de los registros durante los ensayos de todos los especímenes y, aseguramiento del daño en condiciones cercanas a la resonancia. Por consiguiente, se considera que esta metodología es una buena aproximación para la verificación de las condiciones similares de los ensayos de todos los modelos estudiados.

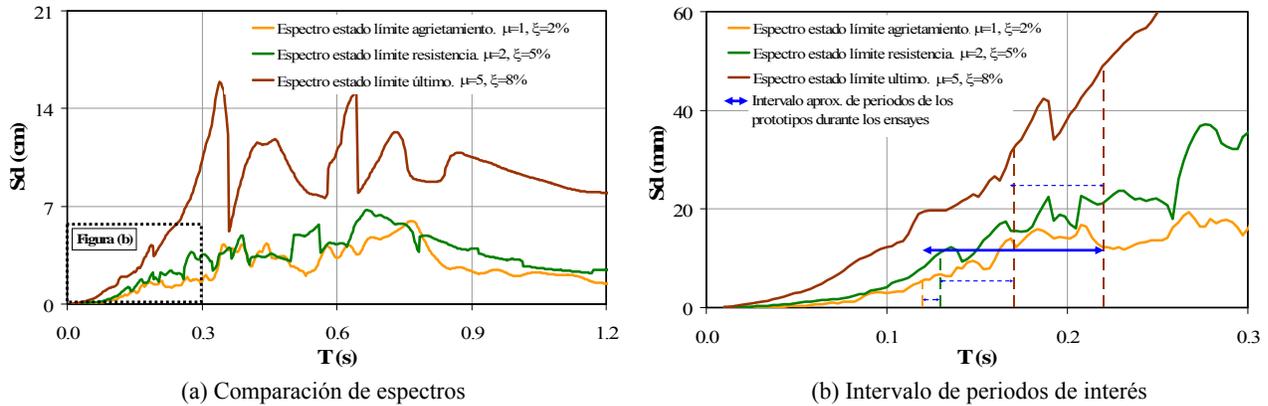


Figura 4-7. Espectros inelásticos de desplazamiento de los registros sísmicos elegidos

4.5.4 Niveles de intensidad sísmica para los ensayos

Durante el protocolo de los ensayos se programó la aplicación de cada registro con incremento gradual de su intensidad. De esta manera, se estudió el comportamiento de los modelos no sólo para el nivel máximo de intensidad del registro asociado a un estado límite, sino también para niveles intermedios de intensidad. En la Tabla 4-6 se presenta la secuencia de aplicación de los registros para los prototipos (escala 1:1), junto con las características de la excitación sísmica para cada nivel de intensidad. Como se observa en la tabla, se programó la aplicación de seis señales, dos para cada registro sísmico seleccionado.

Tabla 4-6. Niveles de intensidad sísmica en los prototipos

Sismo	Duración total (s)	Duración fase intensa (s) ⁽¹⁾	Magnitud M_W	Incremento de a_g (%)	a_g (g)	I_A (m/s) ⁽²⁾	I_A / I_{Ai} (3)	IS_H (m) ⁽⁴⁾	IS_H / IS_{Hi} (5)
CALE71	29.52	13.40	--- 7.1	50 100	0.19 0.38	0.50 2.02	0.25 1.00	0.25 0.50	0.50 1.00
CALE77	36.14	16.30	--- 7.7	75 100	0.54 0.72	4.95 8.81	2.45 4.36	0.65 0.86	1.30 1.72
CALE83	99.78	40.70	--- 8.3	75 100	0.98 1.30	23.38 41.63	11.57 20.61	1.32 1.76	2.70 3.52

Notas: ⁽¹⁾ Lapso de tiempo entre el cual se presenta el 5% y el 95% de I_A (Ordaz y Reinoso, 1987), ⁽²⁾ Intensidad de Arias,

⁽³⁾ Intensidad de Arias registro inicial (CALE71 – 100%), ⁽⁴⁾ Intensidad espectral de Housner para $\xi = 5\%$,

⁽⁵⁾ Intensidad espectral de Housner para el registro inicial (CALE71 – 100%) y $\xi = 5\%$.

4.5.5 Aplicación de leyes de similitud

Una vez definidas las señales de aceleración, se procedió a aplicar los requerimientos de similitud para obtener los registros que se utilizaron en el ensayo de los modelos. De acuerdo con los factores de escala (Tabla 4-3) se tiene que:

$$\text{Aceleración: } S_a = \frac{A_P}{A_M} = \frac{1}{S_L} \quad A_M = 1.25 A_P \quad (4-8)$$

Tiempo:
$$S_t = \frac{t_P}{t_M} = S_L \quad t_M = \frac{t_P}{1.25} = 0.8 t_P \quad (4-9)$$

De lo anterior se deduce que para simular los sismos usando el modelo de similitud simple y el factor de escala (S_L) igual a 1.25, se debe amplificar la magnitud de las aceleraciones por un factor igual a 1.25 y reducir la escala de tiempo al 80%. De igual manera se aplicó el factor de escala al periodo de vibración fundamental del prototipo (0.12 s), el cual fue obtenido a partir de modelos de análisis y pruebas de vibración realizadas a la vivienda prototipo (Capítulo 3), es decir:

Periodo:
$$S_T = \frac{T_P}{T_M} = S_L \quad T_M = \frac{T_P}{1.25} = 0.8 T_P \quad (4-10)$$

Por lo tanto, el periodo de los modelos para la condición inicial de los ensayos será aproximadamente igual a 0.10 s. Al aplicar los factores de escala tanto a los registros sísmicos como al periodo de vibración inicial de los especímenes, se conserva la relación entre los periodos predominantes de la excitación sísmica y los periodos de los modelos; es decir, se siguen cumpliendo los objetivos establecidos para los ensayos (sección 4.5.3). En la Figura 4-8 se muestran las señales de aceleración en los prototipos y los modelos para los tres estados límite definidos (agrietamiento, resistencia y último); es decir, para aceleraciones del terreno, a_g , iguales al 100% de intensidad (Tabla 4-6).

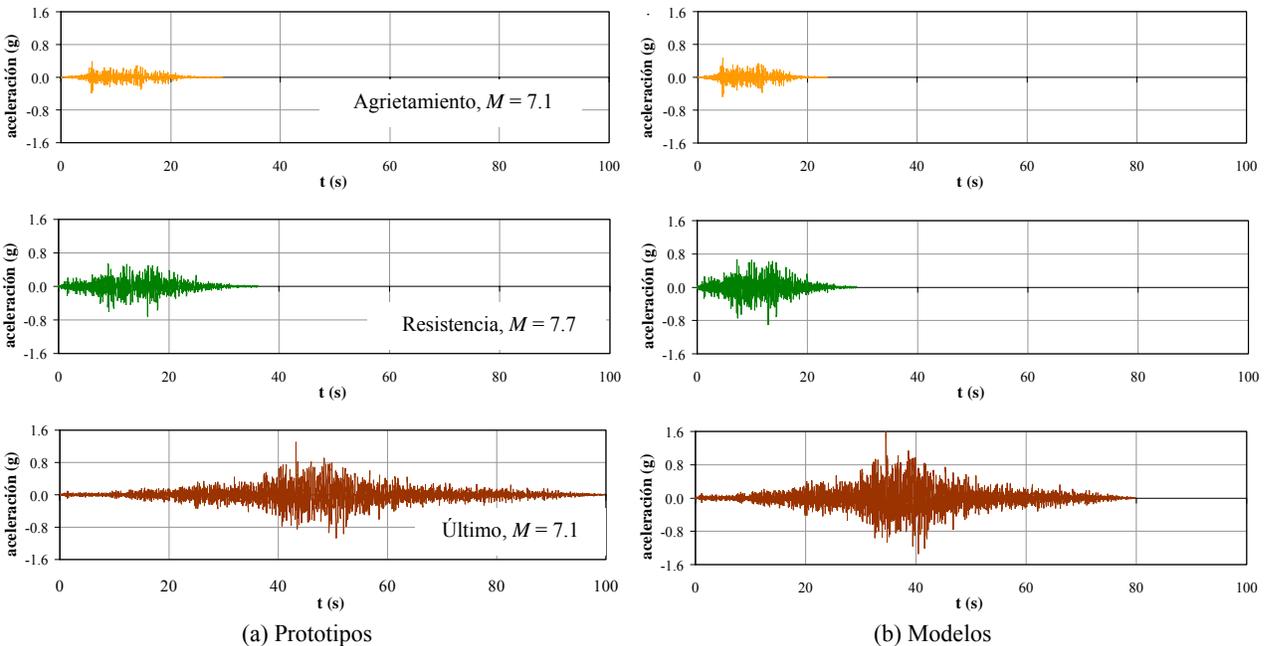


Figura 4-8. Señales de aceleración en los prototipos (escala 1:1) y en los modelos (escala 1:1.25)

4.6 Propiedades nominales de los modelos

Como se mencionó en la sección 4.2, seis modelos similares a los estudiados en esta investigación fueron ensayados bajo carga lateral cíclica. Para realizar una comparación de la respuesta ante excitaciones dinámicas y cuasi-estáticas cíclicas, fue necesario que cada uno de los modelos que se ensayaron en mesa vibradora, además de conservar las propiedades dinámicas que tendría al hacer parte de una vivienda de dos niveles (prototipo), conservara las mismas características geométricas y de refuerzo que las de su espécimen equivalente ensayado bajo carga lateral cíclica (Tabla 4-2). Por lo tanto, la geometría, las cuantías nominales

y los detalles de refuerzo de los modelos fueron iguales a las utilizadas en los especímenes en los que se estudió el comportamiento ante carga lateral cíclica. Sin embargo, teniendo en cuenta el modelo de similitud simple elegido, las características de los modelos fueron afectadas por los factores de escala necesarios para cumplir con las leyes de similitud (Tabla 4-3), los cuales dependen principalmente del factor de escala geométrico ($S_L = 1.25$). Con excepción de la cuantía de refuerzo en el alma de los especímenes con el 50% de la cuantía mínima, las características geométricas, el detallado del refuerzo y el proceso constructivo cumplen satisfactoriamente los lineamientos estipulados en NTC-C (2004).

4.6.1 Geometría

En las Tablas 4-7 y 4-8 se muestran las características geométricas nominales de los prototipos ensayados bajo carga lateral cíclica (C) y de los modelos que se ensayaron en mesa vibradora (D), respectivamente. En las Figuras 4-9 y 4-10 se muestra la geometría general de los modelos en escala 1:1.25. Los muros se construyeron con dos de los tipos de concreto incluidos en el estudio (peso normal y peso ligero). De modo similar a los prototipos (ensayados bajo carga lateral cíclica), la resistencia nominal a la compresión del concreto (f_c') fue igual a 14.7 MPa (150 kgf/cm²).

Tabla 4-7. Geometría (nominal) de los prototipos ensayados bajo carga lateral cíclica

Muro	t_w mm	H mm	l_w mm	H/l_w ⁽¹⁾	M/Vl_w ⁽²⁾	Concreto ⁽³⁾	Aberturas, mm		Aber. ⁽⁴⁾ %
							Puerta	Ventana	
MCN50mC	100	2,400	2,400	1.00	1.03	Normal	–	–	–
MCN100C	100	2,400	2,400	1.00	1.03	Normal	–	–	–
MCL50mC	100	2,400	2,400	1.00	1.03	Ligero	–	–	–
MCL100C	100	2,400	2,400	1.00	1.03	Ligero	–	–	–
MVN50mC	100	2,400	3,800 ⁽⁵⁾	0.63 ⁽⁶⁾	0.65 ⁽⁶⁾	Normal	2,100×900	1,200×860	32
MVN100C	100	2,400	3,800 ⁽⁵⁾	0.63 ⁽⁶⁾	0.65 ⁽⁶⁾	Normal	2,100×900	1,200×860	32

Notas: ⁽¹⁾ C = Muro Cuadrado ($H/l_w=1$), V = Muro con Aberturas; ⁽²⁾ Utilizando la altura real de aplicación de carga del dispositivo de ensayo, ⁽³⁾ Tipo de concreto, ⁽⁴⁾ Área de las aberturas respecto al área del espécimen, ⁽⁵⁾ Longitud total del espécimen, ⁽⁶⁾ Utilizando la longitud total del espécimen (sin incluir las aberturas).

Tabla 4-8. Geometría (nominal) de los modelos ensayados en mesa vibradora (escala 1:1.25)

Muro	t_w mm	H mm	l_w mm	H/l_w ⁽¹⁾	M/Vl_w ⁽²⁾	Concreto ⁽³⁾	Aberturas, mm		Aber. ⁽⁴⁾ %
							Puerta	Ventana	
MCN50mD	80	1,920	1,920	1.00	1.21	Normal	–	–	–
MCN100D	80	1,920	1,920	1.00	1.21	Normal	–	–	–
MCL50mD	80	1,920	1,920	1.00	1.21	Ligero	–	–	–
MCL100D	80	1,920	1,920	1.00	1.21	Ligero	–	–	–
MVN50mD	80	1,920	3,040 ⁴	0.63	0.76	Normal	1,680×720	960×688	32
MVN100D	80	1,920	3,040 ⁴	0.63	0.76	Normal	1,680×720	960×688	32

Notas: similares a las de la Tabla 4-8.

Si en muros ensayados en voladizo la carga se aplica a una altura igual a la altura del muro (H), la relación de aspecto (H/l_w) es igual al cociente M/Vl_w (cociente entre el momento flexionante y el producto de la fuerza cortante por la longitud del muro). Al utilizar el dispositivo que se diseñó para el ensayo de los modelos en mesa vibradora (sección 4.8.2), se aumentó aproximadamente 17% el cociente M/Vl_w en comparación con el de los especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica (Tabla 4-1). Para los ensayos cuasi-estáticos se diseñó un dispositivo en el cual el punto de aplicación de carga fue muy similar a la altura de los modelos (a nivel de la losa). Sin embargo, para garantizar la seguridad de los ensayos dinámicos, el punto de aplicación

de masa estuvo ubicado en una viga de carga colocada sobre la losa de los modelos. No obstante, la variación del cociente M/Vl_w se incluyó en el procesamiento y en el análisis de la información de la investigación.

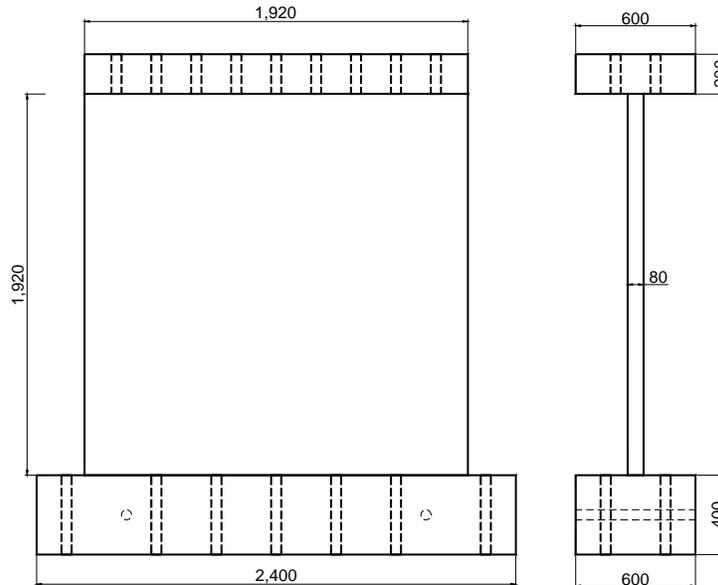


Figura 4-9. Geometría (nominal) de los modelos de muros cuadrados en escala 1:1.25 (dimensiones en mm)

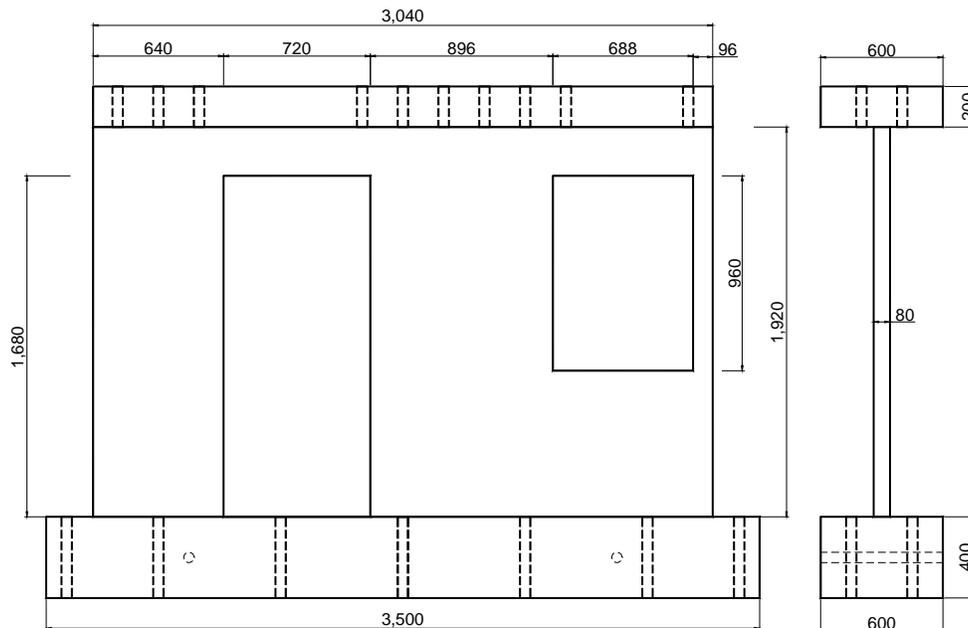


Figura 4-10. Geometría (nominal) de los modelos de muros con aberturas en escala 1:1.25 (dimensiones en mm)

Como se indicó en la sección 4.2, el espesor de los elementos de borde fue igual al espesor del alma del muro, pues la función de estos elementos fue simplemente alojar el refuerzo longitudinal dispuesto para prevenir un modo de falla por flexión, diferente del modo de falla por cortante que se observa en los muros aquí estudiados. En la parte superior, los modelos contaron con una losa que se coló monolíticamente con los muros y funcionó como el elemento para conectar la masa adicional externa y para el anclaje de las barras verticales. En las dos geometrías de muros, el ancho y el espesor de esta losa fueron iguales a 600 mm y 200 mm, respectivamente y, su longitud fue igual a 2.4 m para los modelos de muros cuadrados y 3.5 m para los modelos con aberturas. Los muros se desplantaron sobre una viga de cimentación que no fue colada

monolíticamente con el muro, ya que se diseñó para resistencia nominal a la compresión del concreto, f'_c , igual 58.9 MPa (500 kgf/cm²). Lo anterior, con el propósito de obtener deflexiones cercanas a cero durante el transporte de los especímenes y, de esta manera, evitar la fisuración prematura de los mismos. Sin embargo, previo al colado de los muros, la superficie de contacto de la viga de cimentación y el muro (junta) fue escarificada para garantizar la adherencia entre los dos tipos de concreto. Este elemento también fue utilizado para sujetar los especímenes a la plataforma de la mesa vibradora (simulando una cimentación rígida) y para el anclaje de las barras verticales. Para las dos geometrías de muros, el ancho y el espesor fueron iguales a 600 mm y 400 mm, respectivamente y, su longitud fue igual a 2.4 m para los modelos de muros cuadrados y 3.5 m para los modelos con aberturas.

4.6.2 Refuerzo

En las Tablas 4-9 y 4-10 se muestran las características del refuerzo de los prototipos ensayados bajo carga lateral cíclica y de los modelos ensayados dinámicamente en mesa vibradora, respectivamente. Para garantizar características de refuerzo similares (o idénticas) entre los modelos y el prototipo (especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica), en los muros ensayados en mesa vibradora (Tabla 4-10) el refuerzo se dispuso cumpliendo de la forma más estricta posible las leyes del modelo de similitud simple. En las Figuras 4-11 a 4-13 se muestra la configuración del refuerzo de cada uno de los modelos en escala 1:1.25. Por claridad, en estas figuras no se muestra el refuerzo de la viga de cimentación ni de la losa superior (Figura 4-14).

Tabla 4-9. Refuerzo de los prototipos ensayados bajo carga lateral cíclica

Muro	Refuerzo vertical y horizontal en el alma ^{(1), (2)}		Refuerzo a flexión en los elementos de borde ⁽³⁾			Refuerzo transversal en los elementos de borde ⁽⁶⁾	
	Descripción	$\rho_v = \rho_h$ (%)	Descripción	ρ ⁽⁴⁾ (%)	ρ_b ⁽⁵⁾ (%)	Descripción	ρ_s (%)
MCN50mC	malla 6×6-6/6	0.12	6 # 6	0.74	8.55	E # 2@150 mm	0.43
MCN100C	#3 @ 250 mm	0.28	8 # 6	0.99	11.40	E # 2@150 mm	0.43
MCL50mC	malla 6×6-6/6	0.12	6 # 6	0.74	8.55	E # 2@150 mm	0.43
MCL100C	#3 @ 250 mm	0.28	8 # 6	0.99	11.40	E # 2@150 mm	0.43
MVN50mC	malla 6×6-6/6	0.12	4 # 5	1.07, 0.75 ⁽⁷⁾	6.60	E # 2@150 mm	0.43
MVN100C	#3 @ 250 mm	0.28	4 # 5	1.07, 0.75 ⁽⁷⁾	6.60	E # 2@150 mm	0.43

Notas: ⁽¹⁾ #3 @ 250 mm: barras corrugadas No. 3 (9.5 mm de diámetro = 3/8 pulg) colocadas a cada 250 mm,

⁽²⁾ 6×6-6/6: malla de alambres verticales y horizontales separadas 150 mm (~ 6 pulg), ambos calibre 6 (4.9 mm diámetro, $a_s = 19 \text{ mm}^2$),

⁽³⁾ 6 # 6: en cada borde, 6 barras corrugadas No. 6 (19.1 mm de diámetro = 6/8 pulg),

⁽⁴⁾ $\rho = A_s / t_w d$, cuantía del refuerzo longitudinal en tensión del muro,

⁽⁵⁾ $\rho_b = A_s / t_w h_b$, cuantía del refuerzo longitudinal concentrado en los elementos de borde,

⁽⁶⁾ E # 2 @150 mm: Estribos de barra lisa No. 2 (alambón de 6.4 mm de diámetro = 2/8 pulg) a cada 150 mm,

⁽⁷⁾ Correspondiente a los dos segmentos de muro del espécimen con aberturas.

Tabla 4-10. Refuerzo de los modelos ensayados en mesa vibradora (escala 1:1.25)

Muro	Refuerzo vertical y horizontal en el alma ^{(1), (2)}		Refuerzo a flexión en los elementos de borde ⁽³⁾			Refuerzo transversal en los elementos de borde ⁽⁶⁾	
	Descripción	$\rho_v = \rho_h$ (%)	Descripción	ρ ⁽⁴⁾ (%)	ρ_b ⁽⁵⁾ (%)	Descripción	ρ_s (%)
MCN50mD	malla 6×6-8/8 ⁽⁴⁾	0.11	6 # 5	0.81	9.28	E # 2@180 mm	0.43
MCN100D	#3 @ 320 mm	0.28	8 # 5	1.08	12.38	E # 2@180 mm	0.43
MCL50mD	malla 6×6-8/8 ⁽⁴⁾	0.11	6 # 5	0.81	9.28	E # 2@180 mm	0.43
MCL100D	#3 @ 320 mm	0.28	6 # 5	1.08	9.28	E # 2@180 mm	0.43
MVN50mD	malla 6×6-8/8 ⁽⁴⁾	0.11	4 # 4	1.07, 0.75	6.60	E # 2@180 mm	0.43
MVN100D	#3 @ 320 mm	0.28	4 # 4	1.07, 0.75	6.60	E # 2@180 mm	0.43

Notas: (similares a las de la Tabla 4-9)

⁽²⁾ 6×6-8/8: malla de alambres verticales y horizontales separadas 150 mm (~ 6 pulg), ambas calibre 8 (4.1 mm diámetro, $a_s = 13 \text{ mm}^2$).

Teniendo en cuenta las prácticas de construcción convencional para viviendas en México, en el alma de los muros se dispuso la misma cuantía de refuerzo en las direcciones horizontal y vertical. Debido a que uno de los objetivos de la investigación fue estudiar el comportamiento dinámico de los muros con cuantía en el alma menor que la mínima estipulada en los Reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008), la cual se especifica como 0.25%, en tres de los muros se dispuso aproximadamente el 100% de la cuantía mínima especificada en dicho reglamento (0.28%) y, en los tres restantes el 50% (0.11%). Para aumentar la velocidad de construcción y, de esta manera, disminuir los costos en este tipo de viviendas, una cantidad importante de proyectos habitacionales que se construyen actualmente, utilizan malla de alambre soldado como tipo refuerzo en el alma del muro. Por lo tanto, tres de los muros estudiados además de tener cuantía menor que la mínima especificada, el refuerzo en el alma de los muros estuvo formado por este tipo de refuerzo (malla). A partir del espesor de los muros, el refuerzo horizontal y vertical en el alma se dispuso en una sola capa, de forma similar a las prácticas actuales de construcción en este tipo de viviendas.

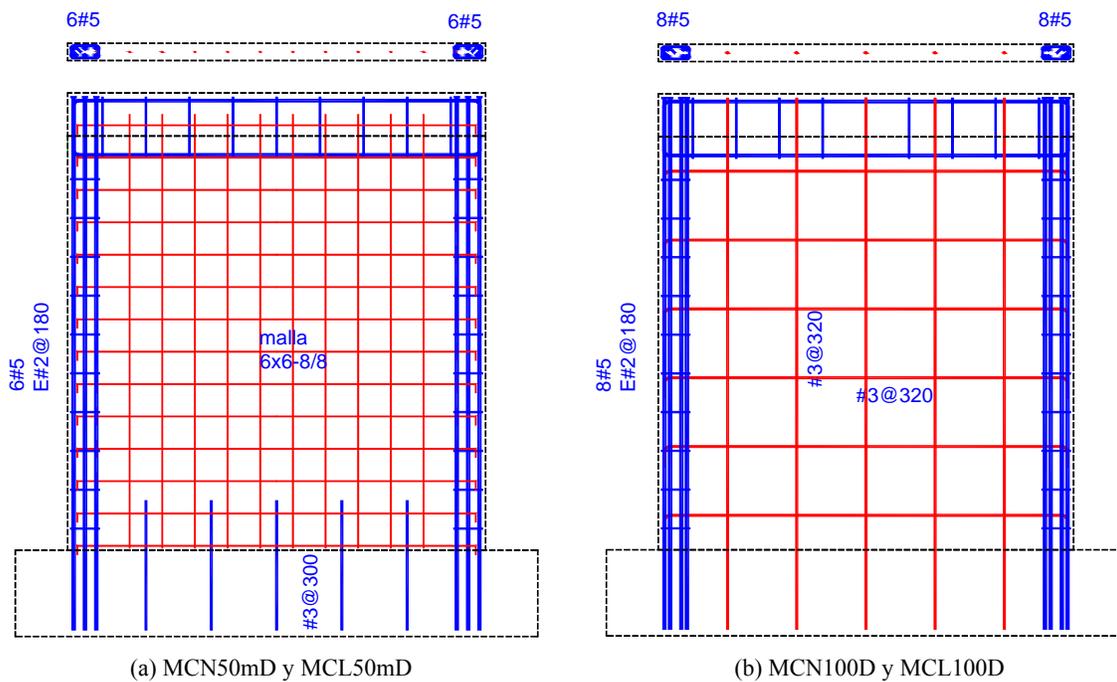


Figura 4-11. Armado de los muros cuadrados

El refuerzo a cortante en el alma de los muros con el 100% de la cuantía mínima se dispuso por medio de barras corrugadas de 3/8 pulg (9.5 mm) de diámetro, con ganchos a 90° y 100 mm de longitud, separadas cada 320 mm. Para los muros con el 50% de la cuantía mínima se utilizó una malla de referencia 6x6-8/8; es decir, con alambres verticales y horizontales de diámetro calibre 8 (4.1 mm) y separados 6 pulg (150 mm aproximadamente), con ganchos a 90° y 40 mm de longitud en los alambres horizontales. En cuanto a la separación máxima del refuerzo a cortante en el alma, en la sección 6.5.2.5 de NTC-C (2004) se especifica una distancia máxima igual a 350 mm. En la sección 11.9.9 de ACI-318 (2008), la distancia máxima corresponde al valor mínimo entre los calculados como $l_w/5$, $3t_w$ y 450 mm; es decir, para los muros estudiados corresponde al valor mínimo entre 384 mm ($1,920 \text{ mm} / 5$), 240 mm (3×8) y 450 mm. Por lo tanto, todos los muros cumplen con la separación máxima estipulada en NTC-C, pero los muros reforzados con el 100% de la cuantía mínima y utilizando barras corrugadas no cumplen con el Reglamento ACI-318 ($s_h = s_v = 320 \text{ mm} > 240 \text{ mm}$). Al aplicar estrictamente los requerimientos de similitud simple en los modelos con barras corrugadas se deberían utilizar barras de 5/16 pulg (7.9 mm) de diámetro separadas cada 220 mm. Sin embargo, este diámetro (5/16 pulg) sólo es proporcionado como acero de alta resistencia, Grado 60 ($f_y = 589 \text{ MPa} = 6,000 \text{ kgf/cm}^2$) y, por lo tanto, sería necesario aplicar un proceso de tratamiento térmico detallado y laborioso para obtener aproximadamente la curva esfuerzo deformación característica del acero Grado 42 ($f_y = 412 \text{ MPa} = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$). Para los muros con malla de alambre soldado sería necesario

fabricar una malla con los mismos alambres, pero separados cada 140 mm; es decir, sólo 10 mm menor que la utilizada (150 mm). Teniendo en cuenta el tiempo necesario y la precisión de los procesos de tratamiento térmico (Arias, 2005), junto con la dificultad de fabricar mallas con separaciones de alambres diferentes a las de los tipos estándar, se alteró levemente la separación y/o el diámetro de las barras y alambres sin modificar la cuantía de refuerzo necesaria para cumplir con el requerimiento de similitud simple. Como se describe en la sección 5.12, dichas modificaciones no tuvieron efectos importantes en la respuesta de los modelos.

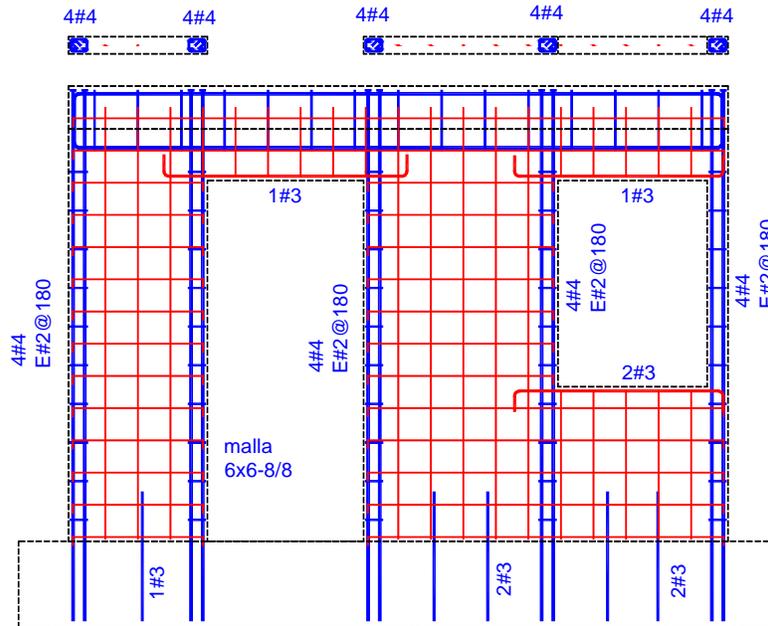


Figura 4-12. Armado del muro MVN50mD

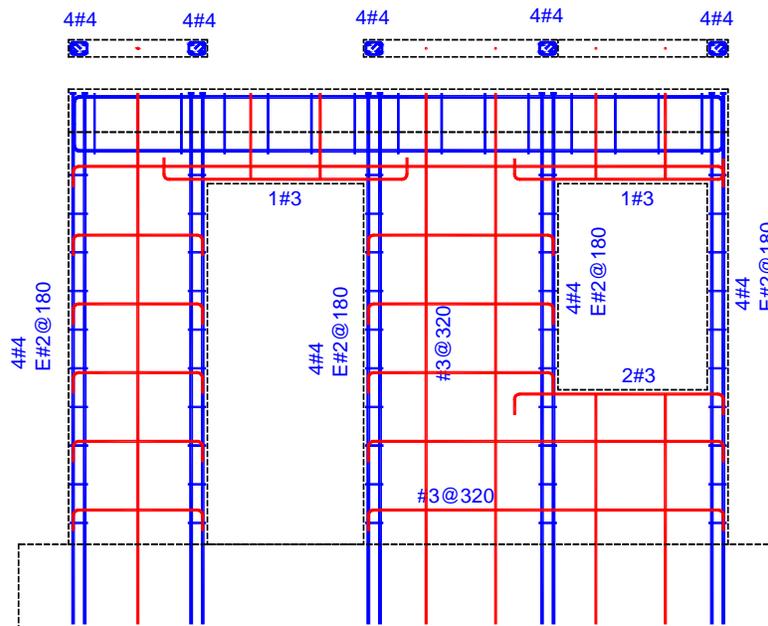


Figura 4-13. Armado del muro MVN100D

El refuerzo longitudinal en los elementos de borde de los prototipos y de los modelos se dispuso solamente con el fin de evitar una falla por flexión y obligar al modo de falla a cortante por tensión o compresión

diagonal, los cuales gobiernan el comportamiento de los muros al hacer parte de una vivienda de baja altura. Por lo tanto, el armado en los elementos de borde se sobre-diseñó de tal forma que la resistencia a flexión requiriera de la aplicación de una carga superior a aquélla que provocaría la falla por cortante. Esto implicó contar con armados longitudinales importantes concentrados en los elementos de borde. El refuerzo transversal (en forma de estribos) en dichos armados no se dispuso para proporcionar confinamiento del núcleo de concreto. En general, la resistencia a flexión suministrada por el refuerzo en los bordes se puede considerar, de forma simplificada, semejante a la resistencia a flexión que proporcionaría un muro colocado transversalmente en los extremos del muro estudiado (elementos tipo patín). De esta manera se aseguró que durante los ensayos, el comportamiento de los muros estuviera influenciado principalmente por el cortante y no por la flexión.

Debido al espesor reducido de las losas superiores (200 mm), aunado a la baja resistencia a la compresión nominal del concreto (14.7 MPa, 150 kgf/cm²) y al diámetro de las barras longitudinales en los bordes de los muros, se colocaron anclajes mecánicos soldados al extremo superior de estas barras y, de esta manera, garantizar la longitud de anclaje necesaria para este refuerzo en las losas superiores. Teniendo en cuenta la cercanía entre las barras de refuerzo longitudinal en los armados de los elementos de borde, los anclajes se dispusieron en grupos de barras y consistieron en placas de acero de 6.4 mm de espesor (1/4 pulg), 25.4 mm (1 pulg) de ancho y 101.6 mm (4 pulg) de longitud para el refuerzo con barras separadas y, de 5.1 mm (2 pulg) de ancho y de longitud para el refuerzo con paquetes de dos barras (Apéndice A). La configuración del refuerzo de las vigas de cimentación y losas superiores se muestra en la Figura 4-14. En general, el refuerzo mínimo a flexión y a cortante estipulado en NTC-C (2004) fue suficiente para resistir las solicitaciones en estos elementos.

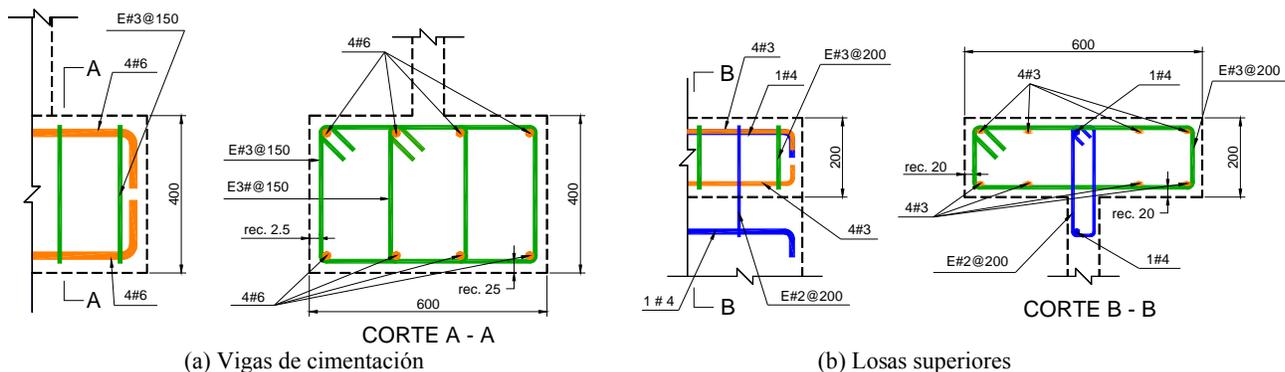


Figura 4-14. Armado de vigas de cimentación y losas superiores (dimensiones en mm)

4.6.3 Carga axial

Para el caso de modelos ensayados en mesa vibradora, los mecanismos de falla requieren que el nivel de esfuerzos de trabajo en los muros del modelo sea similar a los del prototipo ($S_\sigma = 1$). De acuerdo con Lefas *et al.* (1990), los niveles de carga axial en la base de los muros que podrían ser considerados representativos de edificaciones de un nivel, de mediana y de gran altura son equivalentes a 0, 0.1 y 0.2 f_c' , respectivamente. Los muros ensayados bajo carga lateral monótona y cíclica fueron sometidos a esfuerzo axial igual a 0.25 MPa (2.5 kgf/cm²); es decir, aproximadamente 0.02 f_c' ($f_c' = 14.7$ MPa = 150 kgf/cm²). A partir de modelos numéricos se validó que en condiciones de servicio el esfuerzo axial promedio en los muros del primer nivel de viviendas de dos niveles es aproximadamente igual a 0.25 MPa (Capítulo 3). Teniendo en cuenta lo anterior y con el propósito de conservar las variables de los especímenes ensayados en las etapas preliminares al proyecto, en los muros que se ensayaron dinámicamente en mesa vibradora, el nivel de esfuerzo axial se mantuvo igual a 0.25 MPa. Para cumplir con este parámetro, el esfuerzo axial en los muros estuvo representado por el peso de la losa de concreto y de la estructura de acero que se ubicó sobre los modelos para conectar la masa adicional (sección 4.8.2) y, de forma artificial, por medio de bloques de plomo (con peso aproximado igual a 0.47 kN, 48 kgf) anclados a la viga de carga.

A causa del peso propio del dispositivo de aplicación de masa (viga de carga, rótulas y puntal de conexión) se produce una distribución triangular de esfuerzos axiales en los modelos. Por lo tanto, para generar distribución de esfuerzos axiales uniforme a lo largo de la sección transversal de los muros, la fuerza axial artificial se ubicó de tal manera de originar una distribución triangular, inversa a la generada por el dispositivo de aplicación de masa. Así se logró alcanzar el esfuerzo axial promedio deseado (0.25 MPa, 2.5 kgf/cm²). Para los modelos con aberturas se mantuvo el esfuerzo axial sólo en los dos segmentos de muro ubicados en los lados de la puerta. La ubicación de los bloques en los muros cuadrados y con aberturas se muestra en las Figuras 4-15 y 4-16, respectivamente. La configuración (ubicación y cantidad) de los bloques necesaria para generar una trayectoria de esfuerzos axiales lo más uniforme posible en el muro se determinó de forma iterativa por medio de modelos elásticos de elementos finitos elaborados con el programa SAP2000 V10.01 (Computers and Structures, 2005). Estos modelos se realizaron utilizando la geometría nominal de los modelos, el peso y la geometría del dispositivo de aplicación de masa y, la configuración de los bloques.

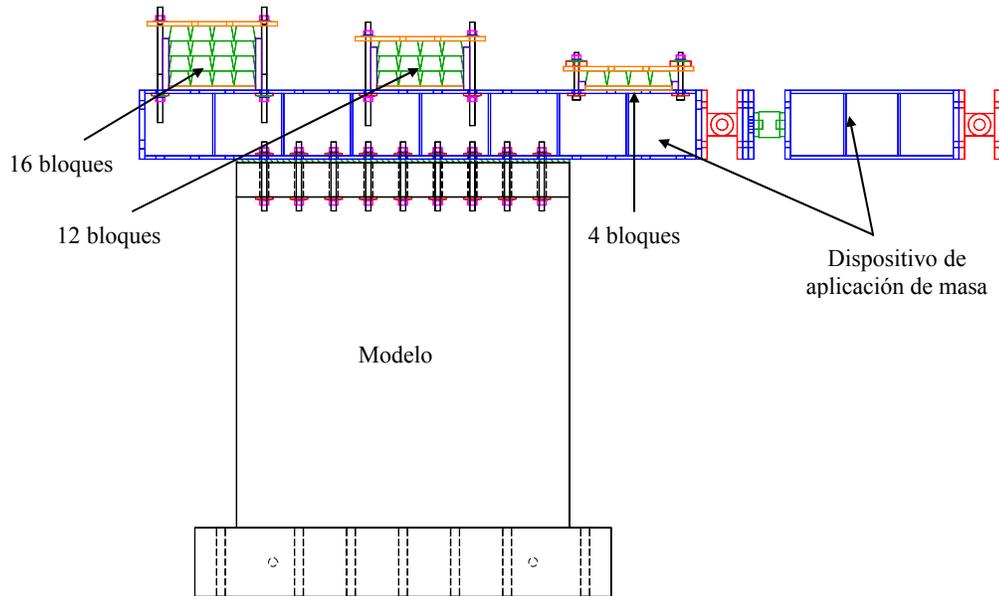


Figura 4-15. Sistema de aplicación de fuerza axial en los muros cuadrados

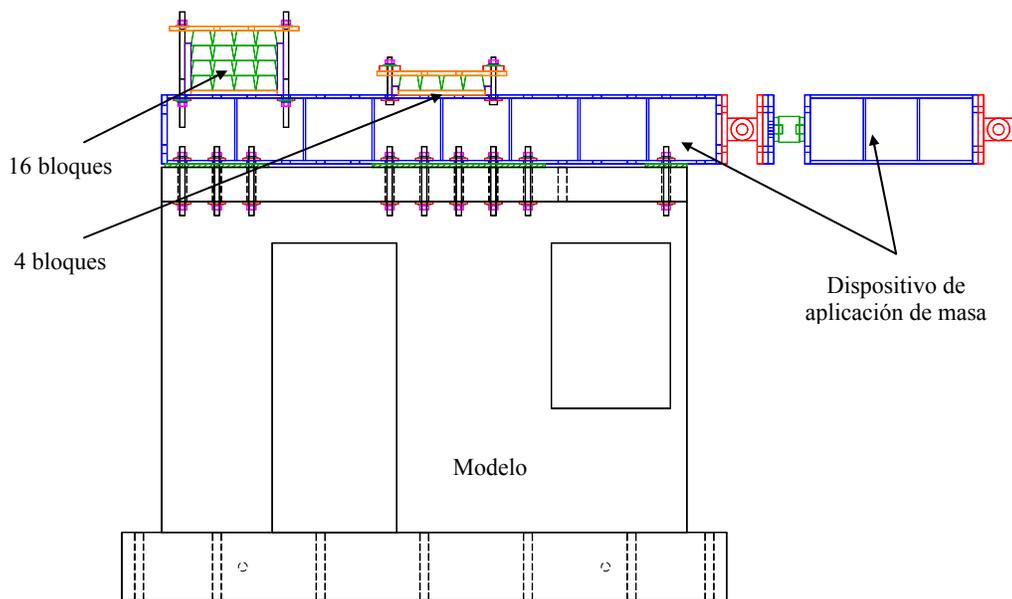


Figura 4-16. Sistema de aplicación de fuerza axial en los muros con aberturas

4.6.4 Características dinámicas de los modelos

Como se indicó en la sección 4.3.2, para comparar objetivamente la respuesta medida en los ensayos con la respuesta real del prototipo, los especímenes de ensayo se diseñaron para representar el comportamiento de los muros ubicados en el primer nivel de una vivienda de uso residencial. Por consiguiente, fue necesario que los especímenes conservaran las características dinámicas que tendrían al hacer parte del prototipo. De acuerdo con los resultados de la modelación analítica elástica realizada con las metodologías de la columna ancha y de elementos finitos y, los resultados de las pruebas de vibración ambiental (Capítulo 3), el periodo fundamental representativo para esta tipo de estructuras es aproximadamente 0.12 s (≈ 8 Hz). Por lo tanto, teniendo en cuenta el factor de escala para el periodo ($S_T = 1.25$), los muros aislados de concreto se diseñaron para que, de acuerdo con su rigidez inicial y su masa, su periodo fundamental al inicio de los ensayos fuera aproximadamente igual a 0.10 s (10 Hz).

4.6.5 Masa adicional sobre los modelos

A partir del periodo fundamental de los muros aislados se calculó la masa necesaria (m) para mantener las propiedades dinámicas (Tabla 4-11). En el diseño se supuso que el muro se comporta dinámicamente como un sistema de un grado de libertad, teniendo en cuenta la rigidez inicial probable (K_e' , calculada con el método de elementos finitos), las propiedades mecánicas del concreto (peso normal y peso ligero) a edad de 28 días y, la masa necesaria para alcanzar un periodo fundamental igual a 0.10 s (T_e). Para el cálculo de K_e' , se incluyó el agrietamiento inicial de los modelos suponiendo el 75% de la inercia bruta y el 75% del área de cortante de las secciones ($0.75I_g$ y $0.75A_c$). Dichos valores fueron superiores a los utilizados en la modelación analítica de viviendas reales ($0.5I_g$ y $0.5A_c$, Capítulo 3), ya que el agrietamiento inicial de contracción fue acelerado por la restricción que produjo la concentración del refuerzo longitudinal en los bordes de los especímenes, el cual se dispuso para prevenir falla por flexión y así obligar a la falla por cortante. El peso dinámico ($W_d = m \times g$) necesario para mantener el periodo fundamental del muro aislado se calculó de acuerdo con la Ec. 4-11.

$$W_d = \frac{K_e' T_e^2}{4\pi^2} g \quad (4-11)$$

Tabla 4-11. Diseño de ensayos dinámicos de los modelos (escala 1:1.25)

Muro	K_e' kN/mm	W_m kN	W_l kN	W_d kN	W_a kN
MCN50mD	95.9	7.3	5.4	238.2	229.1
MCN100D	95.9	7.3	5.4	238.2	229.1
MCL50mD	78.3	5.9	4.5	194.6	187.0
MCL100D	78.3	5.9	4.5	194.6	187.0
MVN50mD	87.8	7.8	8.7	218.3	205.6
MVN100D	87.8	7.8	8.7	218.3	205.6
Max				238.2	229.1

Teniendo en cuenta que el espécimen se consideró como un sistema de un grado de libertad, el peso externo adicionado al modelo, W_a , se calculó como:

$$W_a = W_d - \frac{W_m}{2} - W_l \quad (4-12)$$

donde W_m es el peso del modelo y W_l es el peso de la losa superior ubicada sobre el modelo. Por lo tanto, el peso máximo (masa \times gravedad) que se debería adicionar a los modelos fue igual a 229.1 kN (23.4 tf). De

igual manera que en los modelos (escalados) de los muros, se calculó tanto la masa necesaria para mantener las propiedades dinámicas de los muros prototipo (escala 1:1). Como se observa en la Tabla 4-12, al ensayar los muros aislados en su escala real (prototipos), se tendría que aumentar considerablemente la masa adicional para alcanzar las propiedades dinámicas requeridas en los modelos (451.5 kN en escala 1:1 y 229.1 kN en escala 1:1.25). Esta fue una de las razones principales para disminuir (moderadamente) la escala de ensayo de los modelos, ya que se dificultaría adicionar tal cantidad de masa a los especímenes. También se observa en las Tablas 4-11 y 4-12, que al cumplir con el factor de escala para el periodo estructural ($S_T = 1.25$), automáticamente queda determinado el factor de escala para cumplir con los requerimientos de masa ($S_M = S_L^3 = 1.95 \approx 465.2 \text{ kN} / 238.2 \text{ kN}$).

Tabla 4-12. Diseño de ensayos dinámicos de los prototipos (escala 1:1)

Muro	K_e' kN/mm	W_m kN	W_l kN	W_d kN	W_a kN
MCN50mD	119.8	13.9	6.8	465.2	451.5
MCN100D	119.8	13.9	6.8	465.2	451.5
MCL50mD	97.9	11.2	5.7	380.1	368.5
MCL100D	97.9	11.2	5.7	380.1	368.5
MVN50mD	109.8	16.1	11.0	426.4	407.5
MVN100D	109.8	16.1	11.0	426.4	407.5
Max				465.2	451.5

Para el diseño del dispositivo de ensayo y de la instrumentación se llevó a cabo un análisis de sensibilidad del peso adicional probable para la ejecución adecuada de los ensayos. Este análisis se realizó en la etapa de diseño preliminar y a los 28 días de la construcción de los modelos. Para el primer análisis se utilizaron las características nominales (propiedades mecánicas de los materiales y geometría) y, rigidez equivalente al 50% y al 150% de la rigidez inicial nominal ($0.5 K'$ y $1.5 K'$). El segundo análisis se realizó utilizando las propiedades mecánicas del concreto a los 28 días y la geometría real de los modelos. Teniendo en cuenta que para el momento de la realización de los ensayos en mesa vibradora, la variación de las propiedades mecánicas del concreto, respecto a las propiedades a los 28 días, sería relativamente baja, el segundo análisis se efectuó para rigidez equivalente al 90% y al 110% de la rigidez inicial probable ($0.9 K_e'$ y $1.1 K_e'$). Como se muestra en la Tabla 4-13, el segundo análisis de sensibilidad indicó que el peso dinámico adicional podría variar aproximadamente entre 205 y 253 kN (20.9 y 25.8 tf). Los pesos dinámicos utilizados en los ensayos fueron cercanos al intervalo anterior (Tabla 5-1).

Tabla 4-13. Análisis de sensibilidad del peso adicional

Muro	K_e' (kN/mm)			W_a (kN)		
	$0.9 K_e'$	$1.0 K_e'$	$1.1 K_e'$	$0.9 K_e'$	$1.0 K_e'$	$1.1 K_e'$
MCN50mD	86.3	95.9	105.4	205.3	229.1	252.9
MCN100D	86.3	95.9	105.4	205.3	229.1	252.9
MCL50mD	70.5	78.3	86.1	167.6	187.0	206.5
MCL100D	70.5	78.3	86.1	167.6	187.0	206.5
MVN50mD	79.1	87.8	96.6	183.8	205.6	227.4
MVN100D	79.1	87.8	96.6	183.8	205.6	227.4
Max				205.3	229.1	252.9

4.6.6 Implicaciones en prototipos

Para el caso de modelos ensayados en mesa vibradora, el comportamiento dinámico requiere que la distribución de masas en el modelo sea similar a la del prototipo. Una manera de determinar la validez de los modelos como representativos de prototipos reales es mediante la relación de masas. Dicha relación se refiere al cociente entre la masa concentrada ($m_{(c)}$) y la masa distribuida ($m_{(d)}$). Por lo tanto, la relación de masas para el prototipo (R_P) y para los modelos (R_M) se definen como:

$$R_P = \frac{m_{P(c)}}{m_{P(d)}} \quad (4-13)$$

$$R_M = \frac{m_{M(c)}}{m_{M(d)}} \quad (4-14)$$

Si las relaciones de masa del modelo y del prototipo no son similares, entonces, para extrapolar la respuesta al prototipo se debe modificar el factor de similitud de la aceleración; es decir, el obtenido a partir de considerar relaciones iguales de masa (Alcocer *et al.*, 1997a). En la Tabla 4-14 se muestran las relaciones de masa para el prototipo de vivienda de dos niveles y en la Tabla 4-15 se muestran estas relaciones en cada uno de los modelos. Debido a que en los modelos que se ensayaron en la mesa vibradora se buscó representar el comportamiento de un muro aislado, la relación de masas del prototipo corresponde a aquella de los muros del primer nivel, pues son los que resisten la mayor parte de la fuerza cortante y, por lo tanto, los más solicitados ante un evento sísmico. El cálculo de la masa del prototipo de dos niveles (muros, losa, etc.) se realizó en el Capítulo 3 utilizando las características geométricas de la vivienda prototipo (tridimensional). Adicionalmente, para estimar el peso de acabados, los incrementos del peso de la losa y la carga viva instantánea que se debe incluir en el análisis dinámico, se tuvieron en cuenta las recomendaciones estipuladas en la NTC-Cr (2004).

Tabla 4-14. Relaciones de masa en el prototipo de dos niveles

Masa $\times g$ (kN)	Nivel uno	Nivel dos
Masa concentrada:	440.4	316.8
Muros	227.6	113.8
Losa	116.7	116.7
Acabados losa	32.4	32.4
Incremento peso losa	19.6	19.6
Carga viva instantánea	44.1	34.3
Masa distribuida:		
Muros ⁽¹⁾	76.8	76.8
Relación de masas (R_P)	5.7	4.1

Nota: ⁽¹⁾ Corresponde al peso de los muros ubicados en la dirección del periodo fundamental.

Tabla 4-15. Relaciones de masa en los modelos

Modelo	Masa concentrada $\times g$ (kN) ($m_{M(c)}$) ⁽¹⁾	Masa distribuida $\times g$ (kN) ($m_{M(d)}$) ⁽²⁾	Relación de masas $R_M = (m_{M(c)})/(m_{M(d)})$
MCN50mD	243.4	7.3	33.3
MCN100D	243.4	7.3	33.3
MCL50mD	208.1	5.9	35.3
MCL100D	208.1	5.9	35.3
MVN50mD	184.0	7.8	23.6
MVN100D	184.0	7.8	23.6

Notas: ⁽¹⁾ Peso dinámico real (W_d), ⁽²⁾ Peso real de los modelos (Tabla 5-1).

Como se observa en las Tablas 4-14 y 4-15, las relaciones de masa del prototipo (muros del primer nivel) y de los modelos, son distintas. Por lo tanto, se debe tomar en cuenta esta variación al extrapolar los resultados de los modelos a los prototipos (Alcocer *et al.*, 1997a). A continuación se determina el factor de escala considerando las relaciones de masa en el cálculo de la aceleración en el prototipo. A partir del modelo de similitud simple de la Tabla 4-3 ($S_L = 1.25$), se tiene que:

$$F_P = S_L^2 F_M = 1.56 F_M \quad (4-15)$$

Al aplicar la segunda ley de Newton ($F = m a$) para determinar la fuerza inercial que se genera en la masa concentrada del modelo ($F_{M(c)}$), se tiene que:

$$F_{P(c)} = S_L^2 F_{M(c)} = S_L^2 (m_{M(c)} a_M) \quad (4-16)$$

donde $m_{M(c)}$ es la masa concentrada de los modelos; es decir, la masa obtenida a partir del peso dinámico calculado en la Tabla 4-11. De acuerdo con la Ec. 4-14:

$$m_{M(c)} = R_M m_{M(d)} \quad (4-17)$$

donde $m_{M(d)}$ es la masa distribuida de los modelos; es decir, el peso de los muros a escala. Por lo tanto:

$$F_{P(c)} = S_L^2 (m_{M(d)} R_M a_M) \quad (4-18)$$

Teniendo en cuenta el modelo de similitud simple de la Tabla 4-3:

$$m_{M(d)} = \frac{m_{P(d)}}{S_L^3} \quad (4-19)$$

donde $m_{P(d)}$ es la masa distribuida de los prototipos de muros aislados; es decir, el peso de los muros a escala real. Al reemplazar la expresión anterior en la Ec. 4-18, se tiene que:

$$F_{P(c)} = \frac{1}{S_L} m_{P(d)} R_M a_M \quad (4-20)$$

A partir de la Ec. 4-13:

$$m_{P(d)} = \frac{m_{P(c)}}{R_P} \quad (4-21)$$

Al reemplazar la Ec. 4-21 en la Ec. 4-20:

$$F_{P(c)} = \frac{1}{S_L} \frac{R_M}{R_P} m_{P(c)} a_M \quad (4-22)$$

y por lo tanto:

$$a_P = \frac{F_{P(c)}}{m_{P(c)}} = \frac{1}{S_L} \frac{R_M}{R_P} a_M = S_{a(m)} a_M \quad ; \quad S_{a(m)} = \frac{1}{S_L} \frac{R_M}{R_P} \quad (4-23)$$

donde $S_{a(m)}$ es el factor de similitud de la aceleración modificado de acuerdo con las relaciones de masa en el modelo (R_M) y en el prototipo (R_P). En la Tabla 4-16 se presentan los resultados para cada uno de los modelos. Los factores de aceleración modificados se deben aplicar para extrapolar al prototipo los valores de

aceleración asociados a la respuesta del modelo (por ejemplo, los coeficientes sísmicos); es decir, no se deben aplicar en el caso de extrapolar los valores de aceleración de los registros utilizados en el ensayo (demanda).

Tabla 4-16. Factores de similitud de la aceleración modificados

Modelo	R_M	R_P	S_L	$S_{a(m)}$
MCN50mD	33.3			4.7
MCN100D	33.3			4.7
MCL50mD	35.3	5.7	1.25	5.0
MCL100D	35.3			5.0
MVN50mD	23.6			3.3
MVN100D	23.6			3.3
\bar{X}				4.3
$CV(\%)$				17.1

Notas: \bar{X} = media aritmética, CV = coeficiente de variación.

4.7 Materiales de construcción

De acuerdo con el modelo de similitud simple adoptado (sección 4.4.2.2), los modelos fueron construidos con los mismos materiales que los utilizados en los prototipos de muros aislados (ensayados bajo carga lateral cíclica reversible); es decir, no se cambiaron las propiedades del material, solamente las dimensiones del modelo. En el Apéndice B se presentan los procedimientos de ensayo para estimar las propiedades de los materiales y los parámetros estadísticos asociados a los valores obtenidos experimentalmente (desviación estándar y coeficiente de variación).

4.7.1 Concreto

Para la construcción de los modelos se utilizaron tres tipos de concreto; uno de ellos para las vigas de cimentación y los dos restantes para los muros y losas superiores. Los tres concretos utilizados fueron premezclados y proporcionados por el Grupo CEMEX. Las características especificadas de los tres tipos de concreto utilizados se muestran en la Tabla 4-17. Desafortunadamente, por disposiciones del proveedor no fue posible conocer la proporción de agregados, agua y cemento en las mezclas. En la Tabla 4-18 se presenta el resumen de las propiedades mecánicas del concreto determinadas en una fecha cercana al ensayo de los modelos. Adicionalmente, en la Tabla 4-19 se presentan las propiedades mecánicas principales del concreto utilizado en los especímenes similares ensayados bajo carga lateral cíclica (Flores *et al.*, 2007 y Sánchez, 2010). Estas propiedades también fueron determinadas en una fecha cercana al ensayo de estos especímenes.

Tabla 4-17. Características especificadas de los tipos de concreto

Característica especificada	Vigas de cimentación	Muros y losas CN ⁽¹⁾	Muros y losas CC ⁽²⁾
Tipo / Clase (NTC-C, 2004)	Peso Normal / 1	Peso Normal / 2	Peso Ligero / 2
Resistencia a la compresión, f_c' (MPa)	49.1	14.7	14.7
Tamaño máximo del agregado (mm)	10	10	10
Tipo de agregado	Andesita	Andesita	Andesita
Revenimiento especificado - medido (mm)	240 (260 ⁽³⁾)	180 (210 ⁽³⁾)	140 (145 ⁽³⁾)
Peso específico en estado endurecido, γ_{conc} (kN/m ³)	22.7 – 23.5	22.7 – 23.5	11.2 – 18.1

Notas: ⁽¹⁾ Muros con Concreto de peso Normal, ⁽²⁾ Muros con Concreto de peso Ligero, ⁽³⁾ Medido al inicio del colado.

Tabla 4-18. Resumen de propiedades mecánicas del concreto de los modelos (ensayos dinámicos)

Característica o propiedad	Modelos construidos	
	MCN50mD, MCN100D MVN50mD, MVN100D	MCL50mD MCL100D
Tipo	Normal	Ligero
Edad (días)	252	246
f_c , MPa (kgf/cm ²)	24.8 (252)	21.0 (214)
ε_0	0.0031	0.0030
E_c , MPa (kgf/cm ²)	14,760 (150,420)	9,145 (93,230)
$E_c / \sqrt{f_c}$, MPa (kgf/cm ²)	2,965 (9,470)	1,980 (6,310)
ν	0.16	0.16
f_t , MPa (kgf/cm ²)	2.09 (21.3)	1.44 (14.7)
$f_t / \sqrt{f_c}$, MPa (kgf/cm ²)	0.42 (1.3)	0.31 (1.0)
f_r , MPa (kgf/cm ²)	3.75 (38.2)	3.29 (33.5)
$f_r / \sqrt{f_c}$, MPa (kgf/cm ²)	0.75 (2.4)	0.72 (2.3)
E_c' , MPa (kgf/cm ²)	7,730 (78,790)	7,180 (73,180)
$E_c' / \sqrt{f_c}$, MPa (kgf/cm ²)	1,555 (4,970)	1,565 (5,000)
f_t / f_r	0.56	0.44
E_c' / E_c	0.52	0.78
γ_{conc} , kN/m ³ (tf/m ³)	20.3 (2.1)	16.8 (1.7)

Notas: f_c = resistencia a compresión, ε_0 = deformación unitaria en la resistencia, E_c = módulo de elasticidad, ν = relación de Poisson, f_t = resistencia a tensión (compresión diametral), f_r = resistencia a tensión por flexión (módulo ruptura), E_c' = módulo de elasticidad en flexión, γ_{conc} = peso específico en estado endurecido.

Tabla 4-19. Propiedades mecánicas del concreto utilizado en los prototipos (ensayos cuasi-estáticos)

Característica o propiedad	Modelos construidos				
	MCN50mC	MCN100C	MVN50mC MVN100C	MCL50mC	MCL100C
Tipo	Normal	Normal	Normal	Ligero	Ligero
Edad (días)	29	28	28	28	28
f_c , MPa (kgf/cm ²)	20.0 (204)	17.5 (178)	16.0 (163)	26.0 (265)	5.2 (53)
E_c , MPa (kgf/cm ²)	10,290 (104,880)	8,435 (85,960)	11,510 (117,340)	10,785 (119,940)	6,725 (68,560)
$E_c / \sqrt{f_c}$, MPa (kgf/cm ²)	2,300 (7,340)	2,015 (6,440)	2,880 (9,190)	2,115 (7,370)	2,950 (9,420)
ν	0.15	(¹)	0.14	0.14	0.17
f_t , MPa (kgf/cm ²)	2.17 (22.1)	2.00 (20.4)	1.55 (15.8)	1.76 (17.9) (¹), (²)	0.85 (8.7) (¹), (²)
$f_t / \sqrt{f_c}$, MPa (kgf/cm ²)	0.48 (1.5)	0.48 (1.5)	0.39 (1.2)	0.33 (1.1)	0.33 (1.1)
f_t / f_c	1 / 9.2	1 / 8.7	1 / 10.3	1 / 16.1	1 / 6.9
γ_{conc} , kN/m ³ (tf/m ³)	19.0 (1.9)	(¹)	18.8 (1.9)	18.3 (1.9)	15.2 (1.6)

Notas: (¹) Dato no disponible, (²) Calculada con la expresión de correlación de los concretos ligeros utilizados en las etapas 1 y 2 de la investigación.

Las Normas NTC-C (2004) caracterizan el tipo de concreto solamente en función del peso específico en estado fresco (clase 1, clase 2 – normal o clase 2 – ligero). De acuerdo con lo indicado en la Tabla F-20, los concretos aquí denominados “peso normal” y “autocompactable” se pueden catalogar como clase 2 – normal y, el concreto denominado “peso ligero” como concreto clase 2 – ligero. En lo referente a las relaciones entre las propiedades mecánicas del concreto que se recomiendan para diseño en NTC-C (2004), en la Tabla F-20 se observa que, en algunos casos, las relaciones calculadas con las propiedades mecánicas medidas fueron menores que el valor recomendado para diseño por dicho reglamento. Por lo tanto, es necesario implantar controles de calidad más estrictos en la producción del concreto para vivienda, con el propósito de garantizar

el cumplimiento de las propiedades mecánicas recomendadas para diseño; especialmente en los concretos de peso ligero.

Tabla 4-20. Propiedades mecánicas principales del concreto

	Tipo de concreto	γ_{conc} kN/m ³	$f_i / \sqrt{f_c}$ MPa	$f_r / \sqrt{f_c}$ MPa	$E_c / \sqrt{f_c}$ MPa
Modelos (ensayos dinámicos)	Normal, CN	20.3	0.42	0.75	2,965
	Ligero, CC	16.8	0.31 ⁽³⁾	0.72	1,980 ⁽³⁾
Prototipos (ensayos cuasi-estáticos)	Normal, CN ⁽¹⁾	18.9	0.45	⁽⁴⁾	2,398 ⁽³⁾
	Ligero, CC ⁽¹⁾	16.8	0.33 ⁽³⁾	⁽⁴⁾	2,532
NTC-C	Clase 2	Normal (CN, CA) = 19 – 22 ⁽²⁾ Ligero (CC) < 19 ⁽²⁾	0.38	0.44	2,500

Notas: ⁽¹⁾ Promedio de los valores indicados en la Tabla 4-19,

⁽²⁾ NTC-C especifica valores de γ_{conc} en estado fresco; los valores medidos corresponden al concreto en estado endurecido,

⁽³⁾ La constante calculada con la resistencia medida es menor que el valor especificado por NTC-C (2004),

⁽⁴⁾ Dato no disponible.

4.7.2 Acero de refuerzo

Para la construcción de los modelos se utilizaron tres tipos de refuerzo; barras corrugadas, alambón liso y malla de alambre soldado. En la Tabla 4-21 se presentan las características nominales del acero de refuerzo utilizado y su ubicación en los modelos. Las características nominales corresponden a las especificadas en la Norma NMX-C-407 (2001) para barras corrugadas y alambón liso y, en las Normas NMX-B-253 (2006) y NMX-B-290 (2006) para el alambre soldado en malla.

Tabla 4-21. Características especificadas del acero de refuerzo utilizado en los modelos

Tipo de refuerzo	Diámetro, d_b		f_y (MPa)	Alargamiento		Ubicación del refuerzo en los modelos
	mm	pulg		Longitud ⁽¹⁾	%	
Barra corrugada	15.9	5/8	412	200 mm	9	Longitudinal en los elementos de borde de muros cuadrados
	12.7	1/2	412	200 mm	9	Longitudinal en los elementos de borde de muros con aberturas, longitudinal en viga losa-muro
	9.5	3/8	412	200 mm	9	Alma de muros, losas superiores
Alambón liso	6.4	1/4	226	200 mm	9	Estribos en los elementos de borde de muro, estribos viga losa-muro
Alambre soldado en malla	4.1 ⁽²⁾	Cal. 8	491	41 mm ⁽³⁾	6	Alma de muros

Notas: ⁽¹⁾ Longitud requerida para determinar el alargamiento,

⁽²⁾ Malla 6x6-8/8 de alambres verticales y horizontales separadas 150 mm (~ 6 pulg), ambas calibre 8,

⁽³⁾ Longitud correspondiente a 10 diámetros del alambre de la malla.

Con el fin de disminuir la variación de las propiedades mecánicas del refuerzo, el refuerzo fue adquirido de un mismo lote de producción. La empresa que fabricó la malla, el alambón y las barras corrugadas fue Talleres y Aceros S.A. En las Tablas 4-22 y 4-23 se muestran las propiedades mecánicas promedio del acero de refuerzo utilizado en los modelos. En el Apéndice B se presentan ecuaciones de regresión para obtener la curva completa esfuerzo-deformación del acero empleado. Utilizando los resultados promedio de los ensayos de las probetas y las ecuaciones que definen su comportamiento, se obtuvieron las curvas esfuerzo-deformación que se muestran en la Figura 4-17.

Tabla 4-22. Propiedades mecánicas de barras corrugadas y alambón liso

Diámetro, d_b		Tipo de refuerzo	f_y ⁽¹⁾ MPa (kgf/cm ²)	ϵ_y ⁽²⁾	E_s ⁽³⁾ MPa (kgf/cm ²)	ϵ_{sh} ⁽⁴⁾	E_{sh} ⁽⁵⁾ MPa (kgf/cm ²)	f_{su} ⁽⁶⁾ MPa (kgf/cm ²)	ϵ_{su} ⁽⁷⁾	f_{su} / f_y	Alarg. ⁽⁸⁾ (%)
mm	pulg										
15.9	5/8	Barra corrugada	411 (4,190)	0.0022	183,680 (1'872,380)	0.0119	9,835 (100,240)	656 (6,690)	0.0786	1.60	12.2
12.7	1/2	Barra corrugada	425 (4,330)	0.0025	169,265 (1'725,440)	0.0071	8,170 (83,280)	677 (6,900)	0.0695	1.59	9.1
9.5	3/8	Barra corrugada	435 (4,430)	0.0022	197,115 (2'009,330)	0.0130	10,510 (107,120)	659 (6,720)	0.0730	1.52	10.1
6.4	1/4	Alambón liso	273 (2,790)	0.0019	144,940 (1'477,500)	0.0253	2,725 (27,800)	388 (3,950)	0.1426	1.42	19.2

Notas: ⁽¹⁾ Esfuerzo de fluencia, ⁽²⁾ Deformación de fluencia, ⁽³⁾ Módulo de elasticidad, ⁽⁴⁾ Deformación inicio de endurecimiento, ⁽⁵⁾ Módulo zona de endurecimiento, ⁽⁶⁾ Esfuerzo máximo, ⁽⁷⁾ Deformación esfuerzo máximo, ⁽⁸⁾ Alargamiento.

Como se observa en la Tabla 4-23, las barras corrugadas y el alambón liso cumplen con las propiedades mecánicas especificadas en las normas correspondientes. Sin embargo, el alargamiento promedio de los alambres soldados en malla (1.9%) no cumple con la especificación de la Norma NMX-B-253 (2006), donde se estipula que el alargamiento mínimo debe ser igual a 6% (Tabla 4-21). Adicionalmente, el esfuerzo último es tan sólo 1.09 veces el esfuerzo de fluencia. La baja ductilidad de estos alambres se aprecia claramente en la Figura 4-17. Teniendo en cuenta esta preocupación, Rico *et al.* (2010a, 2010b) desarrollaron un programa de investigación experimental para estudiar las propiedades mecánicas de los alambres y la soldadura utilizada en la fabricación de la malla de alambre soldado disponible en la zona metropolitana de la ciudad de México. En dicho estudio se confirmó que las mallas estudiadas no cumplen con el alargamiento mínimo especificado en la norma correspondiente vigente. En la Tabla 4-24 se presentan las principales propiedades mecánicas del acero de refuerzo de los especímenes similares ensayados bajo carga lateral cíclica (prototipos de muros aislados) (Flores *et al.*, 2007 y Sánchez, 2010).

Tabla 4-23. Propiedades mecánicas del alambre soldado en malla

Diámetro, d_b		f_y MPa (kgf/cm ²)	ϵ_y	E_s MPa (kgf/cm ²)	f_{su} MPa (kgf/cm ²)	ϵ_{su}	f_{su} / f_y	Alarg. (%)
mm	Calibre							
4.1	8	630 (6,420)	0.0036	242,320 (2'470,140)	687 (7,000)	0.0082	1.09	1.9

Tabla 4-24. Propiedades mecánicas del acero utilizado en los prototipos (ensayos cuasi-estáticos)

Diámetro, d_b		Tipo de refuerzo	f_y MPa	ϵ_y	E_s MPa	ϵ_{sh}	E_{sh} MPa	f_{su} MPa	ϵ_{su}	f_{su} / f_y	Alarg. (%)
mm	pulg										
19.1	3/4	Barra corrugada	430 ⁽¹⁾ 443 ⁽²⁾	0.0021 ⁽¹⁾ 0.0024 ⁽²⁾	⁽³⁾ 185,735 ⁽²⁾	0.0110 ⁽¹⁾ 0.0093 ⁽²⁾	⁽³⁾ 9,850 ⁽²⁾	685 ⁽¹⁾ 709 ⁽²⁾	⁽³⁾ 0.0827 ⁽²⁾	1.60 ⁽¹⁾ 1.60 ⁽²⁾	16.0 ⁽¹⁾ 12.7 ⁽²⁾
15.9	5/8	Barra corrugada	456	0.0024	191,245	0.0094	9,480	721	0.0732	1.58	15.8
9.5	3/8	Barra corrugada	447	0.0022	⁽³⁾	0.0200	⁽³⁾	672	⁽³⁾	1.51	11.0
4.8	Cal. 6	Alambre soldado	605	0.0035	261,155	---	---	700	0.0162	1.16	1.4

Notas: ⁽¹⁾ Para el espécimen MCN100C(10), ⁽²⁾ Para los demás especímenes, ⁽³⁾ Dato no disponible.

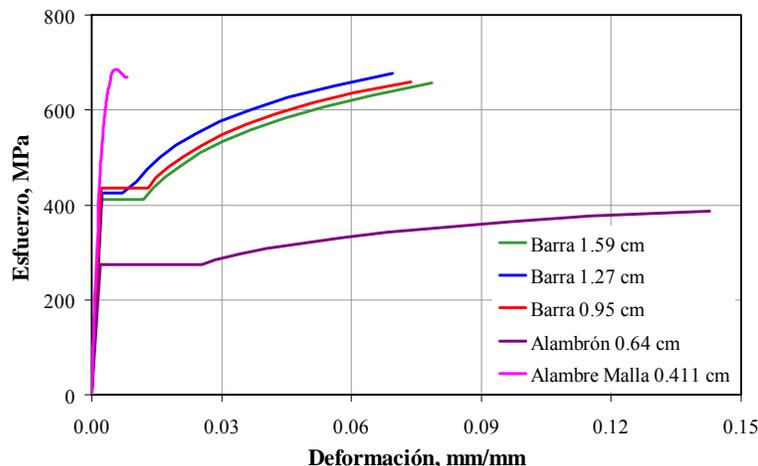


Figura 4-17. Curvas esfuerzo–deformación del acero utilizado en los modelos

4.8 Dispositivo de ensayo

En el campo de investigación de la ingeniería sísmica, las mesas vibratoras son una herramienta valiosa para la evaluación del comportamiento de componentes y sistemas estructurales y no estructurales ante solicitaciones dinámicas. Sin embargo, debido principalmente a limitaciones económicas, el tamaño de la mayoría de las mesas vibratoras es reducido en comparación con las estructuras reales. Por consiguiente, es necesario recurrir a simplificaciones tales como el escalamiento de los modelos o el ensayo de las partes más representativas de una estructura. Si se utilizan modelos a escala reducida, el espécimen debe cumplir con las leyes de similitud y, por lo tanto, es necesario escalar las dimensiones y/o las propiedades mecánicas de los materiales. Cuando se escalan las dimensiones y se mantienen las mismas propiedades de los materiales, normalmente se requiere masa adicional. Adicionalmente, no es extraño que en algunos casos (como en esta investigación) se requiera una cantidad de masa apreciable para que el periodo de vibración del modelo sea similar al periodo de la estructura prototipo o en el caso de ensayos donde es necesario llevar a los modelos hasta la capacidad última de los mismos.

La masa adicional tiene sus propias desventajas ya que se aumenta significativamente el peso sobre la plataforma de la mesa y, por lo tanto, se hace más complejo y difícil el control de los movimientos. La necesidad de incluir masa adicional durante los ensayos ha motivado el desarrollo de dispositivos diseñados y construidos especialmente para este propósito. Cuando dichos dispositivos se construyen o colocan sobre la plataforma, sus limitaciones principales están relacionadas con los ruidos y las señales adicionales introducidas al espécimen, las cuales llegan a ser parte de la respuesta misma del espécimen. Por estas razones es deseable tener una configuración de ensayo en la cual la masa adicional se localice fuera del simulador (Bairrao y Vaz, 2000). De esta manera se puede utilizar la capacidad total de la mesa vibradora sólo para el espécimen y, al mismo tiempo, se disminuye considerablemente el riesgo asociado con colocar la masa directamente sobre el modelo. A continuación se describen algunas técnicas de ensayo diseñadas para este propósito, así como la técnica de ensayo adoptada para llevar a cabo los ensayos en esta investigación.

4.8.1 Técnicas de ensayo utilizadas en otras investigaciones

Cuando se utilizan mesas vibratoras de tamaño mediano y dispositivos externos para transmitir la fuerza inercial, la masa adicional se coloca en una estructura de soporte adyacente a la plataforma de la mesa vibradora y se conecta al extremo superior del espécimen utilizando una conexión articulada. Algunos de los sistemas de masa inercial que se han utilizado para este propósito se describen a continuación.

4.8.1.1 Sistemas de deslizamiento lineal

En este caso, la estructura donde se almacena la masa adicional se desliza horizontalmente en una estructura de soporte fija localizada fuera de la mesa vibradora. El método requiere una superficie de deslizamiento con baja fricción entre las estructuras de almacenamiento y de soporte. En estudios previos se han utilizado dos tipos de apoyos de deslizamiento: almohadillas de teflón y rodillos. Las desventajas principales asociadas con tales esquemas son: a) alta fricción de los apoyos deslizables y, b) necesidad de un mecanismo adicional de restricción fuera del plano cuando la conexión articulada entre el espécimen y el dispositivo de masa inercial permite rotaciones en todas las direcciones o cuando los apoyos de deslizamiento permiten movimiento transversal.

a) *Almohadillas de teflón:* en este sistema, la estructura que almacena la masa adicional se apoya sobre almohadillas de teflón cubiertas con lubricante para reducir la fricción (esquema A en Figura 4-18). Sin embargo, durante los ensayos reportados por Pinho (2000) y Elnashai *et al.* (2000), el nivel de fricción fue alto, alcanzando valores cercanos a 8.5% y, por lo tanto, se introdujo amortiguamiento apreciable a la respuesta de los especímenes. Adicionalmente, este tipo de sistema de deslizamiento provocó que se registraran vibraciones de baja frecuencia que no estaban presentes en el registro de entrada ni fueron generadas por la respuesta de los especímenes. La degradación del material (teflón) fue probablemente la causa principal que provocó los altos valores medidos del coeficiente de fricción dinámico. La desventaja principal asociada con dicho amortiguamiento adicional es la reducción de la demanda sísmica sobre los modelos debido al bajo factor de amplificación dinámico. Asimismo, el periodo natural de vibración de los modelos antes y después de la aplicación de cada registro no se puede estimar utilizando la prueba de impacto con martillo (o métodos similares), ya que la demanda de desplazamiento impuesto sobre los modelos se amortigua a cero casi instantáneamente. Debido a los altos valores de fricción observados entre las almohadillas de teflón y la masa adicional, Pinho (2000) supuso un factor de amplificación dinámico igual a 1.8 durante la modelación analítica de dichos especímenes, el cual está asociado con un factor de amortiguamiento viscoso equivalente cercano al 10%. Además, teniendo en cuenta que las almohadillas de teflón permiten el movimiento transversal, fue ineludible implantar un sistema de restricción fuera del plano.

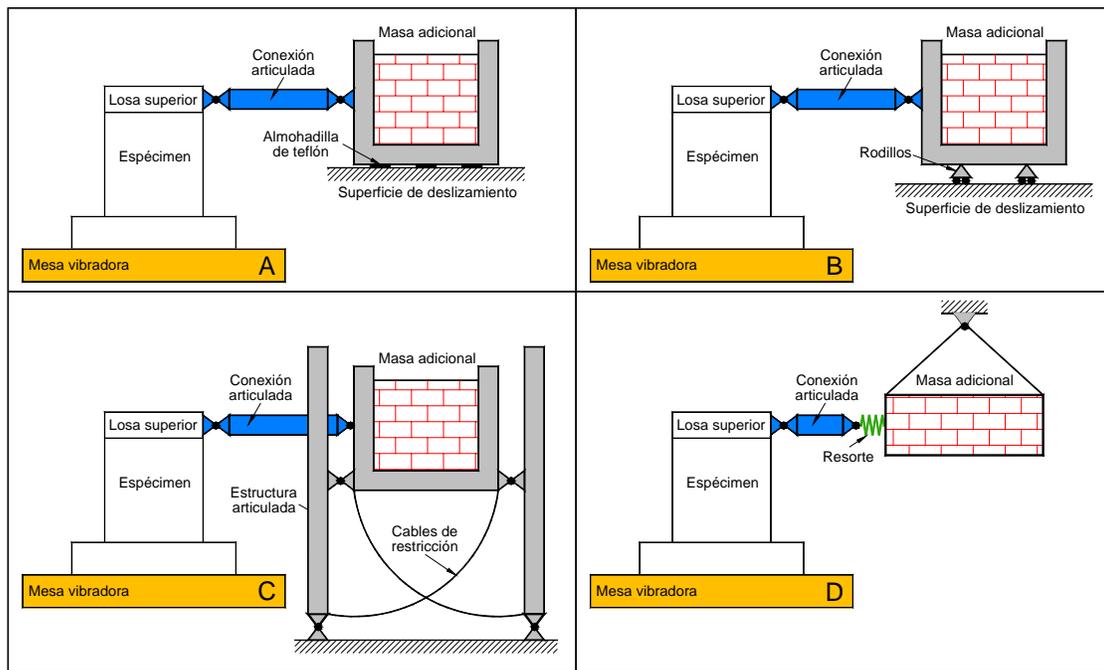


Figura 4-18. Dispositivos comunes de masa inercial

b) *Rodillos*: en este caso, la estructura que almacena la masa adicional se apoya sobre carros con rodillos de acero (esquema B en Figura 4-18). Este método ha sido reportado por Bachmann *et al.* (1998) y por Lestuzzi y Bachmann (2007). En dichos programas de investigación se colocaron marcos adicionales a un lado de la plataforma de la mesa para guiar lateralmente los especímenes a nivel de la losa y, al mismo tiempo, restringir el movimiento fuera del plano. Para esto se utilizaron dos vigas de acero apoyadas en voladizo sobre los marcos laterales. Con el propósito de disminuir la fricción entre la losa superior de los especímenes y las guías de acero, se adhirieron capas de teflón a las vigas de acero. Utilizando los resultados experimentales reportados por Lestuzzi y Bachmann (2007), Chuang *et al.* (2005) modelaron la respuesta de la masa adicional y los carros con rodillos, a partir de un material de acero con factor de amortiguamiento adicional igual a 10%. Sin embargo, la comparación entre los resultados numéricos y experimentales sugirió que el amortiguamiento presente en el experimento fue mayor que aquél supuesto y, por lo tanto, Chuang *et al.* (2005) concluyeron que el amortiguamiento adicionado por el dispositivo a la respuesta del modelo fue probablemente mayor que el 10%. Asimismo, Lestuzzi y Bachmann (2007) utilizaron el cociente entre la energía disipada por fricción y la energía total de entrada como un parámetro clave para medir la efectividad del dispositivo. La porción de la energía disipada por fricción se generó principalmente en el dispositivo de carros con rodillos. Durante los ensayos con registros sísmicos, el valor medio de la energía disipada por fricción en el dispositivo correspondió al 24% de la energía total de entrada. Los valores más altos (cerca del 50%) se observaron para sismos de baja intensidad.

4.8.1.2 *Sistemas rotacionales*

En el programa experimental reportado por Laplace *et al.* (1999) se utilizó el sistema rotacional ilustrado en el esquema C de la Figura 4-18. El sistema consiste en una estructura articulada que logra su estabilidad a partir del espécimen. Para aplicar la carga axial se utilizaron cables sujetos a una viga de acero que se colocó en el extremo superior del espécimen. Al momento de la falla del modelo, el dispositivo se traslada hasta que se alcanza el desplazamiento límite de los cables de restricción. Al utilizar este dispositivo se restringen los desplazamientos fuera del plano y, por lo tanto, no se requieren dispositivos adicionales para este propósito. Sin embargo, el dispositivo tiene un impacto sobre la carga y la rigidez total del sistema (especímen–dispositivo) debido al efecto P–delta. Dicho efecto se define como una fuerza lateral equivalente originada por el momento de volteo igual a la fuerza vertical multiplicada por la distorsión lateral. En dicho esquema existen dos componentes que contribuyen al efecto P–delta. El mayor efecto se causó por el momento de volteo generado por la ubicación del dispositivo sobre el piso del laboratorio, respecto a la plataforma de la mesa vibradora. El segundo efecto se produce cuando se utiliza el sistema de carga axial descrito anteriormente. Dicho efecto es más difícil de calcular, debido al movimiento de la línea de acción de la fuerza axial cerca de la base del espécimen. Adicionalmente, cuando se utiliza este dispositivo, no es fácil estimar e incluir en las ecuaciones la fricción que se genera en los ocho puntos de la estructura articulada.

4.8.1.3 *Sistemas tipo péndulo*

Los atributos principales de este sistema están relacionados con la suspensión (“colgar”) de la masa adicional fuera de la mesa vibradora (esquema D en Figura 4-18). En este caso, se necesitan dispositivos adicionales para prevenir los desplazamientos fuera del plano. Si se instala un resorte entre la conexión articulada y la masa adicional de todos los dispositivos que se muestran en la Figura 4-18, teóricamente es posible reproducir el periodo natural de vibración de la otra parte de la estructura de donde se extrajo el espécimen de ensayo. Por ejemplo, cuando un elemento estructural extraído de una estructura tipo edificio (muro, columna o marco plano) es utilizado como espécimen de ensayo, las propiedades del resorte se establecen para igualar el periodo natural del dispositivo con el periodo fundamental del edificio en estudio. Sin embargo, el resorte se comporta elásticamente y, por lo tanto, sólo se aplica a la parte superior del edificio que permanece aproximadamente en el intervalo elástico. De acuerdo con la revisión de la literatura disponible, este concepto sólo ha sido aplicado utilizando el esquema D de la Figura 4-18 (Yamada *et al.*, 2002). Es importante resaltar que cuando se utilizan los esquemas C y D, la rotación de la masa adicional generará fuerzas verticales adicionales en el extremo superior del espécimen, originadas por la inclinación de la conexión articulada durante el movimiento. El efecto es mayor a medida que se incrementan los desplazamientos en el modelo.

4.8.2 Técnica de ensayo utilizada

4.8.2.1 Descripción

Como se muestra en la Tabla 4-11, el máximo peso dinámico (masa \times gravedad) que se debería adicionar en los modelos fue aproximadamente igual a 229.3 kN (23.4 tf). Para soportar este peso adicional se planeó un sistema mejorado de carga inercial que se desliza horizontalmente en una estructura de soporte fija localizada fuera de la mesa vibradora. Sus componentes principales se muestran en la Figura 4-19. Los bloques de masa adicional se almacenaron en un cajón de acero que se apoya sobre un sistema guía de movimiento lineal (SGML) con muy baja fricción. El dispositivo se diseñó para un peso total inercial igual a 245.3 kN (25.0 tf), de los cuales 196.2 kN (20 tf) representan la masa adicional y 49.1 kN (5.0 tf) corresponden al peso de los componentes auxiliares (viga de carga, rotulas, viga de conexión, celda de carga y cajón). Para disminuir el volumen de la masa en el cajón se utilizaron bloques de plomo cuyo peso específico es igual a 112 kN/m^3 (11.4 tf/m^3); es decir, aproximadamente 1.5 veces más denso que el acero (76 kN/m^3) y 5.0 veces más denso que el concreto reforzado (24 kN/m^3). Bloques de las mismas características también fueron colocados sobre la viga de carga para proporcionar el esfuerzo vertical sobre los modelos (su masa también se incluyó en el cálculo de la masa adicional).

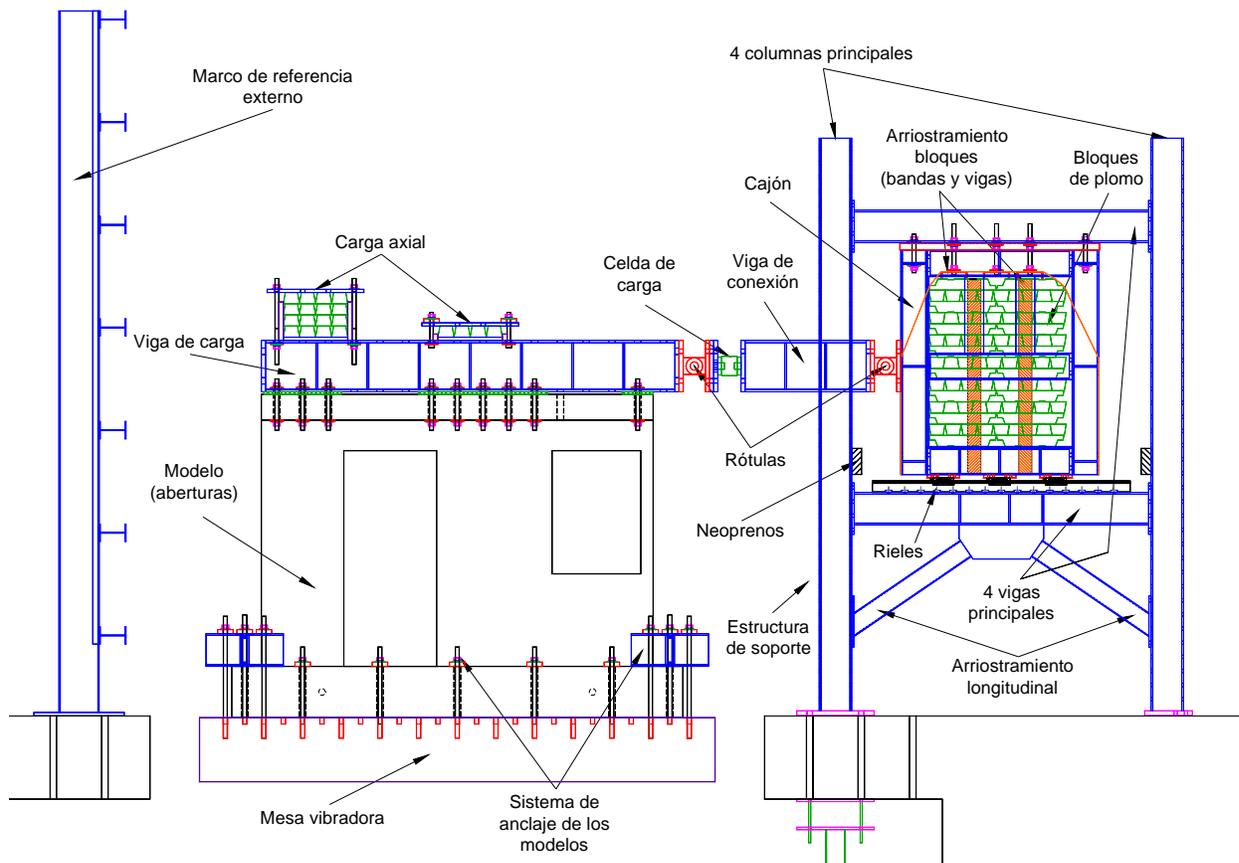


Figura 4-19. Dispositivo para el ensayo de los modelos

La estructura de soporte corresponde a un marco arriestrado construido con perfiles de acero y está formado por cuatro columnas de sección "I" (W10-8-39), ocho vigas de sección "I" (W10-8-39) y cuatro riostras longitudinales de sección tubular cuadrada (H6-6-1/4). La masa adicional se almacenó en un cajón de acero formado por perfiles de acero de sección "I" (W8-8-35). La conexión entre el cajón de almacenamiento y el espécimen consiste en una viga de conexión articulada en sus extremos (rótulas con giro libre en el plano) y una viga de carga sujeta al extremo superior del espécimen. Estas dos vigas son de acero con sección "I" de 400 mm de base y altura, armadas con placas de 19.1 mm (3/4") en los patines y, de 12.7 mm (1/2") en el

alma. Para medir la fuerza parcial que actúa sobre el espécimen durante el ensayo, se ubicó una celda de carga entre las vigas de conexión y de carga. Con el objeto de restringir el movimiento de los bloques durante las pruebas, se utilizó un sistema de arriostamiento formado por ocho bandas con capacidad igual a 29.4 kN (3 tf) cada una y, tres vigas de acero de sección “C” (C8-2.25-11.5). Para disminuir el amortiguamiento adicionado a la respuesta de los especímenes y, al mismo tiempo eliminar las señales fuera de fase (ruidos), el sistema de carga inercial requiere un sistema de deslizamiento con muy baja fricción entre el cajón de la masa y la estructura de soporte (vigas principales). De acuerdo con los valores altos de fricción reportados (sección 4.8.1.1), es evidente que los mecanismos de deslizamiento basados en almohadillas de teflón o carros con rodillos no son una solución adecuada para ensayos dinámicos. En esta investigación se estudiaron varias opciones para el sistema de deslizamiento de la masa adicional; a continuación se describe la solución que fue implantada.

Con el propósito de asegurar un coeficiente de fricción cercano a cero, se utilizó un sistema guía de movimiento lineal (SGML) formado básicamente por dos componentes: un riel de acero maquinado con alta precisión y un carro de deslizamiento (Figura 4-20). Para que el carro se deslice por el riel, balines de acero de alta precisión ruedan dentro de cuatro filas de dos canales de conducción que están dentro de un carro de movimiento lineal. El riel tiene una sección con rigidez alta a la flexión y capacidad adecuada de ajuste. Los canales de conducción están alineados a 45° en relación del uno con el otro y, por lo tanto, cada tren de balines soporta una proporción igual de carga en las cuatro direcciones: radial, radial-reversible y dos direcciones laterales. La chapa inferior previene que ingresen partículas (polvo) al carro desde la parte inferior. El dispositivo fue fabricado por la compañía japonesa THK (2007). De acuerdo con los parámetros de diseño del programa experimental (cantidad de masa y valores máximos esperados de aceleración, velocidad y desplazamiento), durante los ensayos se utilizaron dos rieles y seis carros de deslizamiento (tres en cada riel) de referencias JR55 y JR55A1SS, respectivamente. Según las especificaciones del fabricante, el coeficiente de fricción máximo de este sistema es igual a 0.5%, el cual es considerablemente menor que el coeficiente de fricción reportado en estudios donde se ha utilizado un dispositivo con propósitos similares. A partir de los manuales del fabricante, la capacidad de carga estática y dinámica de cada carro es igual a 137.3 kN (14.0 tf) y 88.3 kN (9.0 tf), respectivamente y, por lo tanto, la capacidad teórica de carga estática y dinámica del sistema (6 carros) es igual a 824.0 kN (84.0 tf) y 529.7 kN (54.0 tf), respectivamente. Para verificar el diseño y el funcionamiento del dispositivo se modeló analíticamente la respuesta utilizando los registros sísmicos y las características de los modelos (Apéndice C). A partir de los resultados medidos durante los ensayos, en el Capítulo 5 se valida el efecto casi irrelevante del dispositivo sobre la respuesta de los especímenes.

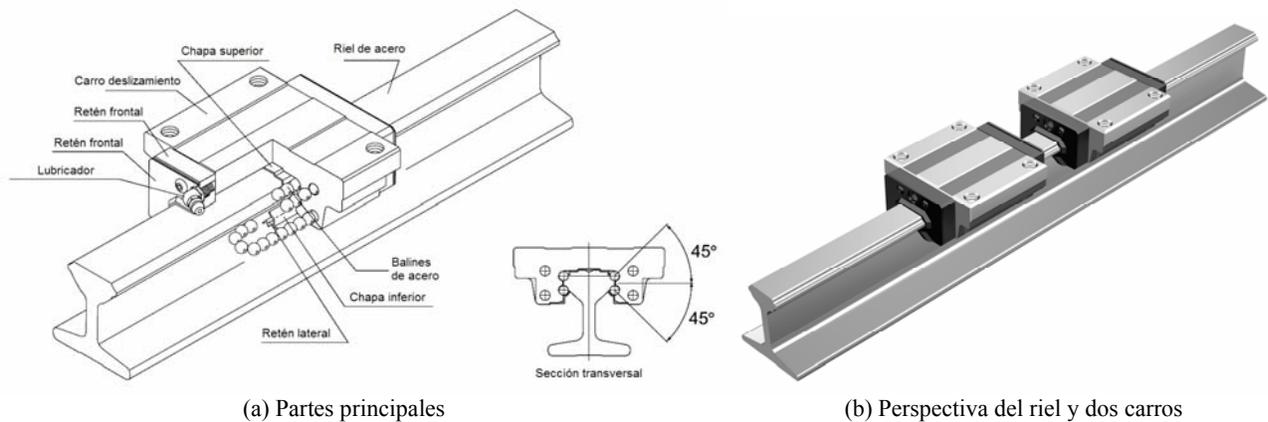


Figura 4-20. Sistema de deslizamiento de la masa adicional

4.8.2.2 Principales ventajas y desventajas

Las ventajas principales del dispositivo de masa inercial aquí diseñado son las siguientes: a) se puede utilizar la capacidad total de la mesa vibradora sólo para el ensayo del espécimen, b) se garantiza la seguridad del personal y el equipo al momento de la falla del espécimen, c) no se requieren estructuras auxiliares para

soportar la masa dentro de la plataforma de la mesa vibradora, d) no se modifica el factor de amplificación dinámico del espécimen durante el ensayo, e) se disminuyen significativamente los ruidos en las señales adquiridas, f) se reducen los momentos de volteo y, por lo tanto, se tiene un mejor control del simulador, g) debido a su diseño flexible de conexión, los tiempos para el montaje y desmontaje de los modelos se disminuyen significativamente y, h) la rótulas, con capacidad de giro libre sólo en el plano de movimiento, reducen los desplazamientos fuera del plano. La desventaja principal de los dispositivos externos, incluyendo el aquí diseñado, está asociada con las bajas fuerzas axiales que se pueden aplicar al espécimen. Sin embargo, para resolver este inconveniente se pueden colocar pequeños pesos sobre el extremo superior del espécimen o utilizar barras externas de pos-tensionamiento. Como se mencionó en la sección anterior, en esta investigación se utilizaron bloques de plomo sujetos a la viga para aplicar la carga vertical (Figura 4-19).

4.8.2.3 Dispositivo auxiliar de restricción fuera del plano

Como se mencionó en la sección anterior, las rótulas que tienen capacidad de giro libre sólo en el plano de movimiento, reducen significativamente los desplazamientos fuera del plano. Sin embargo, para impedir que los modelos experimentaran algún desplazamiento perpendicular al movimiento del ensayo y, de esta manera, estudiar el comportamiento sólo en el plano de los muros, se ideó un sistema de arriostramiento transversal que al mismo tiempo permitió el desplazamiento libre longitudinal y vertical de los modelos. Para ello, se utilizó un sistema construido con perfiles de acero y formado por: a) dos columnas de sección “I” (W14-8-53) conectadas en el extremo superior por medio de una placa, b) una placa conectada a una de las columnas y con un agujero alargado en un extremo y, c) una placa atornillada a la viga de carga y con un tornillo libre (de 1.25 pulg de diámetro) en un extremo (Figura 4-21). Con el objeto de disminuir la vibración del sistema en el momento de los ensayos, se utilizaron dos columnas conectadas entre sí. Durante las pruebas, el tornillo que se desplaza junto con los modelos, tiene permitido libre de desplazamiento longitudinal y vertical, pero tiene restringido el desplazamiento transversal. Este sistema permite que los modelos se desplacen hasta 150 mm en la dirección longitudinal y 30 mm en la vertical y, al mismo tiempo, asegura que la restricción de desplazamiento fuera del plano no genere restricción al desplazamiento en el plano del muro.

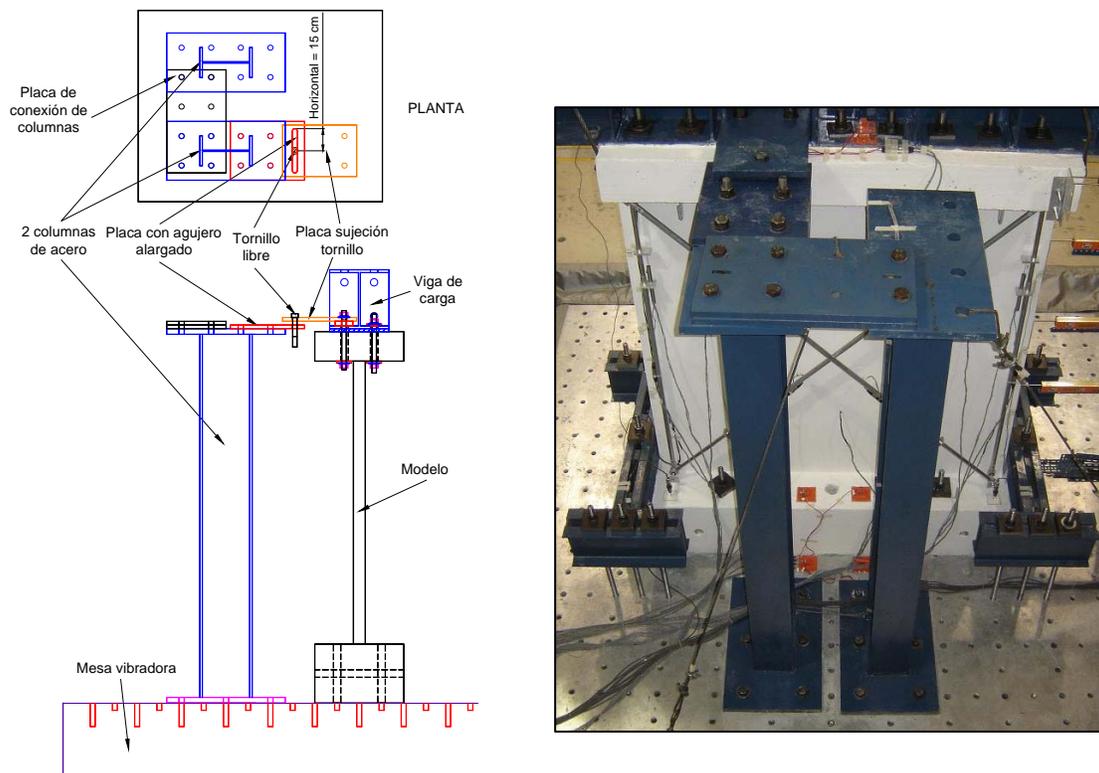


Figura 4-21. Sistema de restricción de desplazamiento fuera del plano

4.8.2.4 Sistema de anclaje de los modelos a la mesa vibradora

Para simular el empotramiento de los especímenes, la cimentación de cada uno de los modelos se ancló a la plataforma de la mesa vibradora por medio del tensionamiento de 24 barras roscadas de 30 mm de diámetro dispuestas así: a) doce barras de 600 mm de longitud que se pasaron por las perforaciones dispuestas en las vigas de cimentación de los modelos y, b) doce barras de 900 mm de longitud (seis en cada uno de los extremos), las cuales se colocaron utilizando una estructura de acero (tipo yugo) que conectó la viga de cimentación y las perforaciones de la plataforma de la mesa vibradora (Figura 4-19). Para eliminar las imperfecciones de la superficie inferior de las vigas de cimentación y, de esta manera, evitar el agrietamiento prematuro de los modelos al momento del tensionamiento de las barras de anclaje, entre las vigas de cimentación y la plataforma de la mesa vibradora se colocó una mezcla de yeso de alta dureza y resistencia (hydrostone, en inglés), con espesor igual a 8 mm. La resistencia medida a la compresión de esta mezcla fue igual a 58.9 MPa (600 kgf/cm²); es decir, similar a la resistencia a la compresión del concreto de las vigas de cimentación. Esta mezcla también mejoró la adherencia entre la superficie inferior de las vigas de cimentación y la plataforma de la mesa vibradora y, por lo tanto, incrementó la resistencia al deslizamiento de la cimentación los modelos.

4.8.3 Características de la mesa vibradora

El sistema de la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM es de tipo biaxial y posee ocho gatos hidráulicos de tipo dinámico, cuatro horizontales y cuatro verticales. Su sistema de control de tecnología digital permite controlar en tiempo real cinco grados de libertad de modo independiente o simultáneo: un desplazamiento longitudinal, un desplazamiento vertical y tres giros. Sus características principales se presentan en la Tabla 4-25.

Tabla 4-25. Características principales de la mesa vibradora del IINGEN de la UNAM

Característica	Descripción
Dimensiones de la mesa: (largo × ancho × espesor)	4 m × 4 m × 0.6 m
Grados de libertad:	5 (2 desplazamientos y 3 giros)
Peso máximo de los modelos:	196.2 kN (20 tf)
Actuadores horizontales:	4. Carga máxima = 98.1 kN (10 tf)
Actuadores verticales:	4. Carga máxima = 196.2 kN (20 tf)
Desplazamientos máximos: horizontal y vertical,	+/- 150 mm y +/- 75 mm, respectivamente
Velocidad horizontal máxima (movimiento uniaxial):	1,100 mm/s
Velocidad vertical máxima (movimiento uniaxial):	450 mm/s
Aceleración horizontal y vertical máxima:	981 cm/s ² (1 g) con un modelo de 196.2 kN (20 tf) y un momento de volteo de 981 kN-m (100 tf-m)
Intervalo de frecuencia:	0.1 a 50 Hz

4.9 Instrumentación de los modelos

La instrumentación de los modelos se dividió básicamente en dos tipos: interna y externa. Como su nombre lo indica, la instrumentación interna se encuentra ubicada dentro de los muros y fue necesaria para obtener datos confiables de la respuesta local de los especímenes por medio de transductores de deformación (deformímetros eléctricos) adheridos al refuerzo. La instrumentación externa se ubicó sobre los especímenes para conocer la respuesta global utilizando transductores eléctricos de desplazamiento, aceleración y carga y, un sistema de medición óptico que utiliza sensores óptico-eléctricos (LED, light-emitting diode por sus siglas en inglés, diodo emisor de luz). Los transductores eléctricos se integraron a un sistema de control y captura digital de datos. La captura y acondicionamiento de las señales se hizo usando el programa de cómputo de la mesa vibradora. Los LED's del sistema óptico se conectaron a un sistema de cámara donde se

capturaron y almacenaron. Los modelos de muros cuadrados y con aberturas fueron instrumentados con 77 y 123 sensores internos y externos, respectivamente, localizados en puntos de interés. La disposición de los instrumentos utilizados fue planeada cuidadosamente con el fin de maximizar la cantidad de información para ser almacenada y post-procesada.

4.9.1 Instrumentación interna

Los deformímetros adheridos al refuerzo fueron muy útiles en proporcionar información primordial asociada con los diferentes niveles de comportamiento de los modelos; por ejemplo, punto de primera fluencia, evolución de la deformación durante el ensayo, nivel de deformación para el punto de falla, entre otras. Para conocer las deformaciones en el acero de refuerzo colocado en el alma del muro (barras corrugadas y malla de alambre soldado), en los elementos de borde y en el nivel de desplante, este refuerzo se instrumentó utilizando deformímetros eléctricos de pos-fluencia. Para los alambres de malla y para las barras (No. 2, 3, 4 y 5) se utilizaron deformímetros de 2 mm y 5 mm de longitud de matriz, respectivamente. La descripción y el procedimiento de pegado de los deformímetros se presentan en el Apéndice B.

Con el propósito de evaluar el comportamiento interno del alma del muro, se instrumentaron tanto las barras de refuerzo horizontal como vertical. El esquema de instrumentación interna del alma de los muros siguió la línea probable de falla a cortante de cada uno de los especímenes y/o donde se esperó que se presentaran los mayores esfuerzos y deformaciones; es decir, a lo largo de las diagonales que unen las esquinas opuestas de los muros. En las Figuras 4-22 a 4-24 se presenta la ubicación y la cantidad de deformímetros utilizados en los modelos. Las barras de refuerzo vertical en el nivel de desplante del alma del muro se instrumentaron con el fin de evaluar el comportamiento a flexión (distribución de fuerzas y momentos) y a deslizamiento.

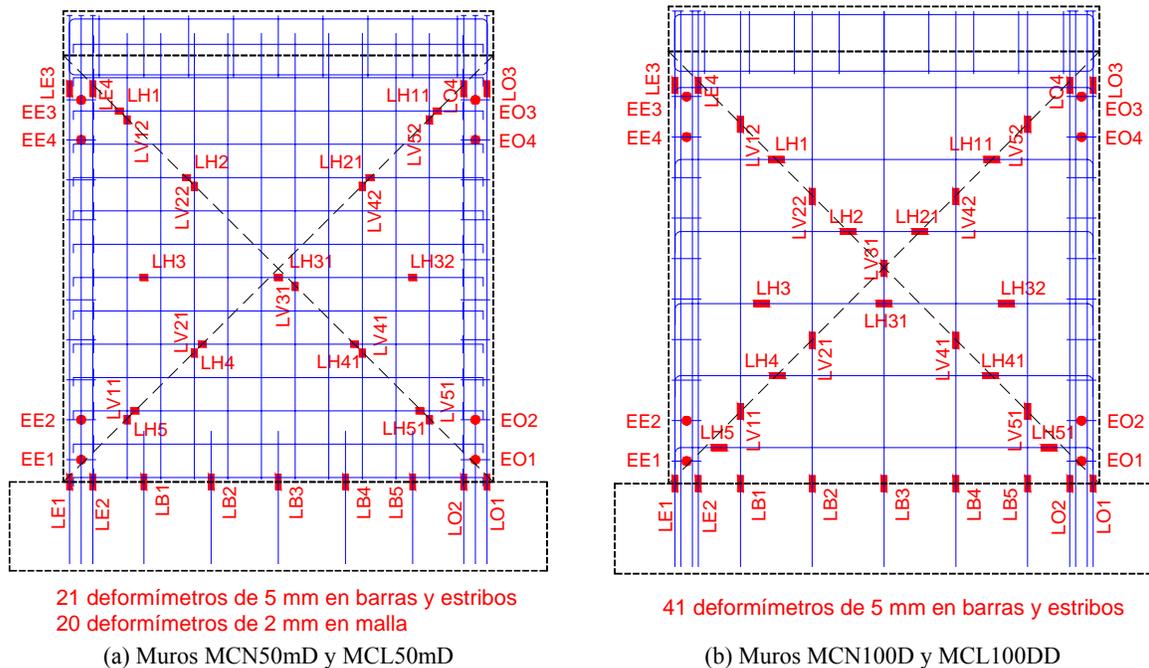
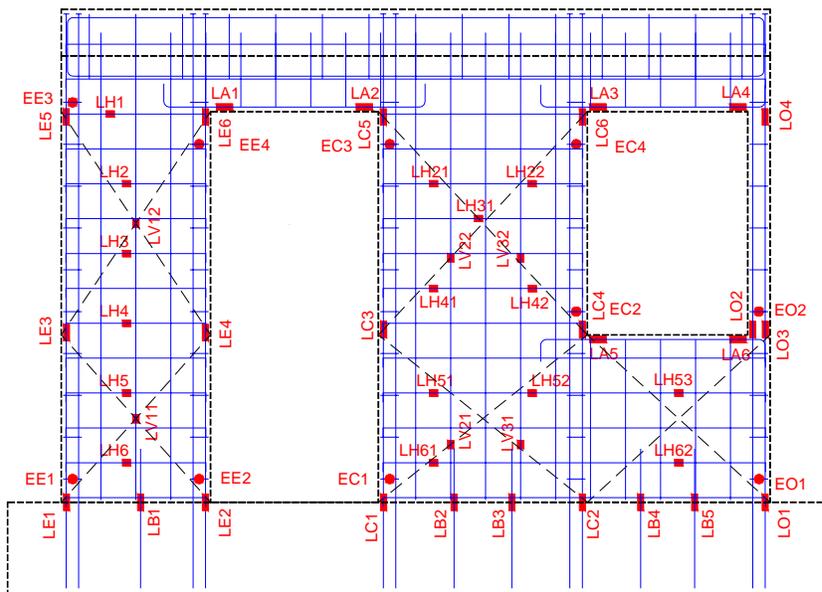


Figura 4-22. Instrumentación interna de los muros cuadrados

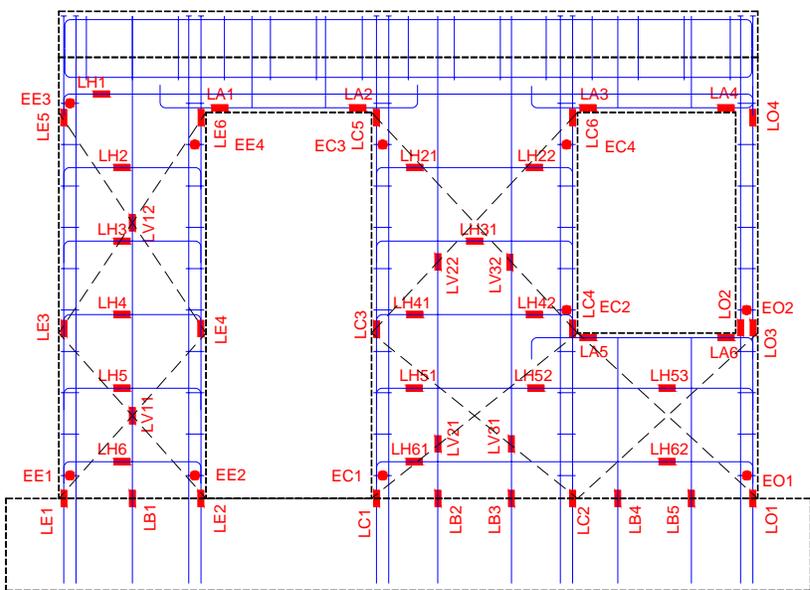
Las barras de refuerzo vertical en los elementos de borde de los muros se instrumentaron para estimar las rotaciones locales en la base y para comprobar que el mecanismo de falla estuviera dominado por el corte y/o para evaluar la posible participación de la flexión en el mecanismo de falla. En estos elementos de borde también se colocaron deformímetros en los estribos localizados en las zonas de confinamiento, para evaluar su participación en el comportamiento de cortante del muro. En total se colocaron 41 sensores en los muros

cuadrados y 59 en los muros con aberturas. La numeración de estos sensores se realizó de tal manera de facilitar su identificación durante el proceso de construcción y en el análisis de los resultados de las pruebas.



37 deformímetros de 5 mm en barras y estribos
22 deformímetros de 2 mm en malla

Figura 4-23. Instrumentación interna del muro MVN50mD



59 deformímetros de 5 mm en barras y estribos

Figura 4-24. Instrumentación interna del muro MVN100D

4.9.2 Instrumentación externa

La instrumentación externa de los especímenes cuadrados y con aberturas se muestra en las Figuras 4-25 y 4-26, respectivamente. En el Apéndice B se describen los instrumentos y en el Capítulo 5 se incluyen fotografías donde se observan detalles de la instrumentación. Para determinar el intervalo de medición de los instrumentos se utilizaron los resultados de la modelación analítica preliminar que se presenta en el Apéndice

C. Para la instrumentación interna se usaron acelerómetros uniaxiales con intervalo de $\pm 4 g$ colocados en la plataforma de la mesa vibradora, en la base (viga de cimentación) y en el extremo superior de los especímenes (viga de carga) y, en el cajón que almacenó la masa inercial adicional. La ubicación de estos sensores se diseñó para medir la aceleración absoluta en la base y para evaluar la amplificación de la respuesta en la altura en la dirección del plano del muro (longitudinal, E-O). Aunque el movimiento de la mesa vibradora se realizó sólo en la dirección longitudinal, también se colocaron acelerómetros para medir las aceleraciones probables en la base y en el extremo superior de los especímenes en la dirección perpendicular al plano del muro (transversal, N-S). Lo anterior se realizó con el fin de validar el comportamiento en el plano de los muros o su posible interacción con el comportamiento fuera del plano. El acelerómetro en el cajón fue un instrumento redundante que se colocó para determinar, junto con el acelerómetro colocado en la viga de carga, la fuerza lateral sobre el espécimen y el coeficiente de fricción del dispositivo de deslizamiento. Los acelerómetros fueron colocados sobre una base cúbica de acrílico que a su vez estaba atornillada a una placa del mismo material. La base se diseñó tomando como criterio obtener un cuerpo rígido y con ello evitar la alteración de la señal proveniente del modelo (Arias, 2003). Adicionalmente, para verificar la reproducibilidad de la señal de entrada se registraron las aceleraciones de la plataforma de la mesa vibradora en las dos direcciones, usando el sistema de control de la misma. En total se colocaron siete sensores de aceleración de este tipo en las dos geometrías de especímenes (cuadrados y con aberturas). Para determinar la fuerza inercial parcial sobre los especímenes y el coeficiente fricción en los rieles de deslizamiento del dispositivo, además de los acelerómetros se utilizó una celda de carga de tensión y compresión con capacidad igual a $\pm 667 \text{ kN}$ (68 tf). Este sensor se ubicó entre las vigas de carga y de conexión del dispositivo de ensayo.

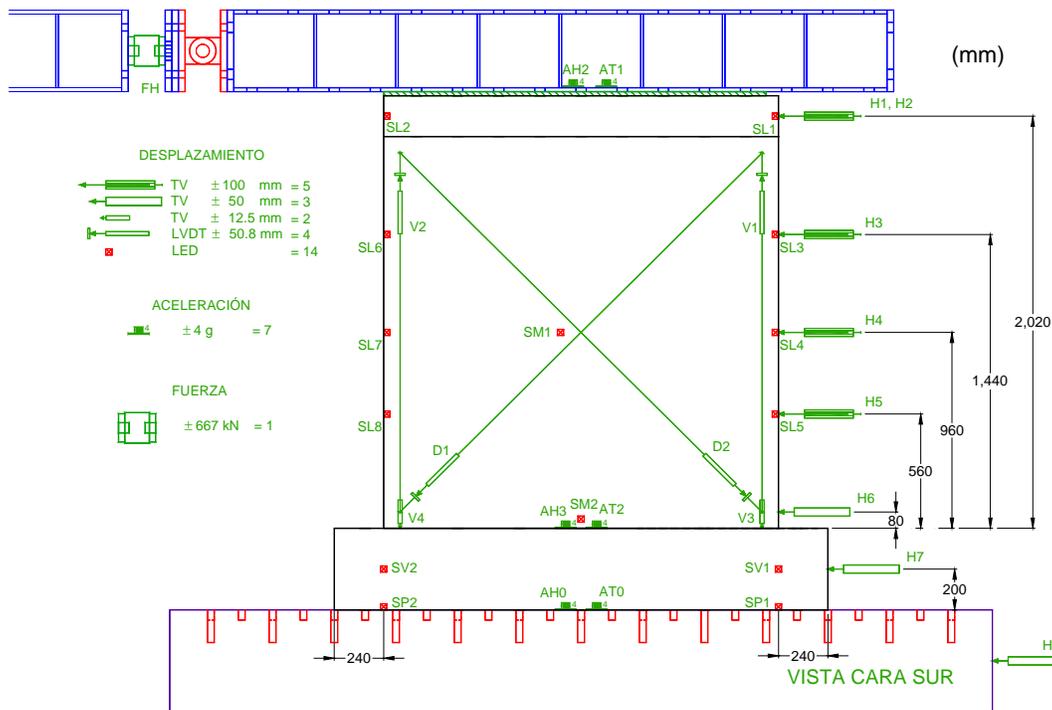


Figura 4-25. Instrumentación externa de los muros cuadrados

Para registrar los desplazamientos laterales del muro y con ellos la configuración deformada y la distorsión global, se utilizaron transductores de vástago (TV) con capacidad de $\pm 100 \text{ mm}$ y $\pm 50 \text{ mm}$. Los transductores se colocaron en la dirección longitudinal a lo largo de la altura en uno de los extremos de los muros. En los muros cuadrados estos desplazamientos se registraron en cinco sitios a lo largo de su altura (80, 560, 960, 1,440 y 2,020 mm arriba de la base) y, en seis sitios de los muros con aberturas (80, 470, 840, 1,285, 1,730 y 2,020 mm arriba de la base). Para medir el posible deslizamiento de la viga de cimentación en la plataforma

de la mesa vibradora se utilizó un TV con capacidad de ± 50 mm. Estos sensores se fijaron a un marco metálico de referencia externo a la mesa vibradora, cuyo periodo de vibración en la dirección del movimiento es igual a 0.06 s (18 Hz). Dicho periodo es notablemente diferente del intervalo esperado de periodos de los modelos durante las etapas de ensayo (0.10 a 0.18 s, 10.0 a 5.6 Hz) y a los periodos predominantes de los registros sísmicos utilizados en los modelos (0.09 a 0.18 s, 11.1 a 5.6 Hz). El marco consta de columnas de sección "I" (W12-6½-26), vigas de sección "I" (W8-5¼-18) y elementos de apoyo de sección "C" (C6-2-8.2) y, está atornillado a la base de concreto reforzado que rodea la mesa vibradora. Para medir el desplazamiento vertical en la base de los muros y, de esta manera, calcular la rotación en la base, se utilizaron TV con capacidad de ± 12.5 mm fijados a espárragos embebidos en los muros (Apéndice A). Adicionalmente, se registraron los desplazamientos de la plataforma de la mesa vibradora usando el sistema de control de la misma y, un TV con capacidad de ± 50 mm colocado en la dirección del movimiento. En total se colocaron diez transductores de vástago en los muros cuadrados y catorce en los muros con aberturas. Para obtener los desplazamientos de los modelos relativos a la mesa vibradora, el desplazamiento de la mesa vibradora fue sustraído de los desplazamientos registrados.

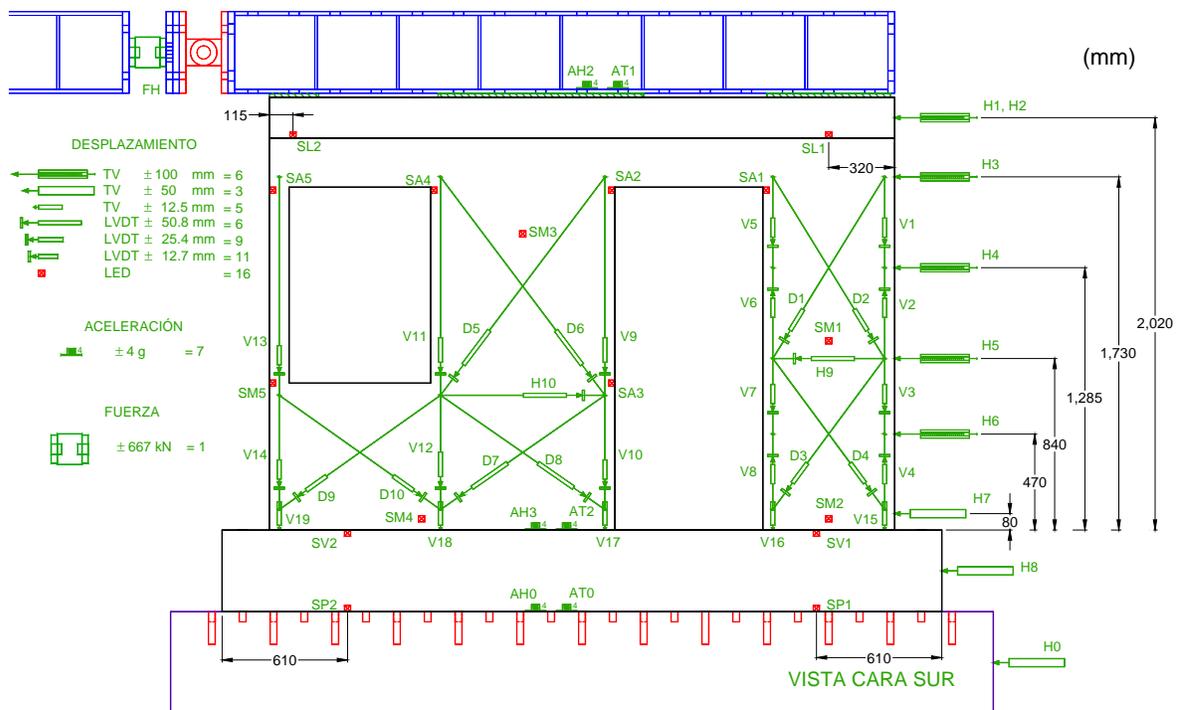


Figura 4-26. Instrumentación externa de los muros con aberturas

Para medir las deformaciones angulares, causadas por solicitaciones de cortante, se colocó un dispositivo formado por un transductor de desplazamiento tipo LVDT (con capacidad de ± 12.7 , 25.4 o 50.8 mm), dos tubos de aluminio con extremos de libre rotación en el plano y, placas de aluminio. La función de este dispositivo fue registrar, en una zona aproximadamente cuadrada, las deformaciones diagonales inducidas entre dos esquinas opuestas de un muro. En los segmentos esbeltos de muro en los especímenes con aberturas, los desplazamientos se midieron en las diagonales de la mitad inferior y superior de dichos segmentos. Este mismo dispositivo se colocó verticalmente para medir los desplazamientos en los extremos y, de esta manera, determinar las deformaciones por flexión en diferentes zonas de los muros. En el Apéndice B se describen sus características y su funcionamiento. En total se colocaron cuatro sensores de este tipo en los muros cuadrados y 26 en los muros con aberturas. Para asegurar que el intervalo de medición de todos los transductores de desplazamiento fuera el apropiado, se utilizaron los desplazamientos máximos registrados en las pruebas cuasi-estáticas cíclicas de los especímenes.

Adicional a la instrumentación convencional descrita anteriormente, se utilizó un sistema de medición óptico que utiliza sensores óptico-eléctricos (LED, diodo emisor de luz), los cuales permiten obtener el registro de la posición tridimensional de un punto objetivo definido sobre o cerca del espécimen. Este tipo de sensores de desplazamiento tienen dos grandes ventajas: a) se evitan los problemas usuales en el cableado, ya que no se requiere ninguna clase de conexiones mecánicas entre el LED y el punto objetivo y, b) se evita el deterioro del equipo o su destrucción durante los ensayos realizados hasta el colapso, ya que el único dispositivo sobre el espécimen son los puntos objetivos. Cada LED se conectó a un sistema de cámara de acuerdo con una orientación definida previamente. Siempre se procuró tener un rayo óptico del LED tan perpendicular como fue posible al plano de movimiento elegido, en este caso, la superficie sobre el plano del espécimen. El sistema de cámara se fijó fuera de la plataforma de la mesa vibradora previniendo que estuviera sometido al nivel de vibración sísmico. Por lo tanto, los desplazamientos relativos se determinaron a partir de los registrados sobre la mesa vibradora. Utilizando este sistema de medición se colocaron sensores ópticos (LED) en los siguientes puntos objetivo: dos en cada uno de los extremos de la base del espécimen (uno en la viga de cimentación y otro en la plataforma de la mesa vibradora) para determinar la posible rotación de la mesa vibradora y verificar que los modelos estuvieran apropiadamente fijos a la plataforma de la mesa, uno en la base de los muros cuadrados y dos en la base de los muros con aberturas (uno en cada muro) para determinar junto con los sensores de la viga de cimentación el deslizamiento de los muros, un sensor en el centro de los especímenes cuadrados y dos en los especímenes con aberturas para determinar el desplazamiento transversal (fuera del plano) de los modelos, dos en el extremo superior de los modelos; uno a cada lado de la losa superior para determinar la distorsión promedio de los especímenes (en uno de estos puntos también se ubicó un transductor de vástago con capacidad de ± 100 mm) y la rotación de la losa superior y, tres sensores en la puerta y en la ventana de los modelos con aberturas para determinar el perfil de deformación real de los segmentos de muro. Adicionalmente, en los muros cuadrados se colocaron seis sensores (tres a cada lado) a lo largo de la altura (560, 960 y 1,440 mm arriba de la base) para determinar la configuración deformada y las rotaciones a diferentes alturas del modelo. En estos mismos puntos, pero sólo en un extremo, también fueron colocados transductores de vástago. En total se colocaron 14 sensores de este tipo en los muros cuadrados y 16 en los muros con aberturas.

4.10 Programa de pruebas en los modelos

En los modelos se realizaron tres tipos de pruebas: de baja frecuencia, vibración forzada y excitación sísmica. Los registros utilizados en estas pruebas fueron generados por la mesa vibradora.

4.10.1 Pruebas de baja frecuencia

Al iniciar el ensayo de cada uno de los modelos se generaron señales de baja frecuencia para evaluar el nivel de fricción en el dispositivo de transmisión de fuerza inercial a los modelos. Se utilizaron dos tipos de señales: una senoidal (SENO) con frecuencia igual a 0.5 Hz (2 s) y una triangular (TRI) con frecuencia igual a 0.02 Hz (50 s). El desplazamiento máximo de las dos señales fue igual a 10 mm (Figura 4-27). Estos movimientos, aplicados a una velocidad relativamente baja, indujeron respuesta irrelevante sobre los modelos. Por lo tanto, la fuente de resistencia al movimiento se generó principalmente en el sistema de deslizamiento de la masa inercial y, de esta manera, se determinó el coeficiente de fricción bajo excitaciones de baja velocidad. Sin embargo, como se muestra en el Capítulo 5, también se determinó la fricción dinámica en el dispositivo durante las excitaciones de mayor velocidad (registros sísmicos) utilizando la ecuación dinámica del sistema.

4.10.2 Pruebas de vibración forzada

Durante las pruebas de vibración forzada, cada muro fue excitado con un ruido blanco (RB) para identificar sus características dinámicas principales (periodo de vibración y factor de amortiguamiento). Este sistema de identificación fue realizado al inicio y al final de las pruebas de excitación sísmica. Para cada ensayo se

utilizó una señal de ruido blanco con densidad espectral uniforme y contenido de frecuencias que varió entre 0 y 30 Hz. La amplitud de la señal de aceleración aleatoria en la base del muro fue igual a 10 cm/s^2 en RMS. La amplitud fue elegida de tal manera que causará mínima o nula degradación de resistencia antes de los ensayos sísmicos; es decir, que la respuesta de los modelos fuera elástica. Para propósitos del sistema de identificación, se supuso que los muros podrían ser modelados como sistemas de un solo grado de libertad con rigidez elástica lineal y amortiguamiento viscoso lineal.

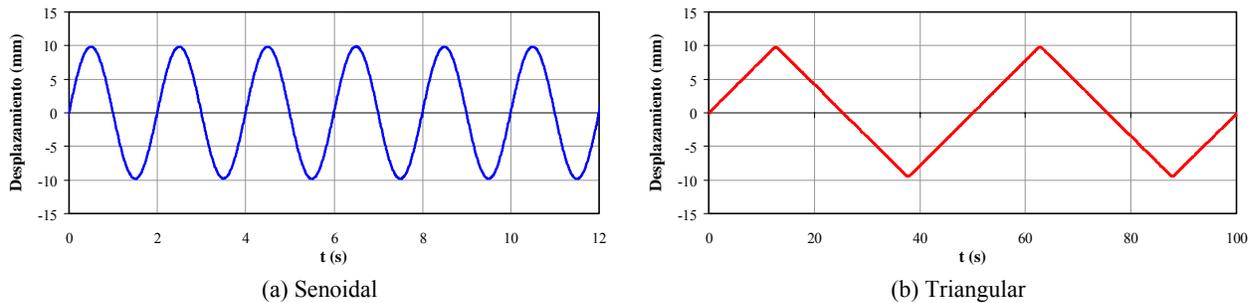


Figura 4-27. Señales utilizadas en las pruebas de baja frecuencia

4.10.3 Pruebas de excitación sísmica

En estas pruebas, los modelos se sometieron a una serie de excitaciones dinámicas utilizando los registros sísmicos elegidos. Como se mencionó en la sección 4.5.4, la aplicación de cada registro se programó con incremento gradual de su intensidad hasta alcanzar el estado final de daño. Los registros fueron escalados considerando como parámetro de referencia el valor de la aceleración máxima del registro. En la Tabla 4-26 se presenta la secuencia de aplicación de los registros en los modelos (escala 1:1.25), junto con el valor de la aceleración máxima para cada nivel de intensidad. El propósito de someter cada espécimen a eventos sísmicos diferentes fue evaluar el comportamiento de los muros en una condición sana (sin daño) y en una condición con daño que podría ocurrir, por ejemplo, si el muro no es reparado antes de la ocurrencia de una réplica u otro sismo. De modo similar a las pruebas de vibración forzada, los resultados de las pruebas de excitación sísmica se utilizaron para identificar el periodo de vibración y el factor de amortiguamiento de los modelos durante la aplicación de dichos registros. Para tener una aproximación de la respuesta de los modelos durante los ensayos en mesa vibradora, se modeló analíticamente la respuesta utilizando los registros sísmicos y las características de los modelos (Apéndice C).

Tabla 4-26. Programa de pruebas en los modelos

Etap	Registro	Magnitud $M_W^{(1)}$	Incremento de a_g (%)	$a_g^{(2)}$ (g)	Duración total (s)
1	SENO	---	---	---	30
2	TRI	---	---	---	150
3	RB	---	---	0.01	120
4	CALE71	---	50	0.24	23.62
5		7.1	100	0.48	
6	CALE77	---	75	0.68	28.91
7		7.7	100	0.90	
8	CALE83	---	75	1.22	79.82
9		8.3	100	1.63	
10	RB	---	---	0.01	120

Notas: ⁽¹⁾ Magnitud de los registros elegidos para el prototipo, ⁽²⁾ Valores de la Tabla 4-6 afectados por los factores de escala.

4.10.4 Historia de carga en ensayos cuasi-estáticos

Como se mencionó en la sección 4.2, Flores *et al.* (2007) y Sánchez (2010) realizaron ensayos cuasi-estáticos cíclicos en especímenes similares construidos a escala natural (prototipos de muros aislados). Con el propósito de correlacionar la respuesta dinámica y cuasi-estática (Capítulo 7), en la Figura 4-28 se muestra la historia de carga utilizada en estos ensayos. Los ciclos de carga se aplicaron con una repetición para cada incremento (denominados ciclos I y ciclos II). Los primeros ciclos se controlaron por carga hasta observar el agrietamiento. Los dos primeros ciclos se aplicaron hasta el 25% de la carga de agrietamiento calculada. El siguiente incremento se aplicó hasta el 50% de la misma, con su respectiva repetición. Luego se aplicó un incremento hasta llegar a la carga de agrietamiento real. Posteriormente, la historia de controló por distorsión con aumentos iguales a 0.002 en cada incremento y una repetición para cada distorsión. Como de forma convencional, la carga lateral se aplicó a nivel de la losa mediante gatos hidráulicos de doble acción.

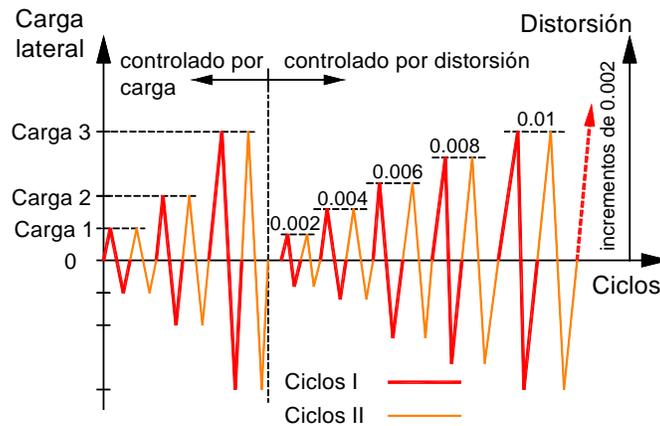


Figura 4-28. Historia de carga en ensayos cuasi-estáticos

4.11 Resumen y discusión de resultados

En este capítulo se han presentado los parámetros y procedimientos utilizados para el desarrollo del programa experimental de la investigación. Inicialmente, se describieron los ensayos cuasi-estáticos realizados en etapas previas al estudio, así como las variables incluidas en el proyecto global de cual hace parte la investigación aquí presentada. Luego, se calcularon las señales sísmicas utilizadas durante el ensayo en mesa vibradora de los modelos. Asimismo, se describieron las características geométricas y de refuerzo de los modelos, la instrumentación utilizada y el cálculo de la masa adicional necesaria para cumplir con los requerimientos de similitud y con las características dinámicas del prototipo. También se presentó el resumen de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados y, se describió el dispositivo para almacenar la masa y transmitir la fuerza inercial durante los ensayos. Por último, se presentaron los tres tipos de pruebas incluidas dentro del programa de ensayos. A continuación se presentan las observaciones principales.

- Las variables del programa de investigación fueron seleccionadas a partir de aquellas utilizadas en la práctica actual de construcción de vivienda de interés social en México.
- Los resultados de ensayos cuasi-estáticos realizados en etapas preliminares fueron importantes para evaluar el comportamiento a cortante de los muros con las características estudiadas. Sin embargo, durante los ensayos de los modelos en mesa vibradora aquí presentados, la sollicitación estuvo representada por registros sísmicos que permiten evaluar el efecto dinámico que los sismos imponen a las estructuras o elementos estructurales.
- Con el objetivo de construir modelos representativos del prototipo, modelar apropiadamente el comportamiento dinámico y, al mismo tiempo, mantener dentro de límites racionales la cantidad de masa

necesaria para una modelación adecuada, los modelos se construyeron y ensayaron utilizando una relación de escala levemente reducida (1:1.25) y, siguiendo los requisitos del modelo de similitud simple. En general, los muros aislados de concreto se diseñaron para que su periodo fundamental al inicio de los ensayos fuera aproximadamente igual al del prototipo.

- Asimismo, para someter cada espécimen a condiciones similares de ensayo y, de esta manera, realizar una comparación adecuada entre la respuesta estructural de cada espécimen, se utilizaron registros sísmicos representativos de la zona sísmica en estudio. Sin embargo, durante el proceso de selección de los registros para los ensayos en mesa vibradora se corroboró que ningún registro sísmico ocurrido en México entre 1960 y 1999 sería capaz de llevar al prototipo a condiciones de daño severas. Por lo tanto, se estimaron numéricamente señales de mayor severidad.
- Algunos estudios tienen en cuenta la variación de la intensidad del movimiento simplemente escalando un registro a diferentes valores de la aceleración máxima del terreno, hasta alcanzar el estado límite de colapso. Sin embargo, la severidad del movimiento del suelo no es sólo una función de la amplitud sino también del contenido de frecuencia, la duración del movimiento y la cantidad de energía impuesta a la estructura. Por lo tanto, se estimaron registros sintéticos a partir de un sismo registrado con magnitud, $M_w = 7.1$ (sismo base). Este registro se tomó como una función de Green empírica para obtener registros sintéticos de magnitud 7.7 y 8.3 y, así evaluar la influencia tanto de la intensidad como de la duración en el comportamiento de los especímenes.
- En los registros seleccionados y simulados, la banda de periodos donde se encuentran las mayores ordenadas espectrales fue similar a la banda de periodos predominantes de los especímenes durante las diferentes etapas del ensayo. Por lo tanto, desde la etapa inicial hasta la etapa final de los ensayos de cada modelo se cumplió con los objetivos establecidos para los ensayos en mesa vibradora; es decir, similitud dinámica (periodo de los modelos similar al periodo predominante de la excitación), incremento gradual de la intensidad sísmica sin modificar de forma particular la escala de tiempo de cada uno los registros y, aseguramiento del daño en condiciones cercanas a la resonancia.
- Para soportar el peso (masa) adicional necesario para cumplir con el objetivo de modelación (características dinámicas similares), se diseñó un sistema de carga inercial que se desliza horizontalmente en una estructura de soporte fija localizada fuera de la mesa vibradora. Con el propósito de asegurar un coeficiente de fricción cercano a cero y, así reducir o eliminar el amortiguamiento adicionado por el dispositivo a la respuesta de los especímenes (el cual modifica el factor de amplificación dinámica), se utilizó un sistema guía especial de movimiento lineal. De esta manera, se utilizó la capacidad total de la mesa vibradora sólo para los especímenes y, al mismo tiempo, se disminuyó el riesgo asociado con colocar la masa directamente sobre el modelo. Adicionalmente, se redujeron significativamente los ruidos en las señales adquiridas y, por el flexible diseño de conexión del dispositivo, el tiempo necesario para el montaje y desmontaje de los modelos también se disminuyó significativamente.
- En cuanto a investigaciones experimentales sobre la influencia del refuerzo en el alma de los muros, Sittipunt *et al.* (2001) señalan que el refuerzo diagonal en el alma puede mejorar significativamente las características de disipación de energía de los muros, disminuir el agrietamiento en el alma y la magnitud de las distorsiones de cortante. Adicionalmente, basados en resultados de análisis de elementos finitos, Sittipunt y Wood (1995) indican que el refuerzo diagonal alrededor de la abertura es más efectivo para mejorar el comportamiento inelástico de muros con aberturas. Sin embargo, para ser consistentes con las prácticas actuales de construcción de vivienda en México, se utilizó refuerzo horizontal y vertical en lugar de refuerzo diagonal.
- La capacidad medida de ductilidad de los alambres de las mallas utilizadas en la construcción de los modelos fue evidentemente baja. Por ejemplo, el alargamiento promedio de dichos alambres no cumplió con el valor mínimo especificado en la Norma Mexicana correspondiente (6%). Adicionalmente, el esfuerzo último fue tan sólo 1.09 veces el esfuerzo de fluencia. Teniendo en cuenta lo anterior, Rico *et al.* (2010a, 2010b) desarrollaron un programa de investigación experimental para estudiar las propiedades mecánicas de los alambres y la soldadura utilizada en la fabricación de la malla de alambre soldado disponible en la zona metropolitana de la ciudad de México. En dicho estudio se confirmó que las mallas estudiadas no cumplen con el alargamiento mínimo especificado en la norma correspondiente vigente.

5 ENSAYOS Y RESULTADOS DE LOS MODELOS

5.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados de la respuesta de los especímenes ensayados en mesa vibradora. Inicialmente, se desarrollan las ecuaciones dinámicas entre el dispositivo de ensayo y la mesa vibradora. Luego, se presentan los parámetros que relacionan las propiedades geométricas, mecánicas y dinámicas de los especímenes. El comportamiento de los muros se explica a partir de la descripción del daño y del mecanismo de falla, del estudio de las curvas de histéresis, del cálculo de los componentes de deformación (distorsión angular, rotación, curvatura y deslizamiento), del análisis de la variación de las frecuencias naturales de vibración, del estudio de las deformaciones en el acero de refuerzo y del análisis y correlación de los parámetros de agrietamiento residual. Al final del capítulo se resumen y discuten los resultados principales.

5.2 Ecuaciones dinámicas del dispositivo y la mesa vibradora

Como se discutió en la sección 4.8, el dispositivo utilizado para almacenar la masa adicional requerida para el ensayo y así generar la fuerza inercial sobre los modelos, simplifica significativamente la configuración del ensayo, el montaje y la preparación de los especímenes en la mesa vibradora. Sin embargo, dicho dispositivo tiene efectos en la fuerza, la rigidez y el amortiguamiento de los modelos a causa de la fricción que se genera en el sistema de deslizamiento (rieles y carros de deslizamiento) de la masa adicional. La relevancia y la magnitud de estos efectos pueden ser analizadas a partir de la ecuación de movimiento del sistema completo (dispositivo y mesa vibradora). La ecuación de movimiento para un oscilador no-lineal de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso constante y para respuesta ante un movimiento sísmico horizontal, puede escribirse como:

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k(t)x(t) = -m \ddot{x}_s(t) \quad (5-1)$$

donde m es la masa del oscilador, c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso, k es la rigidez, x es el desplazamiento del oscilador y \ddot{x}_s es la aceleración del terreno. Para el sistema mostrado en la Figura 5-1, la Ec. 5-1 puede escribirse como:

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) - \mu_d W' + k(t)x(t) = -m \ddot{x}_s(t) \quad (5-2)$$

En este caso, m es la masa lateral efectiva del sistema y puede calcularse como:

$$m = m_1 + m_2 + m_3 + m_4 + m_5 + m_6 + m_7 \psi_1 \quad (5-3)$$

donde:

- m_1 = masa adicionada a cada modelo (bloques de plomo colocados en el cajón de almacenamiento) para alcanzar el periodo objetivo al inicio del ensayo (0.10 s),
- m_2 = masa del cajón que almacena los bloques de plomo, del sistema de arriostamiento de los mismos y de los carros del sistema de deslizamiento,
- m_3 = masa del sistema de conexión articulado (rótulas, viga de conexión y celda de carga),
- m_4 = masa de la viga de carga,
- m_5 = masa de los bloques de plomo colocados sobre la viga de carga para proporcionar el esfuerzo vertical sobre los modelos,

m_6 = masa de la losa del espécimen,

m_7 = masa del espécimen,

Ψ_1 = fracción de la masa distribuida del espécimen (m_7) que contribuye a la inercia efectiva. Aunque la masa del sistema se idealizó como una masa concentrada en el extremo superior de los especímenes, para el cálculo de la inercia efectiva se incluyó la masa de la mitad superior del espécimen ($\Psi_1 = 0.5$).

En la Ec. 5-2, μ_d es el coeficiente de fricción dinámico del dispositivo de deslizamiento. El signo de la fuerza de fricción cambia con la dirección del movimiento; es decir, el signo positivo aplica si $\dot{x} > 0$. El peso W' representa la fuerza normal que actúa sobre el sistema de deslizamiento. W' puede calcularse como:

$$W' = m' g = \left(m_1 + m_2 + \frac{m_3}{2} \right) g \quad (5-4)$$

donde g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2). El desplazamiento absoluto del sistema $x_{abs}(t)$ se define como:

$$x_{abs}(t) = x(t) + x_s(t) \quad (5-5)$$

donde x es el desplazamiento relativo del espécimen y x_s es el desplazamiento de la mesa vibradora. En la Tabla 5-1 se muestran los pesos ($m \times g$) asociados a cada una de las masas del sistema y para cada uno de los especímenes ensayados.

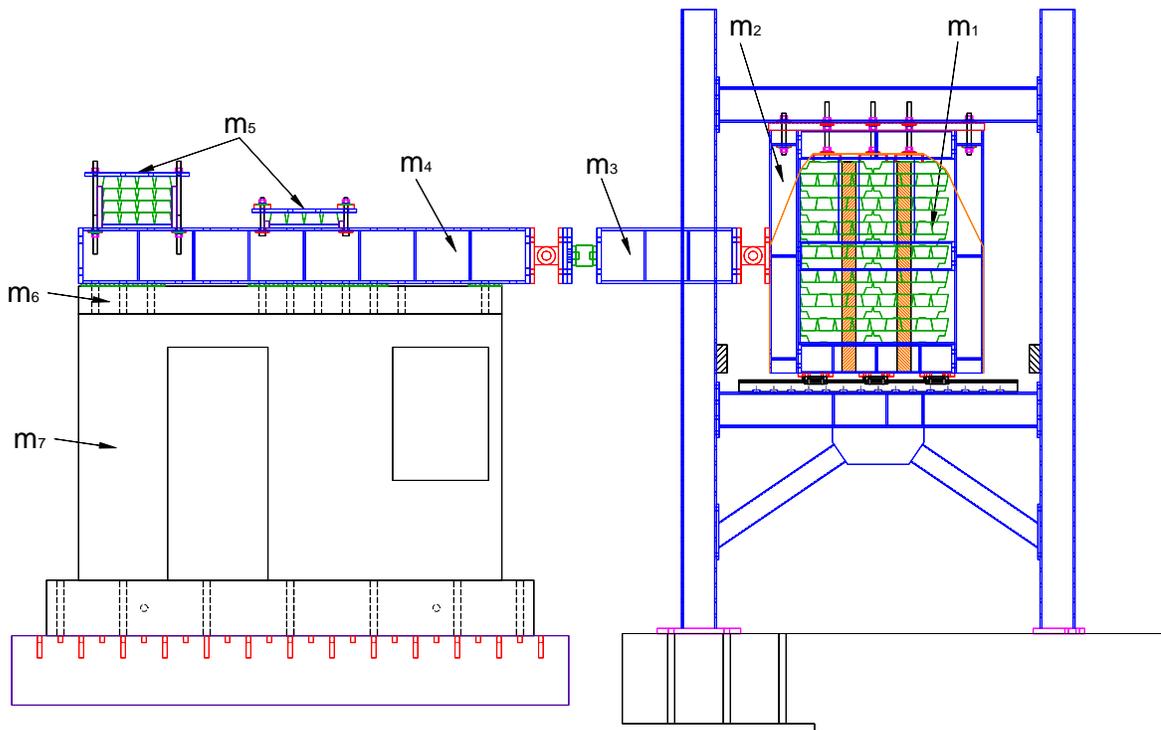


Figura 5-1. Localización de masas en la configuración de ensayo

5.2.1 Aceleración efectiva

La fricción que se genera en el sistema de deslizamiento durante el movimiento modifica la ecuación básica de movimiento. Reordenando la Ec. 5-2, se tiene que:

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k(t) x(t) = -m \left(\ddot{x}_s(t) - \mu_d \frac{W'}{m} \right) \quad (5-6)$$

Por lo tanto, la aceleración efectiva de la mesa vibradora sobre el espécimen es:

$$\ddot{x}_s(t)_{ef} = \ddot{x}_s(t) - \mu_d \frac{W'}{m} \quad (5-7)$$

Tabla 5-1. Pesos del sistema

	Peso asociado ($m \times g$), kN (tf)		
	MCN50mD MCN100D	MCL50mD MCL100D	MVN50mD MVN100D
m_1	167.5 (17.08)	133.7 (13.63)	111.4 (11.36)
m_2	33.6 (3.42)	33.6 (3.43)	33.6 (3.42)
m_3	6.2 (0.63)	6.2 (0.63)	6.2 (0.63)
m_4	7.4 (0.75)	7.4 (0.75)	7.4 (0.75)
m_5	19.7 (2.01)	19.7 (2.01)	12.8 (1.30)
m_6	5.4 (0.55)	4.6 (0.47)	8.7 (0.89)
m_7	7.3 (0.74)	5.9 (0.60)	7.8 (0.80)
Ψ_1	0.50	0.50	0.50
Ψ_2	0.35	0.35	0.35
m'	204.2 (20.8)	170.4 (17.4)	148.1 (15.1)
m	243.4 (24.8)	208.1 (21.2)	184.0 (18.8)
$m^{(1)}$	238.2 (24.3)	194.6 (19.8)	218.3 (22.3)

Nota: ⁽¹⁾ Corresponde al valor del peso dinámico de diseño, W_d (Tabla 4-11).

5.2.2 Fuerza lateral efectiva

La fuerza lateral sobre el espécimen (F_{esp}) corresponde a la suma de las fuerzas de amortiguamiento (F_a) y en el resorte (F_r) actuando sobre el espécimen, es decir:

$$F_{esp}(t) = F_a(t) + F_r(t) = c \dot{x}(t) + k(t) x(t) \quad (5-8)$$

F_r y F_a no pueden estar separadas de F_{esp} ya que k y c son parámetros desconocidos de la Ec. 5-8. El cálculo de F_{esp} se puede hacer por medio de dos procedimientos: utilizando la celda de carga o a partir de la ecuación de movimiento. A continuación se describen estos procedimientos.

5.2.2.1 Utilizando la celda de carga

La viga de conexión articulada se instrumentó con una celda de carga colocada justo antes de la conexión articulada (en el lado del espécimen). La celda mide la fuerza lateral que actúa sobre el espécimen debido a la fuerza inercial de la masa adicional del dispositivo. Adicional a esta fuerza se debe incluir la fuerza inercial de la masa del sistema de conexión entre la celda de carga y el espécimen, la masa de la viga de carga y la masa del espécimen que contribuye a la fuerza inercial. Por lo tanto, la fuerza lateral efectiva se puede calcular como:

$$F_{esp}(t) = - \left[F_{cc}(t) + \ddot{x}_{abs(VC)}(t) (m_3 \Psi_2 + m_4 + m_5 + m_6 + m_7 \Psi_1) \right] \quad (5-9)$$

donde:

F_{cc} = fuerza medida por la celda de carga,

$\ddot{x}_{abs(VC)}$ = aceleración absoluta medida en la viga de carga,

$\Psi_2 =$ fracción de la masa del sistema de conexión entre la celda de carga y el espécimen. Este factor se calculó como la relación entre el peso del sistema de conexión entre la celda de carga y el espécimen (peso de una rótula y de la mitad de la celda de carga) y el peso total del sistema de conexión ($\Psi_1 = 0.35 = 2.2 \text{ kN} / 6.2 \text{ kN}$).

5.2.2.2 Utilizando la ecuación de movimiento

La segunda opción para calcular F_{esp} es a partir de la ecuación de movimiento. Al reemplazar la Ec. 5-8 en la Ec. 5-6, se obtiene:

$$F_{esp}(t) = -m[\ddot{x}_s(t) + \ddot{x}(t)] + \mu_d W' \quad (5-10)$$

De acuerdo con la Ec. 5-5, la Ec. 5-10 se puede reescribir como:

$$F_{esp}(t) = -[m \ddot{x}_{abs}(t) - \mu_d W'] \quad (5-11)$$

Si la aceleración absoluta del cajón de masa, $\ddot{x}_{abs(CM)}$, se mide utilizando un acelerómetro, la Ec. 5-11 se puede reescribir como:

$$F_{esp}(t) = -\left\{ \ddot{x}_{abs(CM)}(t)[m_1 + m_2 + m_3(1 - \psi_2)] + \ddot{x}_{abs(VC)}(t)[m_3\psi_2 + m_4 + m_5 + m_6 + m_7\psi_1] - \mu_d W' \right\} \quad (5-12)$$

Como se muestra en la Figura 5-1, el espécimen está conectado al cajón de almacenamiento por medio de una viga de conexión con extremos articulados. En teoría, el desplazamiento absoluto del espécimen es igual al desplazamiento del cajón de almacenamiento. Esto significa que la aceleración absoluta debe ser igual en el cajón de almacenamiento y en la viga de carga (extremo superior del espécimen). Sin embargo, la holgura en las rótulas de giro libre, pequeños desalineamientos en el sistema de conexión y los desplazamientos verticales del espécimen pueden originar pequeñas diferencias entre las aceleraciones en el espécimen y el cajón de almacenamiento. Debido a estas diferencias se midieron las aceleraciones absolutas en el cajón de masa, $\ddot{x}_{abs(CM)}$, y en la viga de carga, $\ddot{x}_{abs(VC)}$, para ser incluidas en la Ec. 5-12.

5.2.3 Coeficientes de fricción y energía disipada en el dispositivo

Para evaluar la efectividad del dispositivo de transmisión de fuerza inercial y los efectos sobre la respuesta de los especímenes, se estimaron los coeficientes de fricción y la energía disipada por el sistema de deslizamiento del dispositivo.

5.2.3.1 Coeficientes de fricción

A partir de la Ec. 5-9 es posible calcular la fuerza lateral efectiva que actúa sobre el espécimen sin conocer el coeficiente de fricción dinámico. Sin embargo, para estimar el amortiguamiento efectivo en el espécimen se debe determinar el nivel de fricción que se genera en el sistema de deslizamiento durante el movimiento. Como se discutió en la sección 4.8, cuando el nivel de fricción es alto, se introduce fuerte amortiguamiento en la respuesta de los modelos y, por lo tanto, se genera un factor de amplificación dinámico significativamente menor. En el tipo de sistema seleccionado para la aplicación de la masa sobre los modelos se pueden medir dos tipos de coeficientes de fricción de Coulomb (Figura 5-2): estático (μ_e) y dinámico (μ_d).

Si se considera que un bloque descansa sobre una superficie horizontal, ésta ejercerá una fuerza (N) perpendicular o normal sobre el bloque. De igual forma, el bloque ejercerá una fuerza (N) sobre la superficie. Al aplicar gradualmente una fuerza horizontal al bloque (F), éste ejerce una fuerza de fricción igual y opuesta sobre la superficie. En el instante en que el bloque deja de permanecer en reposo, la fuerza horizontal aplicada vence la fuerza de fricción (Figura 5-2(a)). Esta fuerza corresponde a la fuerza de fricción estática máxima ($F_{fe \text{ max}}$), a partir de la cual se obtiene el *coeficiente de fricción estático* (μ_e), es decir:

$$F_{fe \max} = \mu_e N \quad (5-13)$$

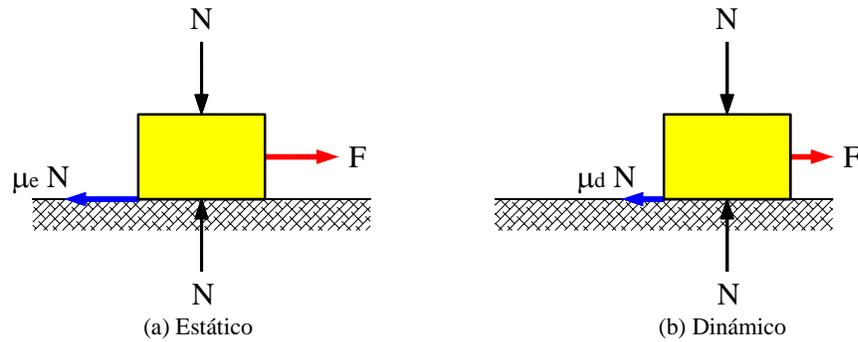


Figura 5-2. Tipos de coeficientes de fricción

Para extraer de las ecuaciones dinámicas la influencia de la fricción del dispositivo sobre el comportamiento de los especímenes, el interés se concentró en el coeficiente de fricción dinámico. Sin embargo, un buen punto de partida para conocer el coeficiente de fricción dinámico esperado es determinar el coeficiente de fricción estático. Este último se puede calcular de forma sencilla a partir de la Ec. 5-13, al aplicar y medir la fuerza necesaria para mover el sistema y conociendo el peso sobre él. Una vez se inicia el movimiento con velocidad constante (Figura 5-2(b)), permanece la fuerza de fricción dinámica (F_{fd}), a partir de la cual se obtiene el *coeficiente de fricción dinámico* (μ_d), es decir:

$$F_{fd} = \mu_d N \quad (5-14)$$

Al aplicar la expresión anterior al sistema de la Figura 5-1 o al igualar las Ecs. 5-9 y 5-12 se encuentra la ecuación para determinar la variación del coeficiente de fricción dinámico durante una excitación dinámica de alta velocidad.

$$\mu_d(t) = \frac{\ddot{x}_{abs(CM)}(t) [m_1 + m_2 + m_3(1 - \psi_2)] - F_{cc}}{W'} \quad (5-15)$$

Teniendo en cuenta que las Ecs. 5-9 y 5-12 fueron igualadas para estimar μ_d , el resultado numérico será al mismo cuando se utilice alguno de los dos procedimientos propuestos para calcular F_{esp} .

5.2.3.2 Energía disipada por la fricción del dispositivo

La energía disipada por la fricción de Coulomb en un ciclo de vibración con amplitud de desplazamiento x_0 , es igual al área dentro del ciclo de histéresis de la curva fuerza de fricción–desplazamiento (Figura 5-3). El factor de amortiguamiento por fricción de Coulomb puede expresarse como un amortiguamiento viscoso equivalente, en el cual, la energía disipada, E_D , debe sustituirse por la energía disipada en el mecanismo de fricción (E_F), es decir (Chopra, 2001):

$$\zeta_{\mu eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_F}{E_{SO}} \quad (5-16)$$

donde E_{SO} es la energía de deformación calculada a partir de la rigidez en el espécimen, k , determinada experimentalmente, es decir:

$$E_{SO} = \frac{k x_0^2}{2} \quad (5-17)$$

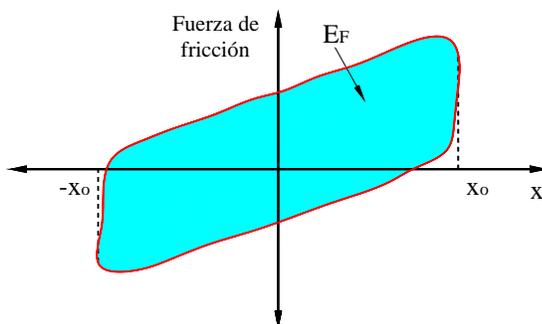


Figura 5-3. Ciclo de histéresis para el mecanismo de fricción de Coulomb

5.2.4 Periodos naturales de vibración y factores de amortiguamiento efectivo

De acuerdo con Chopra (2001), el periodo de vibración de un sistema con amortiguamiento de Coulomb es el mismo para el sistema sin amortiguamiento. Por lo tanto, el dispositivo utilizado en los ensayos no tiene efecto en los periodos de vibración de los especímenes. En cuanto al amortiguamiento, éste es usualmente representado por un factor de amortiguamiento viscoso equivalente. Cuando se utiliza un dispositivo de masa inercial por deslizamiento, además de incluir la fuerza de fricción en la ecuación de movimiento (Ec. 5-6), es necesario extraer el amortiguamiento inducido por el dispositivo de deslizamiento ($\zeta_{\mu eq}$, Ec. 5-16) del amortiguamiento viscoso equivalente en el espécimen (ζ_{eq}), es decir:

$$\zeta_{eq}' = \zeta_{eq} - \zeta_{\mu eq} \quad (5-18)$$

donde ζ_{eq}' es el factor de amortiguamiento viscoso equivalente efectivo del espécimen. Cuando se realizan estudios experimentales utilizando especímenes de concreto reforzado, los factores de amortiguamiento (ζ_{eq}) se pueden calcular utilizando varios métodos: (a) decremento logarítmico, (b) regresión exponencial, (c) por medio de la energía disipada y la energía de deformación, (d) anchura de banda y, (e) el método de ajuste de amplitud. Los dos últimos métodos recurren a un sistema de identificación en el dominio de la frecuencia para determinar las frecuencias naturales de vibración y el amortiguamiento envuelto en la respuesta medida. En dicho sistema de identificación se utiliza la forma de la función de transferencia (FT) que relaciona las amplitudes espectrales de la aceleración en dos puntos de la estructura. Para determinar la frecuencia natural y el amortiguamiento con el método de anchura de banda se utiliza la FT real. Sin embargo, cuando la amplitud de la FT es más exacta que la fase, la confiabilidad de los resultados es mayor si se utiliza el método de ajuste de amplitud propuesto por Rinawi y Clough (1992). En este método, la FT teórica de un sistema de un grado de libertad es ajustada a la forma experimental de la misma función. En esta investigación se utilizó dicha metodología, ya que se pueden determinar de forma directa y relativamente sencilla tanto la frecuencia natural como el factor de amortiguamiento. La FT se calculó como el cociente entre las amplitudes espectrales de la aceleración en la base (mesa vibradora) y la aceleración en el extremo superior del muro (viga de carga), durante las excitaciones de ruido blanco y de los registros sísmicos.

5.3 Definición de parámetros

El comportamiento de sistemas o elementos estructurales sujetos a acciones sísmicas se puede estudiar mediante los valores y las tendencias de varios parámetros que relacionan sus propiedades geométricas, mecánicas y dinámicas. Con el propósito de facilitar la interpretación de la respuesta global de los especímenes ensayados, a continuación se presentan las definiciones de algunos de estos parámetros. Para evaluar el comportamiento de los muros se definieron cinco tipos de mecanismos de falla y tres estados límite, los cuales se describen en las secciones 2.2.2 y 2.2.3, respectivamente.

5.3.1 Curvas de histéresis

La curva histerética de un modelo es la representación gráfica de la relación entre la resistencia lateral y la deformación que provoca. En estas curvas es común expresar la deformación en términos de distorsión (ya sea distorsión total, de cortante, de flexión o de deslizamiento) o de demanda de ductilidad y, la resistencia lateral en términos de la fuerza lateral, el esfuerzo cortante o el esfuerzo cortante normalizado por una propiedad mecánica del concreto o la resistencia de una ecuación de predicción. En las curvas de histéresis derivadas a partir de los ensayos dinámicos de los modelos, la fuerza lateral ($F_{lateral}$) se calculó utilizando la Ec. 5-9; es decir, a partir de las mediciones de la celda de carga y la fuerza inercial adicional entre la celda de carga y el espécimen. El esfuerzo cortante corresponde a la fuerza lateral dividida entre el área de la sección transversal del muro ($t_w \times l_w$). Para los muros con aberturas dicha área corresponde al área de la sección transversal a la altura de las aberturas, sin incluir la columna del extremo *Oeste* (Figura 5-7). En las curvas de histéresis se muestra la respuesta de los modelos para todos los registros sísmicos utilizados. Con el propósito de diferenciar la respuesta en cada registro, se usan colores distintos en las gráficas.

5.3.2 Coeficiente sísmico y amplificación dinámica

En la mayoría de los reglamentos disponibles, el coeficiente sísmico (C_s) es un parámetro básico de diseño. Para cada uno de las etapas del ensayo, C_s se calculó a partir de la Ec. 5-19.

$$C_s = \frac{V_m}{W} \quad (5-19)$$

donde V_m corresponde al valor máximo de la historia en el tiempo del cortante basal y W es el peso lateral efectivo del sistema. Los valores de W ($m \times g$) para cada modelo se presentan en la Tabla 5-1. La amplificación dinámica en términos de aceleración (A_d) se calculó como:

$$A_d = \frac{C_s}{a_g} \quad (5-20)$$

donde a_g es la aceleración máxima de entrada registrada en la mesa vibradora.

5.3.3 Componentes de desplazamiento

De modo similar a lo descrito en la sección 5.2, el desplazamiento absoluto de un muro sometido a cargas dinámicas, Δ_{abs} , se define como:

$$\Delta_{abs}(t) = \Delta_T'(t) + \Delta_S(t) \quad (5-21)$$

donde Δ_T' es el desplazamiento relativo del espécimen y Δ_S es el desplazamiento de la mesa vibradora en un tiempo t . Para efectos de simplificación, en la simbología no se incluirá el término (t). El desplazamiento relativo del espécimen se calculó como:

$$\Delta_T' = \Delta_T + \Delta_{OE} \quad (5-22)$$

donde Δ_T es el desplazamiento relativo debido al comportamiento propio del espécimen y Δ_{OE} es el desplazamiento relativo a causa de otros efectos que se presentan durante la realización de pruebas experimentales. A partir de la instrumentación externa de los modelos (sección 4.9.2), el desplazamiento relativo debido al comportamiento propio del espécimen (Δ_T), se calculó utilizando dos procedimientos.

5.3.3.1 A partir de la ecuación del desplazamiento absoluto

Al reemplazar la Ec. 5-22 en la Ec. 5-21 se obtiene el desplazamiento relativo de interés:

$$\Delta_T = \Delta_{abs} - \Delta_S - \Delta_{OE} \quad (5-23)$$

- **Desplazamiento absoluto, Δ_{abs}**

Este desplazamiento se obtuvo a partir de la medición directa de dos tipos de instrumentos: (a) el promedio de los registros de desplazamiento de dos transductores de vástago colocados a nivel de la losa ($H1$ y $H2$) y, (b) el promedio de los registros de desplazamiento horizontal de dos LED's colocados a igual altura que los transductores de vástago ($SL1$ y $SL2$). Las mediciones obtenidas utilizando los LED's y la instrumentación convencional fueron, en general, comparables. La redundancia de instrumentos en algunos sitios de los especímenes fue primordial al momento en que uno o varios instrumentos no registraron mediciones; por ejemplo: a) durante la aplicación de los dos primeros registros sísmicos al modelo MCN50mD, no se guardaron los archivos del sistema de medición óptico debido a un error de operación del equipo, b) en condiciones últimas de daño algunos instrumentos se desconectan o son obstruidos por fragmentos que se desprenden del espécimen.

- **Desplazamiento de la mesa vibradora, Δ_S**

De igual forma al desplazamiento absoluto, el desplazamiento de la mesa vibradora se obtuvo a partir de la medición directa de dos tipos de instrumentos: (a) el registro de un transductor de vástago colocado en la plataforma de la mesa ($H0$) y, (b) el promedio de los registros de desplazamiento horizontal de dos LED's colocados sobre la plataforma ($SP1$ y $SP2$).

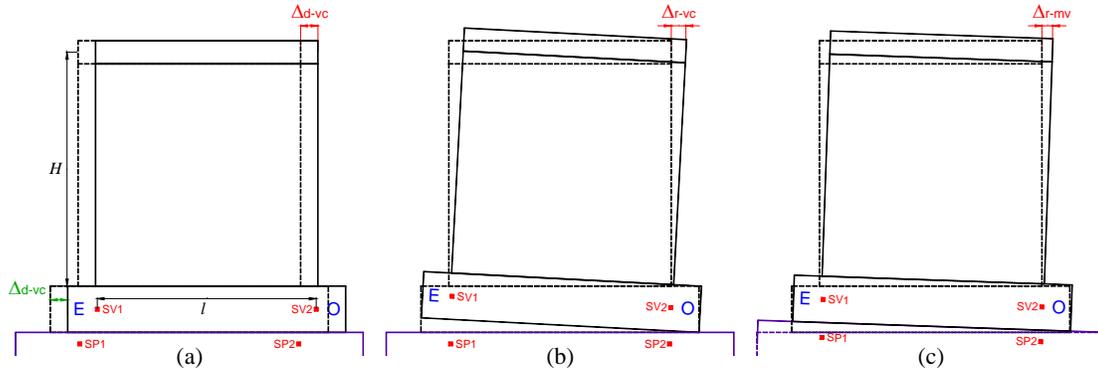


Figura 5-4. Componentes de desplazamiento por otros efectos

- **Desplazamiento relativo a causa de otros efectos, Δ_{OE}**

El desplazamiento relativo por efectos externos al comportamiento propio de los modelos (Δ_{OE}), se calculó por medio de la Ec. 5-24.

$$\Delta_{OE} = \Delta_{d-vc} + \Delta_{r-vc} + \Delta_{r-mv} \quad (5-24)$$

donde Δ_{d-vc} y Δ_{r-vc} son los desplazamientos relativos ocasionados por la pérdida de tensionamiento de los tornillos utilizados para la sujeción de la viga de cimentación a la plataforma de la mesa vibradora; es decir, Δ_{d-vc} se genera por el deslizamiento entre la viga de cimentación y la plataforma de la mesa vibradora (Figura 5-4(a)) y, Δ_{r-vc} se genera por la rotación ocasionada por el levantamiento vertical relativo de los extremos de la viga de cimentación (Figura 5-4(b)). A pesar de que los registros sísmicos se aplicaron sólo en la dirección horizontal, se presentaron rotaciones pequeñas de la plataforma de la mesa, las cuales causaron desplazamientos horizontales en los modelos, Δ_{r-mv} (Figura 5-4(c)). El desplazamiento horizontal generado por el deslizamiento de la viga de cimentación respecto a la plataforma de la mesa vibradora, Δ_{d-vc} , se calculó como:

$$\Delta_{d-vc} = \Delta_{viga} - \Delta_S \quad (5-25)$$

donde Δ_{viga} es el promedio de los registros de desplazamiento horizontal de dos LED's colocados en la viga de cimentación (SV1 y SV2) y, Δ_S es el promedio de los registros de desplazamiento horizontal de dos LED's colocados sobre la plataforma de la mesa vibradora (SP1 y SP2). Los desplazamientos causados por la rotación de la viga de cimentación (Δ_{r-vc}) y de la plataforma de la mesa vibradora (Δ_{r-mv}), se pueden calcular de forma directa utilizando la Ec. 5-26.

$$\Delta_{r-vc} + \Delta_{r-mv} = \left(\frac{v_e - v_o}{l} \right) H \quad (5-26)$$

donde v_e y v_o corresponden a los desplazamiento verticales registrados en los LED's SV1 (Este) y SV2 (Oeste), respectivamente, l es la distancia horizontal entre dichos LED's y H es la altura a nivel de la losa (Figura 5-4). En la sección 5.4.4 se muestran los desplazamientos relativos a causa de otros efectos, medidos en cada uno de los especímenes.

5.3.3.2 A partir de los componentes de desplazamiento

Por efectos propios del comportamiento de los especímenes, el desplazamiento relativo de muros de concreto ante cargas dinámicas se puede atribuir exclusivamente a los efectos de corte, al deslizamiento en la base y a la flexión (Figura 5-5). Por lo tanto, el desplazamiento relativo Δ_T se divide en tres componentes:

$$\Delta_T = \Delta_c + \Delta_d + \Delta_f \quad (5-27)$$

donde Δ_c , Δ_d y Δ_f son los desplazamientos laterales debido a la fuerza cortante en el alma, al deslizamiento en la base del muro y a la flexión del muro, respectivamente.

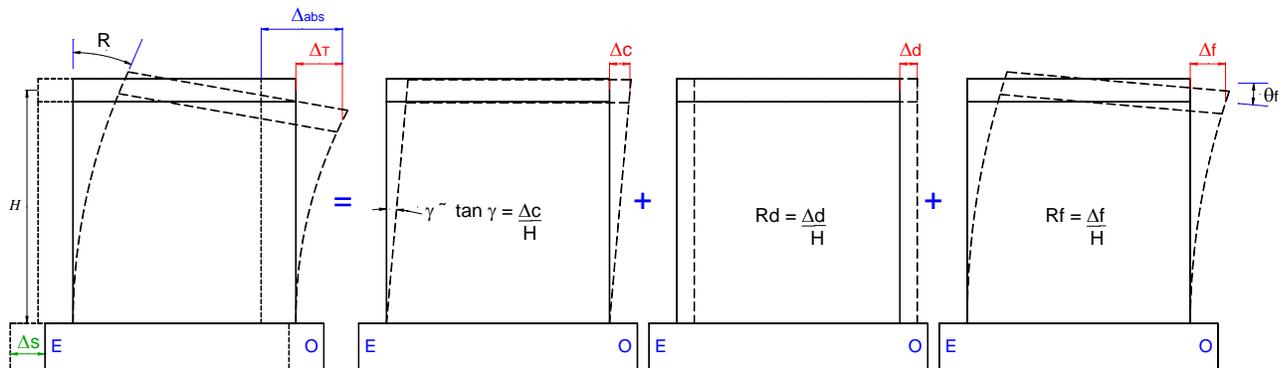


Figura 5-5. Componentes de desplazamiento por efectos propios del modelo

Para propósitos de diseño sísmico se utilizan parámetros adimensionales que reflejan de una mejor manera el comportamiento global de los sistemas o elementos estructurales. Uno de estos parámetros es la *distorsión*, la cual puede medirse a nivel *local* o *global* y, usualmente se les expresa en porcentaje. Para muros de un solo nivel, este parámetro simplemente se conoce como *distorsión* y se define como el desplazamiento medido al nivel de la losa superior normalizado por la altura correspondiente (H). Por lo tanto, dividiendo los desplazamientos de la Ec. 5-27 entre la altura H se puede reescribir la Ec. 5-27 como:

$$R = \gamma + R_d + R_f \quad (5-28)$$

donde R es la distorsión lateral total y, γ , R_d y R_f son las contribuciones de la deformación por corte, del deslizamiento en la base y de la flexión del muro, respectivamente. El estudio de las tres deformaciones permite entender mejor el modo de falla de los modelos. La ubicación y amplia cantidad de instrumentos utilizados hizo posible determinar el efecto de cada modo de deformación sobre el desplazamiento atribuido

al comportamiento propio de los especímenes. Para ello, se calculó separadamente la deformación por cortante en el alma, el deslizamiento horizontal en la base y la deformación por flexión de los muros. Los resultados para cada espécimen se presentan más adelante en la sección denominada *componentes de distorsión*.

- **Contribución de la deformación por corte, Δ_c**

De acuerdo con los principios de resistencia de materiales y despreciando la expansión del muro en su plano, las deformaciones angulares de cada panel se obtuvieron de la siguiente forma.

Muros cuadrados:

Para los muros con relación de aspecto igual a uno se utilizó la Ec. 5-29 (Figura 5-6).

$$\Delta_c = \gamma H = \frac{\delta_2 D_2 - \delta_1 D_1}{2lh} H \quad (5-29)$$

donde:

γ = deformación angular del panel,

δ_1, δ_2 = alargamiento o acortamiento registrado en las diagonales 1 y 2,

D_1, D_2 = longitud inicial de las diagonales 1 y 2,

l, h = longitud y altura del panel.

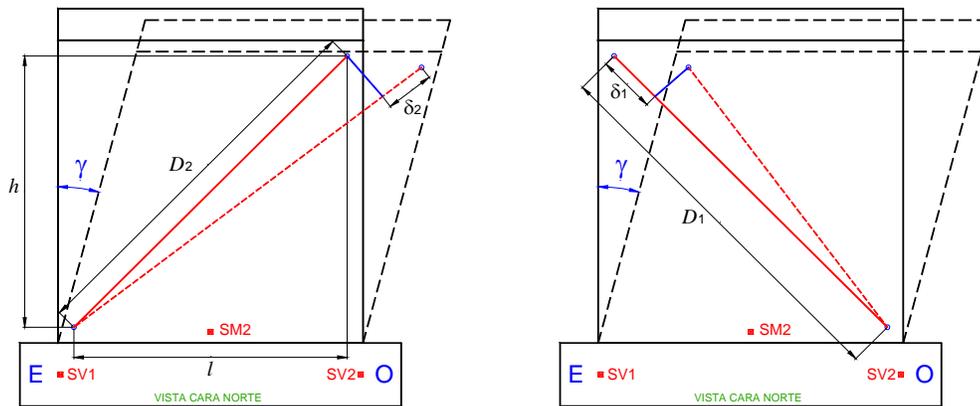


Figura 5-6. Cálculo de la deformación angular para muros cuadrados

Muros con aberturas:

Para el segmento de muro ubicado en el lado *Este* de la puerta (segmento 1), se utilizó la Ec. 5-30 (Figura 5-7).

$$\Delta_{c1} = \gamma_{s1} H = \left(\frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{h_1 + h_2} \right) H \quad (5-30)$$

$$\gamma_1 = \frac{\delta_4 D_4 - \delta_3 D_3}{2l_1 h_1} \quad \text{y} \quad \gamma_2 = \frac{\delta_2 D_2 - \delta_1 D_1}{2l_2 h_2} \quad (5-31)$$

Para el segmento de muro ubicado entre la puerta y la ventana (segmento 2), se utilizó la Ec. 5-32 (Figura 5-7).

$$\Delta_c = \gamma_{s2} H = \left(\frac{\gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4}{h_3 + h_4} \right) H \quad (5-32)$$

$$\gamma_3 = \frac{\delta_8 D_8 - \delta_7 D_7}{2l_3 h_3} \quad \text{y} \quad \gamma_4 = \frac{\delta_6 D_6 - \delta_5 D_5}{2l_4 h_4} \quad (5-33)$$

donde:

γ_{s1}, γ_{s2} = deformación angular promedio de los segmentos de muro 1 y 2,

γ_1, γ_2 = deformación angular de los paneles inferior y superior, respectivamente, del segmento de muro 1,

γ_3, γ_4 = deformación angular de los paneles inferior y superior, respectivamente, del segmento de muro 2,

$\delta_1 \dots \delta_8$ = alargamiento o acortamiento registrado en las diagonales 1 a 8,

$D_1 \dots D_8$ = longitud inicial de las diagonales 1 a 8,

l_1, l_2 = longitud de los paneles inferior y superior, respectivamente, del segmento de muro 1,

l_3, l_4 = longitud de los paneles inferior y superior, respectivamente, del segmento de muro 2.

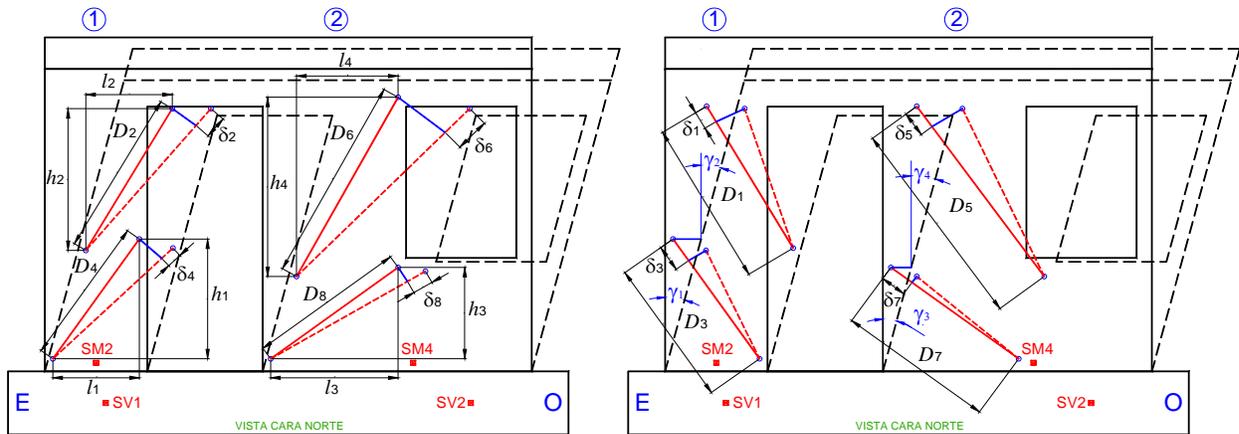


Figura 5-7. Cálculo de la deformación angular para muros con aberturas

La precisión del método anterior se reduce al aumentar la relación de aspecto de los muros. En el caso de muros con relación de aspecto igual a uno, se obtienen buenas estimaciones de la deformación angular de los tableros (Aguilar y Alcocer, 2001). Debido a que los instrumentos utilizados en el cálculo de la deformación por cortante registran el desplazamiento lineal entre dos puntos ubicados sobre el alma del muro, Δ_{OE} no afecta esta deformación. El funcionamiento de los dispositivos utilizados para la medición del alargamiento o acortamiento de las diagonales en los muros cuadrados y con aberturas fue adecuado, ya que se logró registrar la historia completa de desplazamiento durante las pruebas dinámicas y, al mismo tiempo, se redujo significativamente el ruido en las señales por efectos de vibración.

- **Contribución del deslizamiento en la base del muro, Δ_d**

El deslizamiento relativo en la base de los muros se calculó por medio de la Ec. 5-34.

$$\Delta_d = \Delta_{base} - \Delta_{viga} \quad (5-34)$$

donde (Figuras 5-6 y 5-7):

Δ_{base} = desplazamiento horizontal registrado en el LED colocado en la base de los muros. Corresponde al LED SM2 en los muros cuadrados, al LED SM2 en el segmento de muro ubicado en el lado *Este* de la puerta del muro con aberturas y, al LED SM4 en el segmento de muro ubicado entre la puerta y la ventana del muro con aberturas,

Δ_{viga} = promedio de los registros de desplazamiento horizontal de dos LED's colocados en la viga de cimentación (SV1 y SV2).

Para extraer automáticamente de la Ec. 5-34 los desplazamientos debidos al deslizamiento de la viga de cimentación y la plataforma de la mesa vibradora (Δ_{d-vc}), se utilizaron los registros de los LED's colocados en la viga de cimentación, en lugar de los colocados sobre la plataforma de la mesa.

- **Contribución de la deformación por flexión, Δ_f**

El desplazamiento por flexión a nivel de la losa de los muros se determinó a partir del área del diagrama de distribución de la rotación del muro en voladizo.

Muros cuadrados:

Por medio de parejas de LED's distribuidas en la altura y una pareja de transductores de desplazamiento colocada en la base de los muros, se estimó la rotación de cinco secciones diferentes. Por lo tanto, el desplazamiento por flexión se calculó por medio de la Ec. 5-35 (Figura 5-8):

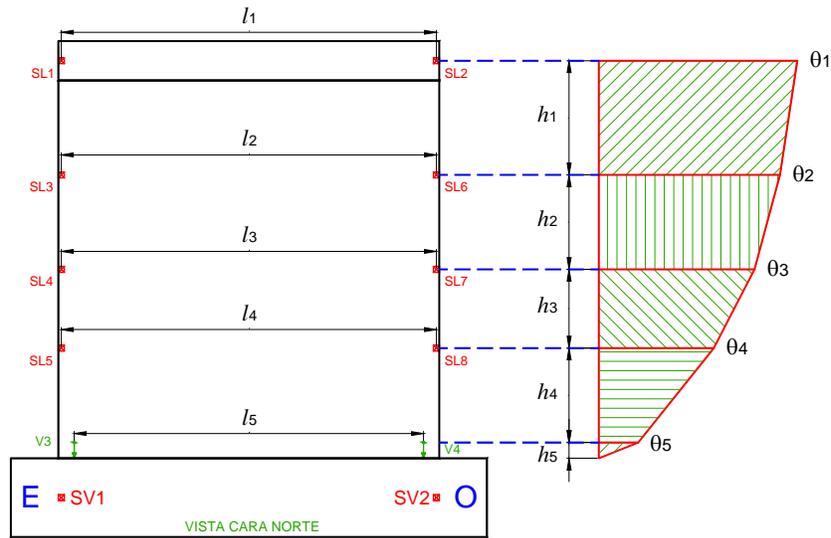


Figura 5-8. Cálculo de la deformación por flexión para muros cuadrados

$$\Delta_f = \frac{\theta_1}{2} h_1 + \frac{\theta_2}{2} (h_1 + h_2) + \frac{\theta_3}{2} (h_2 + h_3) + \frac{\theta_4}{2} (h_3 + h_4) + \frac{\theta_5}{2} (h_4 + h_5) \quad (5-35)$$

$$\theta_i = \frac{(v_{ei} - v_e) - (v_{oi} - v_o)}{l_i} \quad (5-36)$$

$$\theta_5 = \frac{v_{e5} - v_{o5}}{l_5} \quad (5-37)$$

donde v_{ei} y v_{oi} corresponden a los desplazamientos verticales registrados en los LED's del lado *Este* y *Oeste*, respectivamente, en los instrumentos colocados en una altura h_i ; l_i es la distancia horizontal entre dichos transductores y, v_e y v_o corresponden a los desplazamientos verticales registrados en los LED's del lado *Este* (SV1) y *Oeste* (SV2), respectivamente, colocados en la viga de cimentación. Utilizando estos últimos desplazamientos se extrajeron directamente las rotaciones de la viga de cimentación (Δ_{r-vc}) y de la plataforma de la mesa vibradora (Δ_{r-mv}), del cálculo de Δ_f . En la Ec. 5-37, v_{e5} y v_{o5} corresponden al alargamiento o acortamiento registrados en los dispositivos de medición de desplazamiento vertical en el lado *Este* (V3) y *Oeste* (V4), respectivamente y, h_5 y l_5 son la altura (distancia entre la base del muro y el sitio donde se anclaron) y la distancia horizontal entre dichos dispositivos de medición. En estas lecturas no se extraen las

rotaciones antes mencionadas (Δ_{r-vc} y Δ_{r-mv}), ya que los instrumentos en dichos dispositivos registran el desplazamiento entre dos puntos ubicados sobre el alma del muro.

Muros con aberturas:

Por medio de una pareja de LED's situada en la losa de los muros y por parejas de dispositivos de medición de desplazamiento vertical distribuidos en la altura de los segmentos de muros, se calculó la rotación en determinadas secciones. Para el segmento de muro ubicado en el lado *Este* de la puerta (segmento 1), se utilizó la Ec. 5-38 (Figura 5-9).

$$\Delta_f = \frac{\theta_1}{2} h_1 + \frac{\theta_2}{2} (h_1 + h_2) + \frac{\theta_3}{2} (h_2 + h_3) + \frac{\theta_4}{2} (h_3 + h_4) + \frac{\theta_5}{2} (h_4 + h_5) + \frac{\theta_6}{2} (h_5 + h_6) \quad (5-38)$$

Para el segmento de muro ubicado entre la puerta y la ventana (segmento 2), se utilizó la Ec. 5-39 (Figura 5-9).

$$\Delta_f = \frac{\theta_1}{2} h_1 + \frac{\theta_2}{2} (h_1 + h_2) + \frac{\theta_3}{2} (h_2 + h_3) + \frac{\theta_4}{2} (h_3 + h_4) \quad (5-39)$$

donde θ_1 se calcula por medio de la Ec. 5-36. Las demás rotaciones se determinaron de forma similar a lo expresado por la Ec. 5-37. Tal como se observó en la medición de los desplazamientos de las diagonales, el funcionamiento de los dispositivos utilizados para la medición del alargamiento o acortamiento vertical en los muros cuadrados y con aberturas fue adecuado.

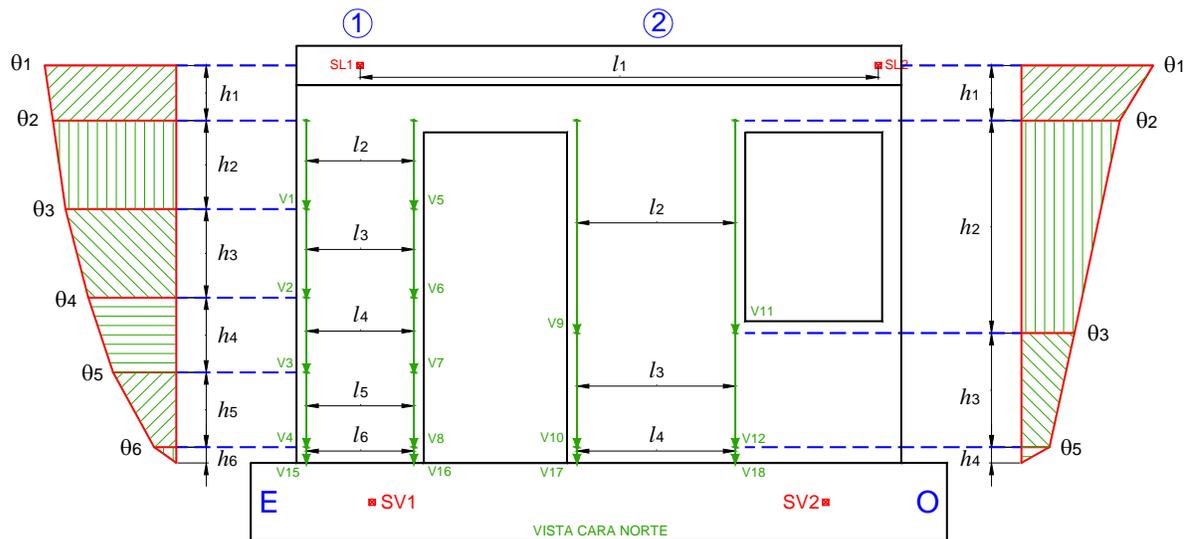


Figura 5-9. Cálculo de la deformación por flexión para muros con aberturas

5.3.4 Perfil de curvaturas

El perfil promedio de curvaturas para los muros cuadrados y para los segmentos de muro de los modelos con aberturas se determinó de forma similar al cálculo de la deformación por flexión.

Muros cuadrados:

Para los muros cuadrados se calculó el perfil que se muestra en la Figura 5-10. Para las tres curvaturas superiores se manejó la Ec. 5-40, la cual utiliza la información registrada por los LED's.

$$\phi_i = \frac{[(v_{ei} - v_{ei-1}) - (v_{oi} - v_{oi-1})] / h_i}{l_i} \quad (5-40)$$

Para la curvatura ϕ_4 se utilizó la información registrada por los transductores de desplazamiento (V3 en el lado *Este* y V4 en el lado *Oeste*) colocados entre la base del muro y la sección donde se anclaron.

$$\phi_4 = \frac{(v_{e4} - v_{o4}) / h_5}{l_4} \quad (5-41)$$

Para la curvatura en la base del muro se supuso una variación lineal y, por lo tanto, se calculó por medio de la Ec. 5-42.

$$\phi_5 = \frac{(\phi_4 - \phi_3)0.5h_3 + h_4 + h_5}{0.5h_3 + h_4 + 0.5h_5} + \phi_3 \quad (5-42)$$

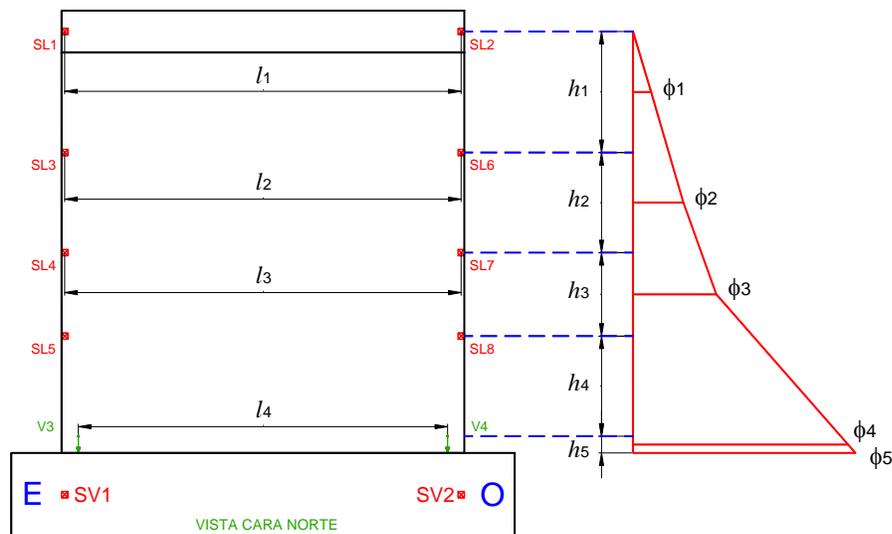


Figura 5-10. Cálculo del perfil de curvatura para muros cuadrados

Muros con aberturas:

Para los dos segmentos de muros se calcularon los perfiles que se muestran en la Figura 5-11. Las curvaturas inferiores (ϕ_6 del segmento 1 y ϕ_4 del segmento 2) se calcularon de forma similar a lo expresado por la Ec. 5-42. Las demás curvaturas de los dos segmentos se calcularon de forma similar a la Ec. 5-41.

5.3.5 Procedimiento de identificación de grietas

Antes de iniciar con el programa de pruebas y después de la aplicación de cada uno de los registros sísmicos, se revisó cuidadosamente cada modelo para detectar grietas producto de la respuesta de los especímenes. Se marcaron las grietas que se formaban o extendían en una de las caras (cara norte) y en los extremos del muro. Para facilitar la observación del daño, los muros se pintaron con pintura vinílica blanca y se trazó sobre ellos una cuadrícula de color negro. Las grietas detectadas se marcaron con plumones de colores (negro para el estado inicial, azul para el registro CALE71, rojo para CALE77 y verde para CALE83), luego se midieron con grietómetros de 0.05 mm de precisión y, en seguida se dibujaron sobre un esquema a escala de la cara norte del muro. La orientación de los especímenes se indica con las letras E y O (extremo *Este* y extremo *Oeste*, respectivamente).

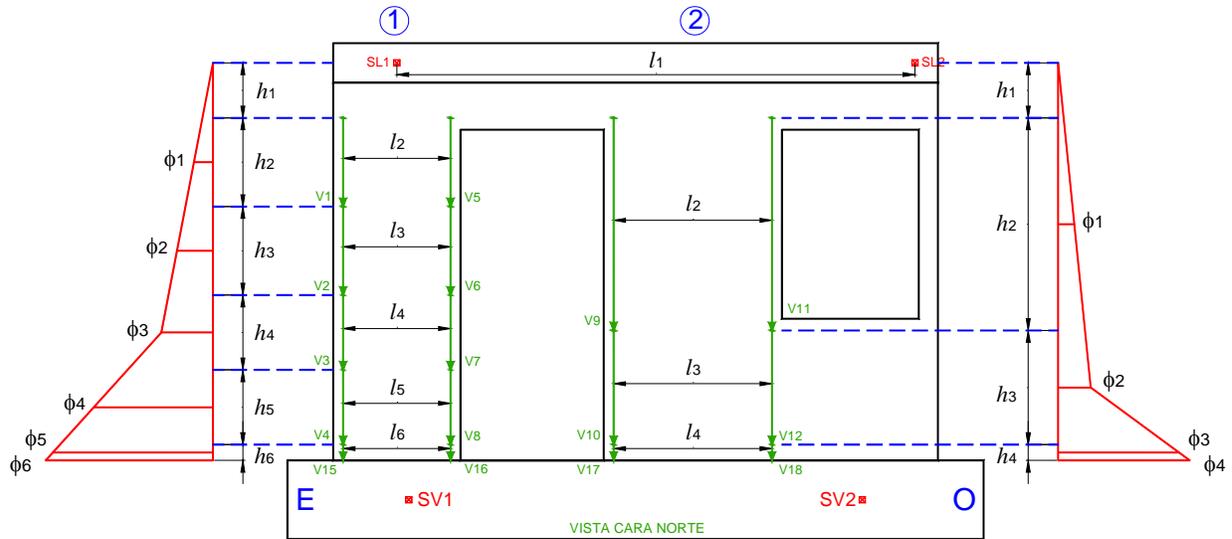


Figura 5-11. Cálculo de los perfiles de curvatura para muros con aberturas

Para tener evidencia del comportamiento de los modelos durante las pruebas se emplearon tres cámaras de video que registraron la respuesta ante cada una de las excitaciones impuestas. Adicionalmente, se llevó a cabo un registro fotográfico detallado de cada una de las partes de los muros, lo cual facilitó la interpretación del daño y la identificación del mecanismo de falla. Para efectos de simplificación, durante la descripción del daño y la interpretación de los resultados, para cada una de las pruebas se suprime el nombre del registro y solamente se hace mención a su magnitud e intensidad. Por ejemplo, para la prueba con el registro CALE 71-50% ($M_w = 7.1$ e Intensidad = 50%) simplemente se hace referencia al registro 71-50.

5.3.6 Índice de agrietamiento residual

Los índices de agrietamiento se estimaron con la finalidad de cuantificar el daño y sus efectos en el comportamiento global y local de los modelos durante la secuencia de ensayos. Para ello, se emplearon los patrones de grietas registrados al final de cada prueba. Debido a que sólo se midieron las grietas al final de la aplicación de cada registro, la anchura de éstas corresponde a un estado residual de agrietamiento, el cual puede ser significativamente menor que la anchura de grieta alcanzada durante la aplicación del registro. El índice de agrietamiento ($I_{grietas}$), se estimó por medio de la Ec. 5-43 (Arias, 2005).

$$I_{grietas} = \frac{\sum (l_{grieta} \times w_{grieta})}{A_{fachada}} \times 100 \quad (5-43)$$

donde l_{grieta} y w_{grieta} son la longitud y la anchura máxima de cada grieta residual y, $A_{fachada}$ es el área total de la fachada original (sin daño). También es importante señalar que al usar la anchura máxima en cada grieta, se tiende a sobreestimar el índice de agrietamiento, ya que éste valor puede variar significativamente a lo largo de la longitud de la grieta. Asimismo, se calculó el valor máximo de las anchuras residuales de grietas al final de la aplicación de cada registro (w_{max}).

5.3.7 Fluencia del acero de refuerzo

La fluencia del acero de refuerzo se estableció como la presencia de deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores que las de fluencia, ϵ_y . Los valores de la deformación de fluencia correspondieron a los valores obtenidos experimentalmente durante las pruebas de las probetas del acero de refuerzo empleado en la construcción de los modelos (sección 4.7.2).

5.3.8 Procesamiento de señales

Para la lectura y almacenamiento de las señales conectadas al sistema de la mesa vibradora se utilizó un sistema de captura de datos controlado por un programa de computadora especialmente diseñado para pruebas dinámicas. Las señales eléctricas se filtraron y amplificaron por medio de acondicionadores. Los datos se capturaron utilizando una frecuencia de muestreo igual a 100 Hz (0.01 s). Para facilitar el procesamiento de la información, la frecuencia de muestreo del sistema de medición óptico fue igual a la utilizada en la instrumentación convencional. El procesamiento de las señales se hizo en los dominios del tiempo y de la frecuencia. Para el primer caso, el procesamiento consistió en transformar las amplitudes de los archivos capturados a sus correspondientes unidades físicas, involucrando las constantes de calibración determinadas para cada sensor y corrigiendo la línea base. Para el segundo caso, se emplearon diferentes procesos de filtrado aplicando un filtro *Butterworth* de cuatro polos. La selección de un procedimiento de filtrado adecuado juega un papel muy importante en la interpretación de los resultados obtenidos y, debe hacerse para cada caso específico de ensayo. Dado que las frecuencias predominantes de los registros sísmicos medidos variaron entre 2 y 13 Hz (0.08 y 0.50 s) y, las frecuencias medidas de los modelos entre 8 y 3 Hz (0.13 y 0.33 s), aproximadamente, las frecuencias de corte de los filtros utilizados en las señales fueron las que se presentan en la Tabla 5-2. A las señales de deformación no se les aplicó ningún proceso de filtrado.

Tabla 5-2. Características del filtrado de las señales

Señal	Tipo	f_{min} (Hz)	f_{max} (Hz)
Fuerza	Pasa banda	1	15
Aceleración	Pasa banda	1	15
Desplazamiento	Pasa baja	---	15
Deformación	---	---	---

El filtrado de las señales se realizó usando el programa DEGTRA.NET (Ordaz y Montoya, 2006). Con el fin de evaluar el efecto del proceso de filtrado en las señales, en la Figura 5-12 se muestran las curvas de histéresis en términos de esfuerzo cortante–distorsión angular y esfuerzo cortante–rotación del modelo MCL100D durante la aplicación del registro 77-75. Como se observa en la figura, el proceso de filtrado permitió eliminar las frecuencias altas y bajas extremas no asociadas al comportamiento de los modelos, sino a las frecuencias de vibración propias de la mesa vibradora y de los instrumentos utilizados.

5.4 Pruebas preliminares y parámetros adicionales

En esta sección se describen y se muestran los resultados de las pruebas que se realizaron antes de iniciar con la ejecución del programa experimental de los especímenes; es decir, la calibración de la mesa vibradora, la verificación del funcionamiento del dispositivo de ensayo y el cálculo del coeficiente de fricción estático. Adicionalmente, se indican los coeficientes de fricción dinámico y el amortiguamiento adicionado por el dispositivo durante la aplicación de las señales de baja (senoidal y triangular) y alta velocidad (registros sísmicos). También se muestra el resumen de los desplazamientos relativos a causa de otros efectos (diferentes al comportamiento propio de los especímenes) y la estimación del error en la medición de los desplazamientos.

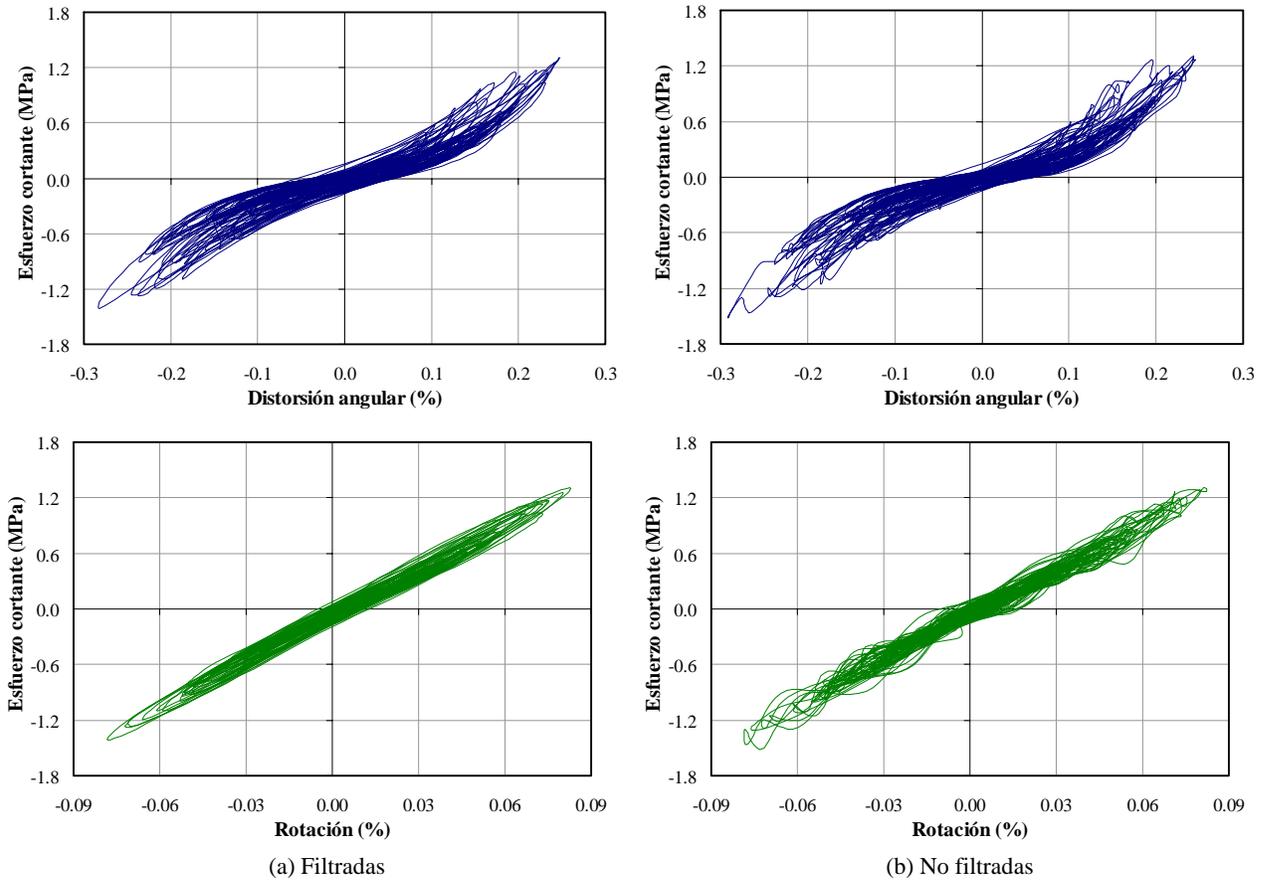


Figura 5-12. Comparación de señales filtradas y no filtradas

5.4.1 Calibración y respuesta de la mesa vibradora

Aunque la mesa vibradora utilizada en los ensayos de los modelos tiene un sistema de control avanzado, la reproducibilidad de las señales depende de varios factores. Básicamente, los más importantes son el contenido de frecuencias y la aceleración máxima del registro, el peso sobre la plataforma de la mesa, la rigidez y el amortiguamiento de los modelos y, evidentemente, de los momentos de volteo generados durante el ensayo. A medida que aumenta la frecuencia de los registros y el peso de los modelos, se dificulta la reproducibilidad de las señales. Por lo tanto, la mesa vibradora se calibró para reproducir fielmente los registros, así como para obtener una función de transferencia con un cociente entre la señal reproducida y la señal de entrada lo más cercano a uno en el intervalo de frecuencias de interés. Estas últimas corresponden a las frecuencias naturales de los modelos durante la aplicación de cada registro. Tales frecuencias se identificaron a partir de los resultados obtenidos con la modelación de la respuesta esperada de los especímenes (Apéndice C).

El proceso de calibración fue detallado y laborioso, ya que en los ensayos de los modelos se utilizaron tres registros con diferentes características de duración e intensidad. Para simular el peso de los modelos sobre la mesa vibradora durante la calibración, se utilizó un cubo de concreto con peso aproximado igual a 39.2 kN (4.0 tf) y 42 bloques de plomo con peso igual a 19.6 kN (2.0 tf). Por lo tanto, la calibración se realizó con un peso total aproximado igual a 58.8 kN (6.0 tf), correspondiente al peso promedio sobre la plataforma de los especímenes cuadrados y con aberturas (Figura 5-13). La verificación de la reproducibilidad de los registros se efectuó tanto en las señales de aceleración como en las de desplazamiento. En la Figura 5-14 se muestra la comparación entre las señales de entrada de desplazamiento (Registro) y las señales reproducidas por la mesa vibradora (MV) durante el ensayo del modelo MCN100D. Como se observa en la gráfica, la reproducibilidad

de la señales fue acertada tanto en magnitud como en frecuencia. Para los demás modelos, el comportamiento fue semejante.

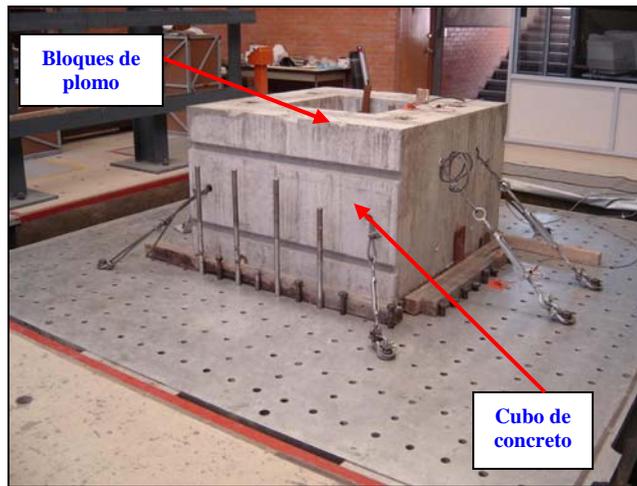


Figura 5-13. Configuración de la calibración de la mesa vibratoria

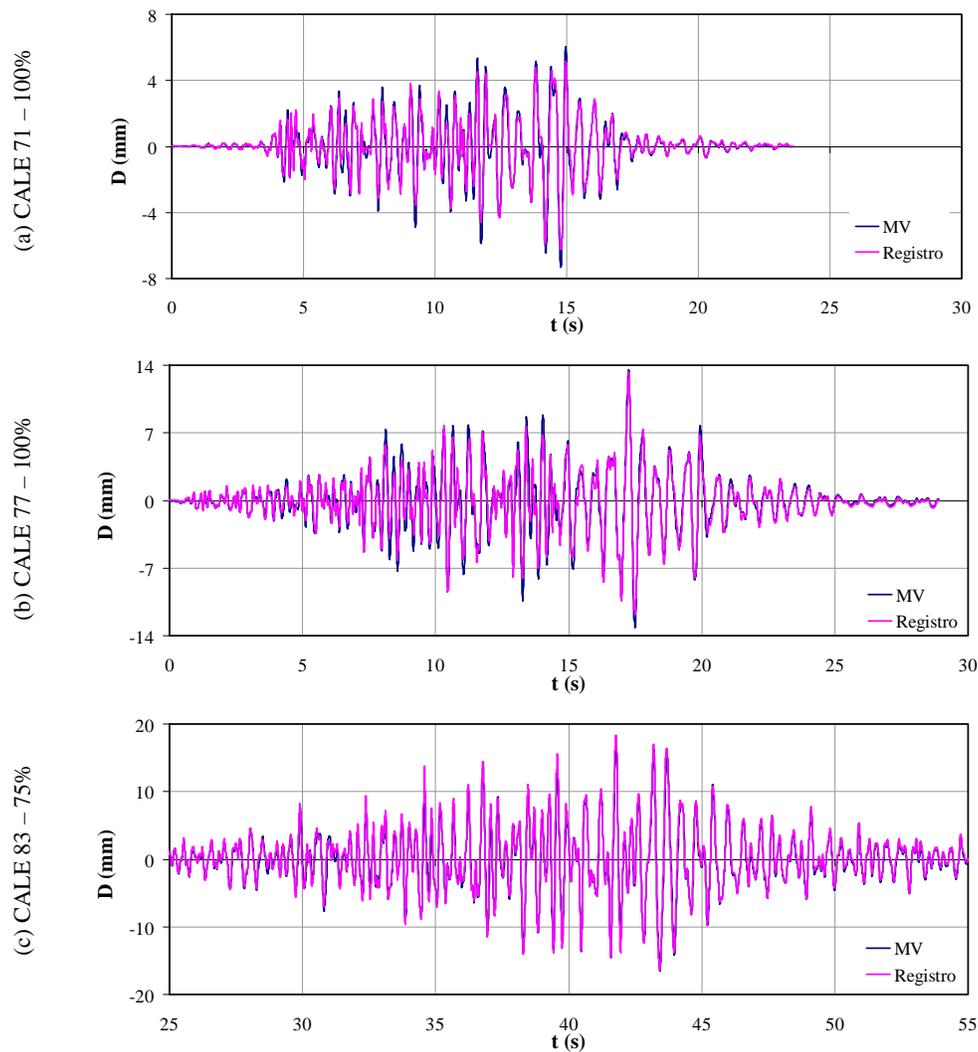


Figura 5-14. Comparación de señales de entrada y señales reproducidas por la mesa vibratoria

5.4.2 Prueba del dispositivo de ensayo

Antes de realizar el ensayo de los especímenes, adicional a la modelación analítica (Apéndice C), se realizó una prueba experimental del dispositivo de transmisión de fuerza inercial. Lo anterior, para verificar el funcionamiento adecuado del mismo y realizar los ajustes necesarios, previos al inicio de la etapa experimental de la investigación. En esta prueba se utilizaron todas las partes que conforman el dispositivo, incluyendo el sistema de restricción de desplazamiento fuera del plano (transversal) y el sistema de carga axial de los especímenes. En sustitución de los especímenes de concreto se utilizaron tres columnas de acero de sección "I" (W15-8-53). La configuración de la prueba se muestra en la Figura 5-15. Durante la prueba se observó que el dispositivo de transmisión de carga inercial funcionó adecuadamente y, por lo tanto, se procedió con el montaje del primer modelo de ensayo.

5.4.3 Coeficientes de fricción y factores de amortiguamiento del dispositivo de ensayo

5.4.3.1 Coeficiente de fricción estática

Como se mencionó en la sección 5.2.3.1, el coeficiente de fricción estático proporciona una primera estimación del coeficiente de fricción dinámico. El coeficiente estático se calculó durante el montaje de los bloques de plomo sobre el cajón que almacenó la masa; es decir, aplicando y midiendo por medio de un tensor y un dinamómetro, respectivamente, la fuerza necesaria para mover el sistema. Esta prueba se realizó en los dos sentidos de desplazamiento y para varios niveles de carga (cantidad de bloques) hasta llegar a la carga máxima sobre el dispositivo. En la Figura 5-16 se muestra la configuración de la prueba y la curva de fricción promedio obtenida para los dos sentidos de desplazamiento. En la Figura 5-16(b) se observa que el coeficiente de fricción estático (μ_e) del dispositivo no es constante, pero tiende a estabilizarse en un valor igual a 0.45% para cargas verticales (N) mayores que 150 kN (15.3 tf). Adicionalmente, se obtuvo una curva de regresión para estimar este parámetro asociado a determinados niveles de carga vertical. También se calculó el coeficiente de correlación (r) de la curva, el cual mide la intensidad de la relación lineal entre los valores estimados y los datos reales. El valor de dicho coeficiente puede tomar valores desde menos uno hasta uno, indicando que mientras más cercano a uno sea su valor, en cualquier dirección, más fuerte será la asociación lineal entre las dos variables (Ec. B-5). Como se observa en la Figura 5-16(b), la curva de regresión involucra un valor promedio del coeficiente de correlación (r) aceptable.

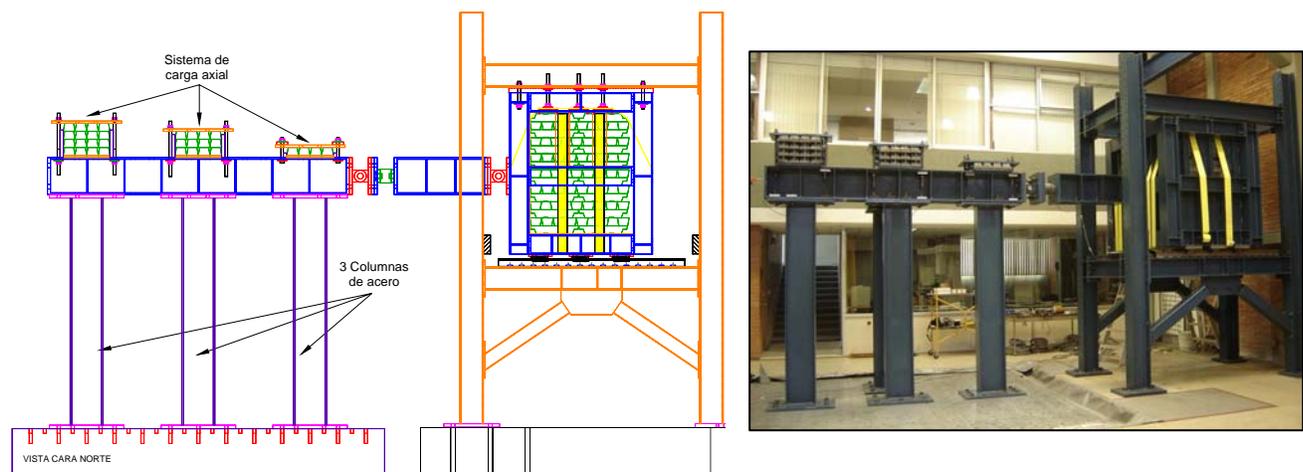
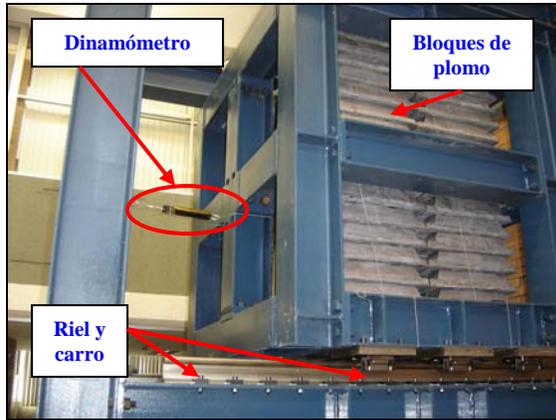
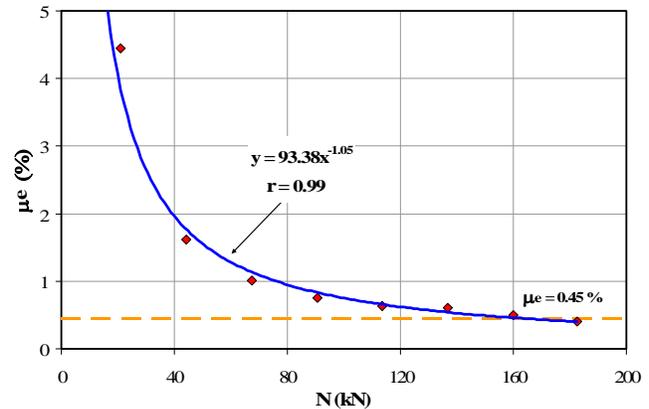


Figura 5-15. Configuración de la prueba del dispositivo



(a) Configuración de la prueba



(b) Resultados

Figura 5-16. Prueba del coeficiente de fricción estático

5.4.3.2 Coeficientes de fricción dinámicos y factores de amortiguamiento inducidos por el dispositivo

A partir de la Ec. 5-15 y utilizando la información registrada por la celda de carga y por un acelerómetro colocado en la viga de carga, se calculó el coeficiente de fricción dinámico (μ_d) del dispositivo.

Excitaciones de baja velocidad:

Como se indicó en la sección 4.10, previo a las pruebas de vibración forzada se realizaron pruebas a bajas frecuencias utilizando las señales senoidal (0.5 Hz) y triangular (0.02 Hz). El desplazamiento máximo de las dos señales fue igual a 10 mm. Estos movimientos, aplicados a baja velocidad (31.4 mm/s para la señal senoidal y 0.8 mm/s para la señal triangular), indujeron respuesta casi nula en los modelos. Para reducir o eliminar el ruido en las señales registradas, las historias de fuerza y aceleración se filtraron utilizando un filtro *Butterworth* pasa-banda de 0.1 a 2 Hz para la señal senoidal y, de 0.004 a 0.5 Hz para la señal triangular. Las frecuencias de corte inferiores correspondieron al 20% de la frecuencia de la señal. En la Figura 5-17 se muestra la variación en el tiempo del coeficiente de fricción dinámico para las excitaciones de baja velocidad. Con el propósito de describir estadísticamente los datos observados se utilizó el percentil 75 (P_{75}); es decir, el valor que supera el 75% de los datos medidos del coeficiente de fricción dinámico. El valor del parámetro P_{75} se indica en los lados positivo y negativo de la Figura 5-17.

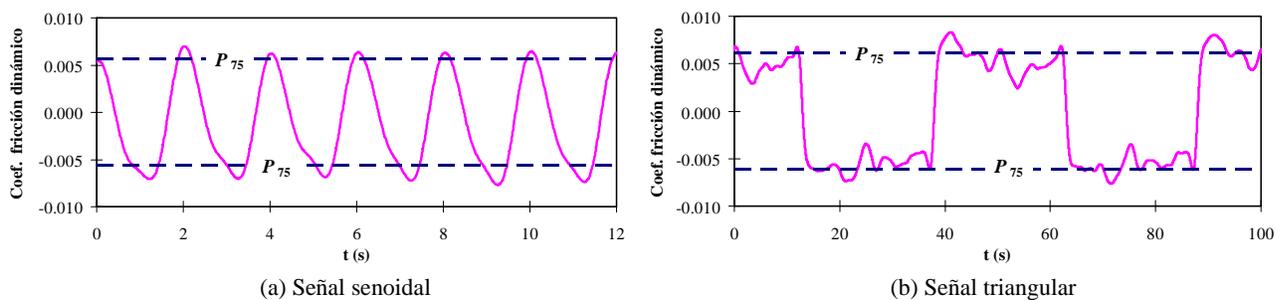


Figura 5-17. Variación del coeficiente de fricción dinámico del dispositivo bajo excitaciones de baja velocidad

El amortiguamiento adicionado por la fricción del dispositivo de deslizamiento se calculó utilizando la Ec. 5-16. Inicialmente, se determinó la energía disipada por la fricción en un ciclo de vibración durante la aplicación de las señales, E_F . La energía de deformación (E_{SO} , Ec. 5-17) se calculó a partir de la rigidez del espécimen determinada experimentalmente y el desplazamiento máximo registrado durante la aplicación de dichas señales. En la Figura 5-18 se muestran ciclos de histéresis característicos de la curva fuerza de fricción–desplazamiento. En la Tabla 5-3 se presentan los valores absolutos de los coeficientes de fricción dinámicos, así como el amortiguamiento equivalente adicionado por el dispositivo de deslizamiento durante la aplicación de señales de baja velocidad. Como se observa en la tabla, el valor promedio de estos

parámetros (μ_d , $\zeta_{\mu eq}$) fue igual a 0.62% y 0.08%, respectivamente. En la tabla también se incluye el cociente entre el factor de amortiguamiento y el coeficiente de fricción dinámico ($\zeta_{\mu eq}/\mu_d$). Como se discutió en la sección 4.8.1.1, en otros estudios donde se han utilizado dispositivos para propósitos similares, el coeficiente de fricción dinámico bajo excitaciones de baja velocidad ha sido muy alto (cercano a 8.5%), aproximadamente 14 veces mayor que el valor asociado al dispositivo aquí utilizado.

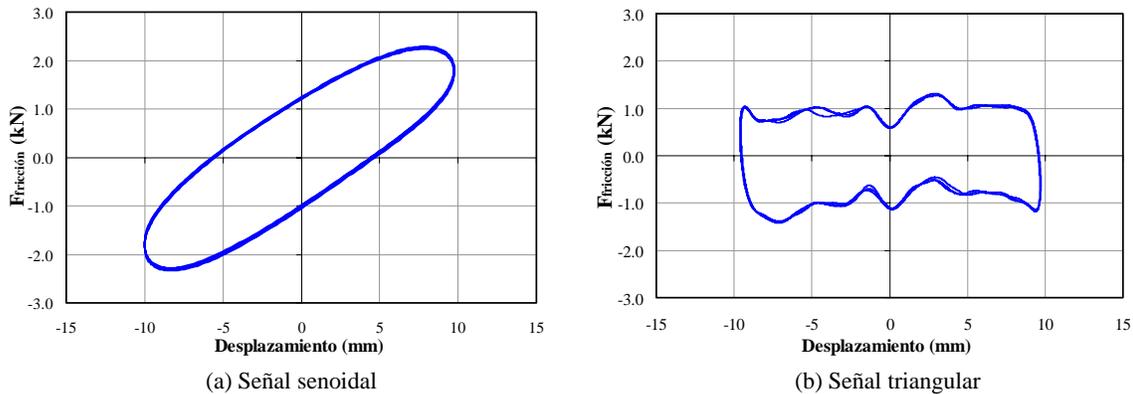


Figura 5-18. Curvas de histéresis del dispositivo de deslizamiento bajo excitaciones de baja velocidad

Excitaciones de alta velocidad:

Como se muestra en la Tabla 5-3, los coeficientes de fricción dinámicos y los factores de amortiguamiento equivalente dependen de las características de la excitación, particularmente de la velocidad máxima en el dispositivo. Por lo tanto, en la Tabla 5-4 se presentan los valores absolutos de los coeficientes de fricción dinámicos, así como los factores de de amortiguamiento equivalente adicionado por el dispositivo durante la aplicación de los registros sísmicos en los modelos. Los coeficientes de fricción se calcularon utilizando la Ec. 5-15 y los factores de amortiguamiento se determinaron como el producto entre el cociente $\zeta_{\mu eq}/\mu_d$ que se muestra en la Tabla 5-3 y los coeficientes de fricción dinámicos calculados durante la aplicación de los registros sísmicos.

Tabla 5-3. Coef. fricción dinámico y factores de amortiguamiento del dispositivo para señales de baja velocidad

Modelo	μ_d (%)			$\zeta_{\mu eq}$ (%)			$\zeta_{\mu eq}/\mu_d$
	Senoidal	Triangular	Promedio	Senoidal	Triangular	Promedio	Promedio
MCN50mD	0.56	0.65	0.61	0.09	0.09	0.09	0.15
MCN100D	0.66	0.62	0.64	0.10	0.05	0.07	0.11
MCL50mD	0.56	0.62	0.59	0.10	0.10	0.10	0.17
MCL100D	0.61	0.64	0.63	0.10	0.10	0.10	0.16
MVN50mD	0.52	0.68	0.60	0.06	0.07	0.07	0.11
MVN100D	0.56	0.74	0.65	0.06	0.07	0.07	0.10
\bar{X}			0.62			0.08	0.14
CV (%)			3.5			18.7	20.5

Notas: \bar{X} = media aritmética, CV = coeficiente de variación.

Como se mencionó en la sección 5.2.4, para calcular el factor de amortiguamiento efectivo del espécimen a partir de la Ec. 5-18, es necesario extraer el amortiguamiento adicionado por el dispositivo de deslizamiento del amortiguamiento total del espécimen. El valor ideal del factor de amortiguamiento adicionado debe ser cercano a cero y, como se muestra en la Tabla 5-4, este fue el caso. El máximo valor del factor de amortiguamiento fue igual a 0.30%, el cual se registró durante la aplicación de la excitación sísmica de mayor intensidad. Al comparar dicho valor con el factor de amortiguamiento mínimo medido en los ensayos de los especímenes (5.7%), se considera que la modificación de la respuesta del espécimen a causa del

amortiguamiento que introduce el dispositivo es casi irrelevante ($0.3/5.7=0.05$). Por lo tanto, se comprueba la eficiencia del funcionamiento del dispositivo durante ensayos dinámicos en mesa vibradora.

Tabla 5-4. Coeficientes de fricción dinámico y factores de amortiguamiento del dispositivo

Modelo	μ_d (%)					$\zeta_{\mu_{eq}}$ (%)				
	71-50	71-100	77-75	77-100	83-75	71-50	71-100	77-75	77-100	83-75
MCN50mD	0.53	0.68	1.31	1.86	---	0.08	0.10	0.20	0.28	---
MCN100D	0.53	0.66	1.04	1.04	1.24	0.06	0.08	0.12	0.12	0.14
MCL50mD	0.58	0.83	1.16	1.56	---	0.10	0.14	0.20	0.27	---
MCL100D	0.60	1.03	1.14	1.24	1.81	0.10	0.17	0.19	0.20	0.30
MVN50mD	0.67	0.88	1.43	1.76	---	0.07	0.10	0.16	0.19	---
MVN100D	0.65	0.92	1.57	1.61	1.70	0.07	0.09	0.16	0.16	0.17

5.4.4 Desplazamientos a causa de otros efectos

En la Tabla 5-5 se muestran los desplazamientos relativos medidos a causa de efectos externos al comportamiento propio de los modelos (Δ_{OE} , Ec. 5-24), en términos absolutos y como porcentaje del desplazamiento total (Δ_T). Los valores indicados corresponden al instante de tiempo en el cual se alcanzó el desplazamiento máximo del espécimen (positivo o negativo) durante la aplicación de cada registro. Como se muestra en la tabla, los valores máximos de Δ_{OE} variaron entre 0.4% y 8.6%. Los valores superiores corresponden a los primeros registros sísmicos en los cuales el valor absoluto de Δ_{OE} es muy pequeño (~ 0.30 mm). A pesar de que el desplazamiento relativo por otros efectos fue pequeño comparado con Δ_T , también se incluyó en el cálculo de los desplazamientos de interés (Ec. 5-23).

Tabla 5-5. Desplazamientos relativos a causa de otros efectos

Muro	Tipo	71-50	71-100	77-75	77-100	83-75
MCN50mD	Δ_T (mm)	2.28	5.51	9.28	11.70	
	Δ_{OE} (mm)	0.17	0.35	0.32	0.48	---
	Δ_{OE} / Δ_T (%)	7.6	6.4	3.5	4.1	
MCL50mD	Δ_T (mm)	2.27	6.29	9.83	13.98	
	Δ_{d-vc} (mm)	0.03	0.32	0.30	0.36	---
	Δ_{OE} / Δ_T (%)	1.1	5.1	3.1	2.6	
MVN50mD	Δ_T (mm)	1.74	4.20	7.81	15.48	
	Δ_{OE} (mm)	0.06	0.27	0.15	0.13	---
	Δ_{OE} / Δ_T (%)	3.2	6.4	1.9	0.9	
MCN100D	Δ_T (mm)	2.17	5.36	7.70	12.29	32.19
	Δ_{OE} (mm)	0.19	0.33	0.41	0.49	0.39
	Δ_{OE} / Δ_T (%)	8.6	6.2	5.4	4.0	1.2
MCL100D	Δ_T (mm)	1.84	5.06	8.11	11.80	31.63
	Δ_{OE} (mm)	0.11	0.30	0.34	0.75	0.62
	Δ_{OE} / Δ_T (%)	6.0	5.9	4.2	6.4	1.9
MVN100D	Δ_T (mm)	1.92	5.10	8.15	18.27	31.18
	Δ_{OE} (mm)	0.08	0.23	0.35	0.34	0.13
	Δ_{OE} / Δ_T (%)	4.0	4.5	4.3	1.8	0.4

5.4.5 Estimación del error en la medición de los desplazamientos

En la mayoría de los trabajos experimentales en muros de concreto se calcula la contribución por flexión a la distorsión total a partir de la medición directa de las tres variables adicionales de la Ec. 5-27; es decir, de la medición del desplazamiento total, del desplazamiento por corte y del desplazamiento por deslizamiento. Sin embargo, la cantidad de instrumentos utilizados permitió conocer de forma directa todos los términos de la Ec. 5-27. A partir de la diferencia de los resultados obtenidos por medio de las Ecs. 5-23 y 5-27, se evaluó el error total en la estimación de la contribución; es decir, el cociente entre el desplazamiento total “calculado” (suma de las tres contribuciones medidas) y el medido. En la Tabla 5-6 se muestran los desplazamientos relativos medidos (Δ_{T-1} , Ec. 5-23) y “calculados” (Δ_{T-2} , Ec. 5-27) en términos de distorsión en porcentaje, asociados al instante de tiempo en el cual se alcanzó el desplazamiento máximo del espécimen (positivo o negativo) durante la aplicación de cada registro. Como se muestra en la tabla, el error nunca excedió de 10% y, por lo tanto, la cantidad fue distribuida proporcionalmente entre los tres modos de deformación (cortante, deslizamiento y flexión).

Tabla 5-6. Distorsión total medida y calculada

Muro	Tipo	71-50	71-100	77-75	77-100	83-75
MCN50mD	Δ_{T-1} , medido (%)	0.113	0.272	0.459	0.578	---
	Δ_{T-2} , calculado (%)	0.108	0.250	0.468	0.566	---
	$\Delta_{T-2} / \Delta_{T-1}$	0.96	0.92	1.02	0.98	---
MCL50mD	Δ_{T-1} , medido (%)	0.112	0.311	0.487	0.692	---
	Δ_{T-2} , calculado (%)	0.103	0.280	0.477	0.664	---
	$\Delta_{T-2} / \Delta_{T-1}$	0.92	0.90	0.98	0.96	---
MVN50mD ⁽¹⁾	Δ_{T-1} , medido (%)	0.086	0.207	0.386	0.764	---
	Δ_{T-2} , calculado (%)	0.093	0.217	0.387	0.763	---
	$\Delta_{T-2} / \Delta_{T-1}$	1.08	1.05	1.00	1.00	---
MCN100D	Δ_{T-1} , medido (%)	0.107	0.265	0.380	0.607	1.591
	Δ_{T-2} , calculado (%)	0.100	0.239	0.364	0.611	1.543
	$\Delta_{T-2} / \Delta_{T-1}$	0.93	0.90	0.96	1.01	0.97
MCL100D	Δ_{T-1} , medido (%)	0.091	0.251	0.402	0.556	1.568
	Δ_{T-2} , calculado (%)	0.087	0.252	0.385	0.512	1.458
	$\Delta_{T-2} / \Delta_{T-1}$	0.96	1.00	0.96	0.92	0.93
MVN100D ⁽¹⁾	Δ_{T-1} , medido (%)	0.095	0.251	0.402	0.901	1.538
	Δ_{T-2} , calculado (%)	0.089	0.259	0.398	0.883	1.610
	$\Delta_{T-2} / \Delta_{T-1}$	0.94	1.03	0.99	0.98	1.05

Nota: ⁽¹⁾ Resultados del segmento 2 (ubicado entre la puerta y la ventana).

5.5 Propiedades medidas en los modelos

A pesar de que durante el proceso constructivo de los modelos se trató de cumplir de forma rigurosa con la geometría nominal, se presentaron algunas diferencias. En cuanto al área y la separación del acero de refuerzo, las variaciones se consideran irrelevantes y, por lo tanto, se utilizaron las dimensiones nominales. Para los materiales se manejan las propiedades mecánicas obtenidas experimentalmente, las cuales se presentaron en el la sección 4.7. En la Tabla 5-7 se muestran las dimensiones reales (medidas) de los modelos ensayados en mesa vibradora. Para efectos de comparación, en la Tabla 5-8 se presentan las dimensiones reales de los prototipos ensayados bajo carga lateral cíclica. Las dimensiones reales corresponden al promedio de al menos tres mediciones. En todos los cálculos que se presentan en este y en los capítulos siguientes se utilizaron las características reales de los modelos, excepto que se mencione explícitamente que se manejen las características nominales.

Tabla 5-7. Geometría real de los modelos ensayados en mesa vibradora (Escala 1:1.25)

Muro	t_w mm	H mm	l_w mm	H/l_w ⁽¹⁾	Concreto ⁽²⁾	Aberturas, mm	
						Puerta	Ventana
MCN50mD	83	1,923	1,916	1.0	Normal	–	–
MCN100D	84	1,924	1,921	1.0	Normal	–	–
MCL50mD	82	1,917	1,917	1.0	Ligero	–	–
MCL100D	82	1,918	1,912	1.0	Ligero	–	–
MVN50mD	83	1,924	3,042 ⁽³⁾	–	Normal	1,681 × 720	965 × 689
MVN100D	84	1,926	3,042 ⁽³⁾	–	Normal	1,681 × 721	959 × 689

Notas: ⁽¹⁾ C = Muro Cuadrado ($H/l_w=1.0$), V = Muro con Aberturas; ⁽²⁾ Tipo de concreto, ⁽³⁾ Longitud total del espécimen.

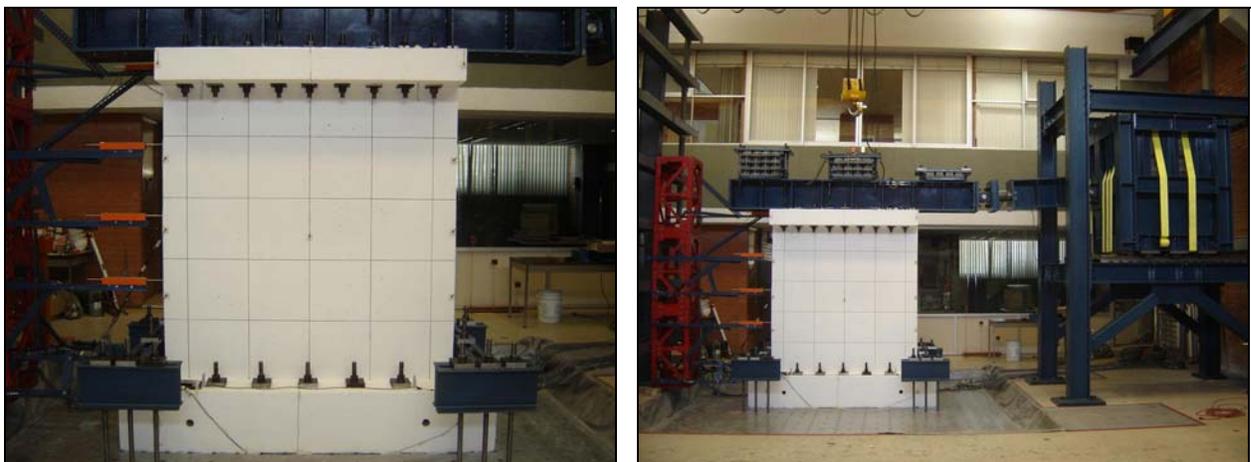
Tabla 5-8. Geometría real de los prototipos ensayados bajo carga lateral cíclica

Muro	t_w mm	H mm	l_w mm	H/l_w ⁽¹⁾	Concreto ⁽²⁾	Aberturas, mm	
						Puerta	Ventana
MCN50mC	103	2,396	2,398	1.0	Normal	–	–
MCN100C	101	2,432	2,397	1.0	Normal	–	–
MCL50mC	100	2,423	2,403	1.0	Ligero	–	–
MCL100C	98	2,432	2,405	1.0	Ligero	–	–
MVN50mC	110	2,397	3,826 ⁽³⁾	–	Normal	2,098 × 901	1,203 × 852
MVN100C	110	2,397	3,826 ⁽³⁾	–	Normal	2,098 × 901	1,203 × 852

Notas: similares a las de la Tabla 5-7.

5.6 Modelo MCN50mD

El tipo y la cuantía de refuerzo en este modelo son característicos de la práctica actual de construcción de vivienda en México; es decir, se utiliza malla de alambre soldado y cuantía de refuerzo a cortante menor que la mínima especificada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-C, 2004). En la Figura 5-19 se muestran dos fotografías del modelo antes de iniciar con el programa de pruebas. En la fotografía del lado derecho se observa el dispositivo de aplicación de masa y el sistema de carga axial utilizados.

**Figura 5-19. Modelo MCN50mD antes del ensayo**

5.6.1 Características generales

Relación de aspecto (H/l_w):	1.00 (cociente $M/Vl_w = 1.21$).
Tipo de concreto:	Peso Normal.
Cuantía de refuerzo a cortante:	0.0011 ($\approx 50\% \rho_{min}$).
Tipo de refuerzo a cortante:	Malla de alambre soldado.

5.6.2 Descripción del daño y mecanismo de falla

En la Figura 5-20 se muestra la evolución y el estado final del muro después de la aplicación de cada uno de los registros sísmicos. En la Figura 5-20(a) se presenta la configuración del refuerzo y el patrón de grietas iniciales causadas especialmente por la contracción del concreto y probablemente, durante el montaje del modelo en la plataforma de la mesa. De acuerdo con su ubicación e inclinación, el fenómeno fue acelerado por la restricción que produjo la concentración del refuerzo longitudinal en los elementos de borde del muro, dispuesto para evitar la falla por flexión y así obligar a la falla por cortante. Sin embargo, éstas grietas no se prolongaron apreciablemente durante la aplicación de los registros sísmicos y su anchura inicial fue menor que 0.05 mm. En la Tabla 5-9 se presenta la descripción del daño durante las pruebas y el modo de falla del espécimen. En la Figura 5-21 se muestra el estado final del daño en el modelo junto con el espécimen similar ensayado bajo carga lateral cíclica reversible. Aunque el modo de falla fue comparable, en el espécimen ensayado bajo carga lateral cíclica se presentó mayor agrietamiento en el alma del muro.

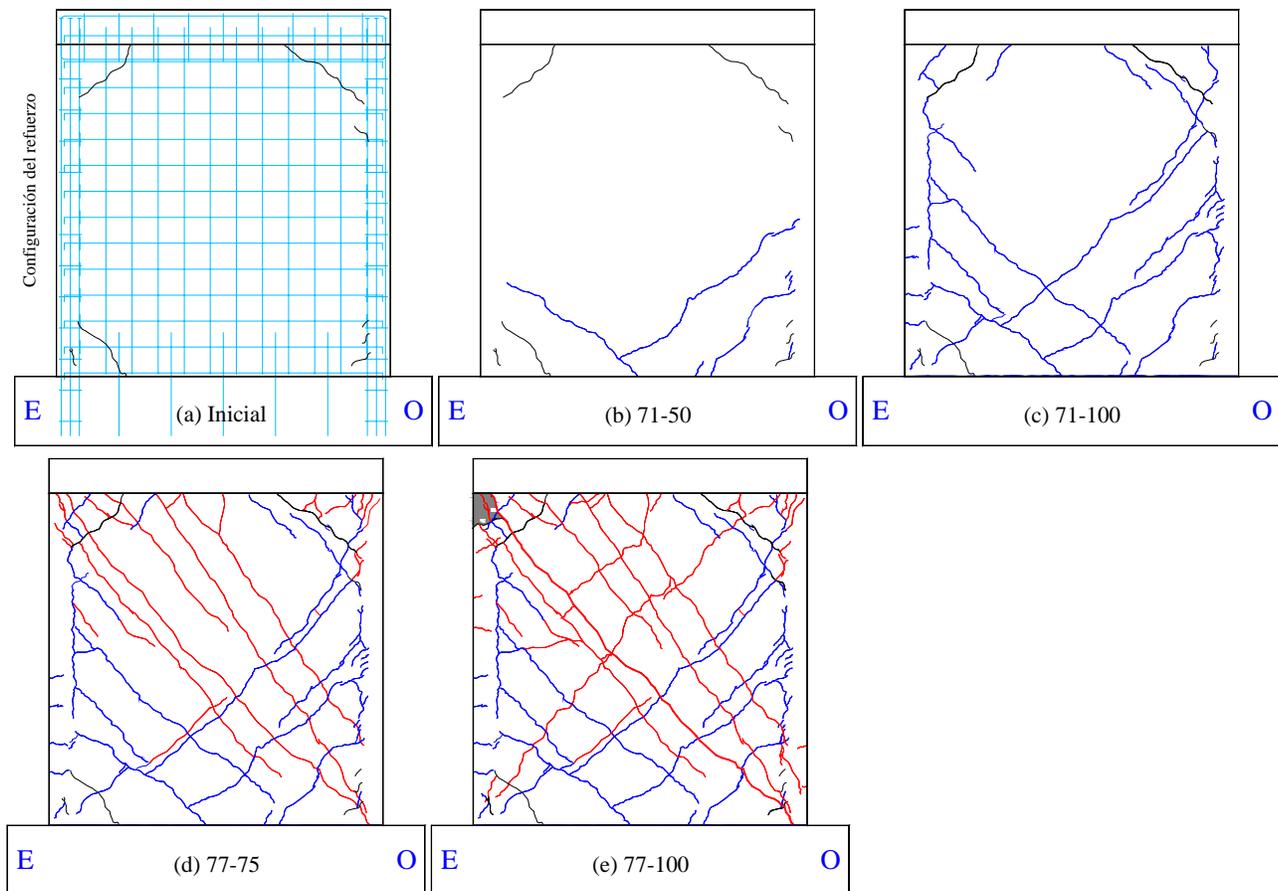
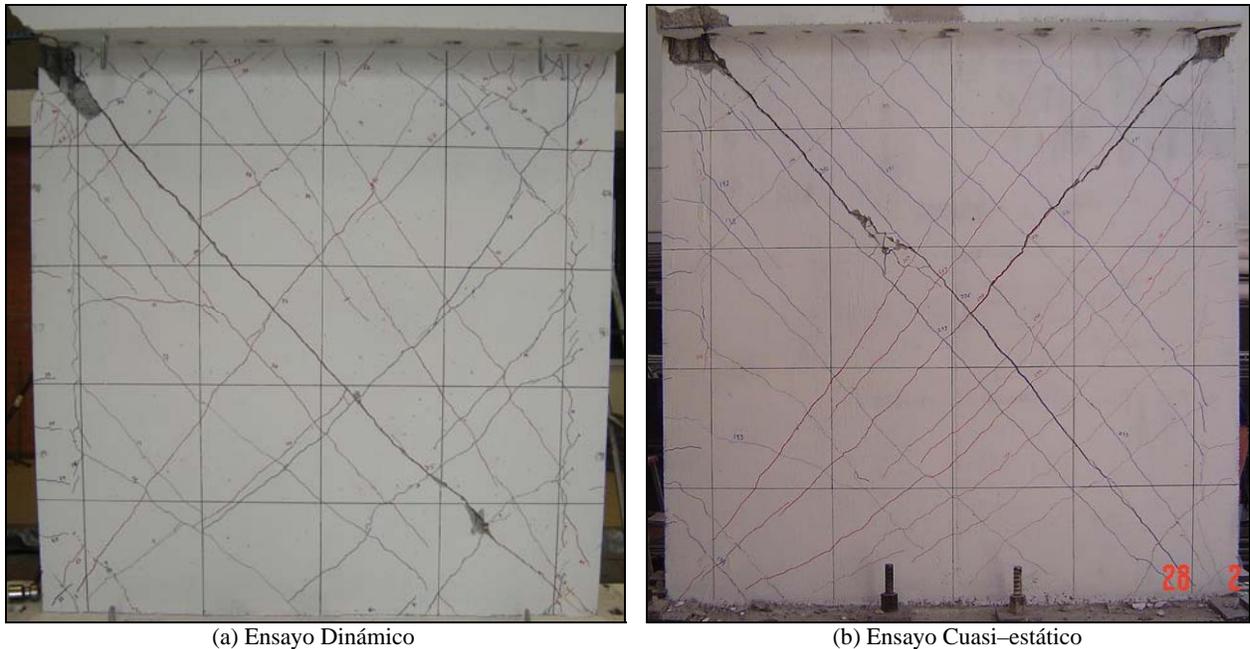


Figura 5-20. Evolución del agrietamiento en el modelo MCN50mD

Tabla 5-9. Descripción del daño y modo de falla del modelo MCN50mD

Registro	Descripción	Distorsión máxima: total (R) y cortante (γ)	Anchura máxima grieta residual, w_{max}
71-50	Aparecieron algunas grietas inclinadas en el extremo inferior del alma del muro, con un patrón aproximadamente a 45° . Ninguna de las grietas penetró la zona de los elementos de borde (Figura 5-20(b)).	$R = 0.11 \%$ $\gamma = 0.06 \%$	0.10 mm
71-100	Se generaron más grietas y mejor distribuidas en la parte inferior del muro, siguiendo el mismo patrón de inclinación. En el costado interior de los elementos de borde se generó un patrón de grietas vertical, el cual marcó la frontera entre los elementos de borde y el alma del muro, e impidió que las grietas del alma del muro penetraran en los elementos de borde. Adicionalmente, apareció una grieta de deslizamiento en la base del muro con anchura residual menor que 0.05 mm. En este registro se observaron las primeras grietas por flexión, especialmente en la parte inferior del elemento de borde <i>Este</i> . Se considera que para esta prueba se alcanzó el estado límite de agrietamiento (Figura 5-20(c)).	$R = 0.27 \%$ $\gamma = 0.15 \%$	0.18 mm
77-75	Se registró el esfuerzo cortante resistente máximo; es decir, el comportamiento estuvo asociado al estado límite de resistencia. El agrietamiento inclinado se distribuyó a lo largo de toda la altura del muro. La anchura residual de la grieta de deslizamiento fue menor que 0.10 mm. Adicionalmente, algunas de las grietas inclinadas lograron penetrar en el extremo superior de los elementos de borde (Figura 5-20(d)).	$R = 0.46 \%$ $\gamma = 0.28 \%$	0.50 mm
77-100	Se alcanzó el estado límite último. La falla fue súbita debido a la fractura de los alambres de la malla a lo largo de una grieta a 45° extendida entre los extremos del muro. Por lo tanto, la falla estuvo asociada a la tensión diagonal . La anchura de la grieta de deslizamiento fue igual a 0.15 mm. Después de ocurrida la falla, se perdió el recubrimiento del concreto en el extremo superior del elemento de borde <i>Este</i> y se desprendió el concreto del borde de la losa en dicho extremo (Figura 5-20(e)).	$R = 0.58 \%$ $\gamma = 0.35 \%$	5.00 mm
83-75	---	---	---



(a) Ensayo Dinámico

(b) Ensayo Cuasi-estático

Figura 5-21. Estado final del daño en el modelo MCN50m

5.6.3 Comportamiento histerético

En la Figura 5-22 se muestran las curvas de histéresis del modelo. Los ciclos histeréticos fueron característicos de muros de concreto de baja altura sometidos a acciones dinámicas de cortante. Debido a la capacidad limitada de deformación del refuerzo del muro (malla de alambre soldado), la porción inelástica de la curva fue casi inexistente. Es decir, la capacidad resistente se alcanzó casi simultáneamente con la capacidad máxima de desplazamiento del modelo, revelando valores de demanda de distorsión cercanos a 0.5 %. Sin embargo, aunque el fenómeno de estrangulamiento de los ciclos de histéresis fue significativo, los lazos fueron aproximadamente simétricos y estables durante todas las etapas del ensayo.

5.6.4 Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica

En la Tabla 5-10 se presentan los coeficientes sísmicos (C_s) y la amplificación dinámica (A_d) del modelo en cada una de las etapas del ensayo. En la Figura 5-23(a) se graficaron los valores del coeficiente sísmico y las distorsiones totales asociadas al cortante basal máximo en cada registro (V_m , R_m). Como se observa en esta gráfica, el estado límite último estuvo asociado a una disminución de resistencia menor que 20%. En la Figura 5-23(b) se muestra la variación de la amplificación dinámica con la distorsión del modelo.

5.6.5 Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral

Los perfiles de curvatura y rotación se calcularon de acuerdo con lo estipulado en la sección 5.3.4. El perfil de rotación se presenta en porcentaje; es decir, los valores de rotación (en radianes) se multiplicaron por cien (100). El perfil de desplazamiento relativo, en términos de distorsión, se determinó utilizando los sensores ópticos (LED's) colocados a lo largo de la altura del muro. En la Figura 5-24 se muestran los perfiles correspondientes al instante de tiempo donde se alcanzó la distorsión máxima (positiva y negativa) en cada uno de los registros.

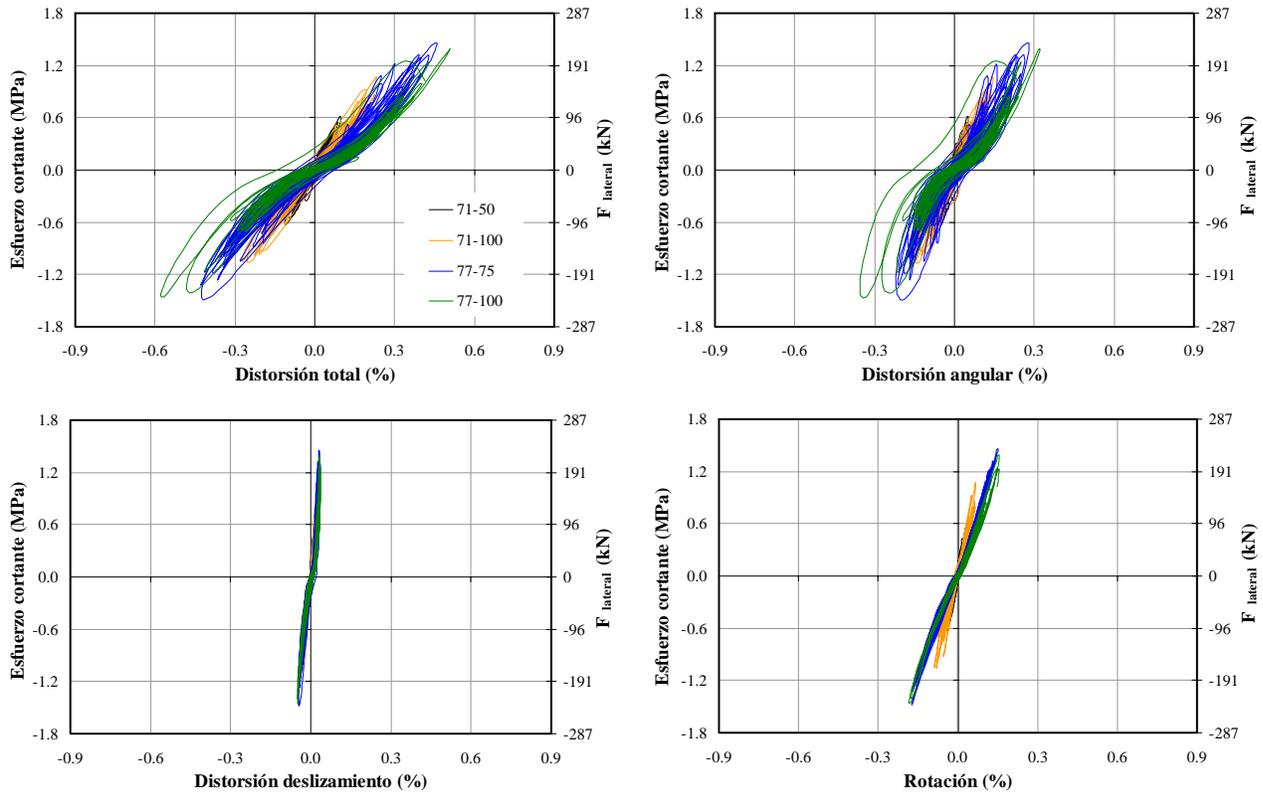


Figura 5-22. Curvas de histéresis del modelo MCN50mD

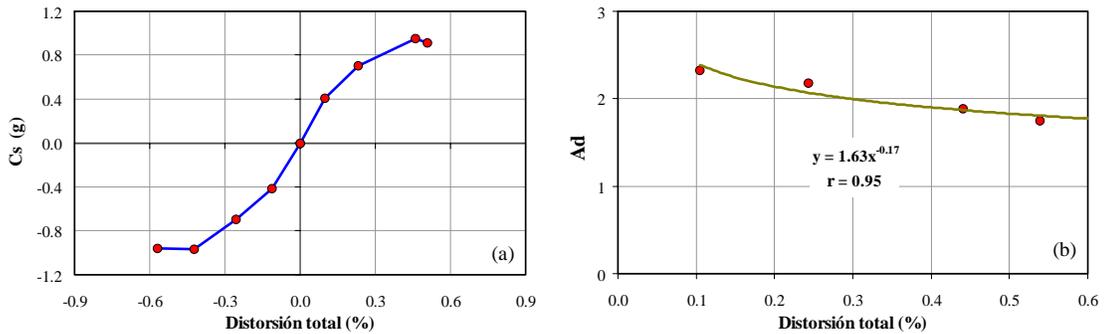


Figura 5-23. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MCN50mD

Tabla 5-10. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MCN50mD

Registro	Estado límite	a_g (g)		V_m (kN)		R_m (%)		C_s (g)		A_d	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
71-50	---	0.18	0.17	98.3	100.4	0.10	0.11	0.40	0.41	2.22	2.43
71-100	Agrietamiento	0.29	0.35	170.8	168.6	0.23	0.26	0.70	0.69	2.38	1.98
77-75	Resistencia	0.47	0.55	232.2	235.5	0.46	0.42	0.95	0.97	2.02	1.75
77-100	Último	0.55	0.52	221.4	233.5	0.51	0.57	0.91	0.96	1.64	1.85

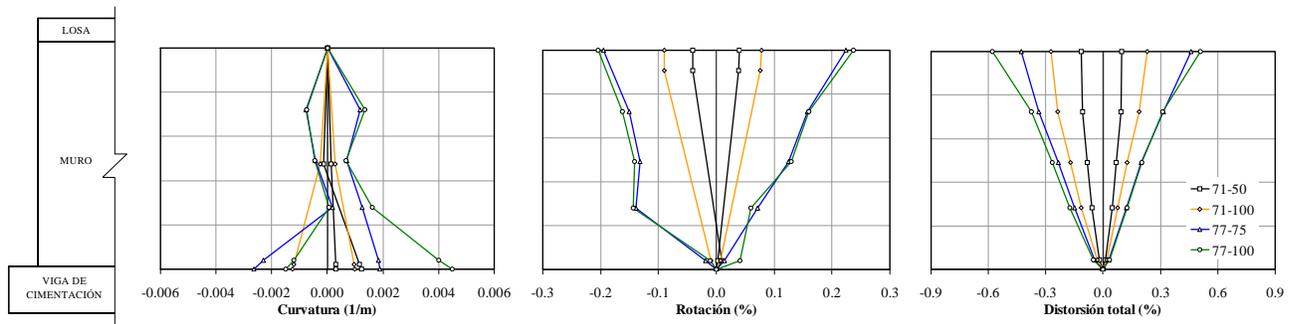


Figura 5-24. Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral del modelo MCN50mD

5.6.6 Componentes de distorsión

En la Figura 5-25 se muestra la contribución de cada modo de deformación a la distorsión total promedio del muro, en función de los registros sísmicos utilizados. La distorsión corresponde al promedio de las distorsiones máximas observadas en cada registro. En las gráficas se observa que la respuesta del espécimen estuvo siempre controlada por cortante y que la contribución relativa de cada modo no varió apreciablemente con la distorsión. Inicialmente, la contribución de la flexión fue aproximadamente igual al 35% (registro 71-50) y disminuyó al 31% para condiciones últimas (registro 77-100). La contribución del deslizamiento disminuyó del 15% al 8% entre la condición inicial y la condición última. La contribución del cortante fue igual al 51% en condiciones iniciales y aumentó al 61% para condiciones últimas. Para el registro 77-75, durante el cual se alcanzó el estado límite de resistencia, las contribuciones del cortante en el alma, del deslizamiento y de la flexión fueron iguales a 55%, 9% y 36%, respectivamente.

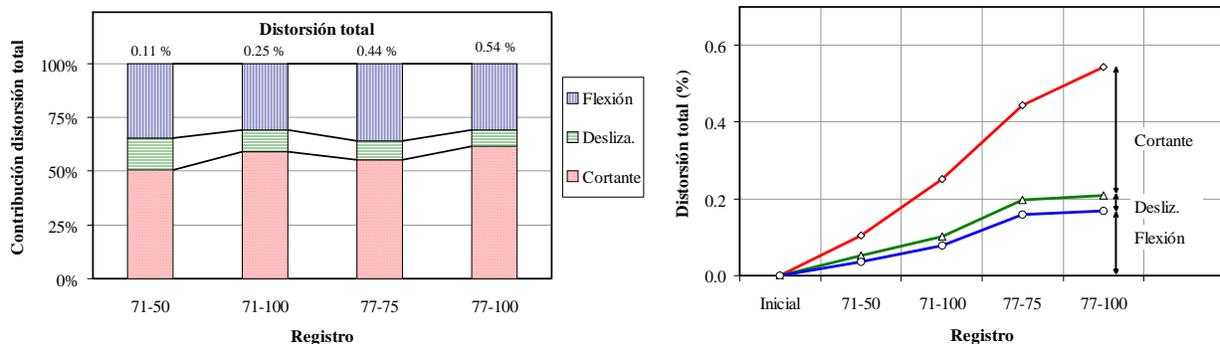


Figura 5-25. Componentes de distorsión del modelo MCN50mD

5.6.7 Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento

En la Figura 5-26 se muestran las funciones de transferencia obtenidas a partir de los registros de aceleración en la base (mesa vibradora) y en el extremo superior del muro (viga de carga). Para el estado inicial, los registros de aceleración corresponden a aquellos obtenidos durante las excitaciones de ruido blanco. En la figura se indican las frecuencias naturales de vibración y los factores de amortiguamiento efectivo.

En la Figura 5-27 se muestran gráficas que relacionan la frecuencia natural de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo con la capacidad de desplazamiento del modelo en términos de distorsión. Para cada una de estas gráficas se obtuvieron curvas de tendencia y su respectivo coeficiente de correlación (r). A pesar de que, como se indicó en la sección 4.6.5, la frecuencia teórica objetivo (10.0 Hz, 0.10 s) se calculó utilizando el 75% de la inercia bruta y el 75% del área de cortante de las secciones ($0.75I_g$ y $0.75A_c$), en todos los especímenes estudiados (Figuras 5-27, 5-41, 5-54, 5-67, 5-80 y 5-95), la frecuencia inicial fue menor. Por

lo tanto, el efecto del agrietamiento inicial causado especialmente por la contracción del concreto fue mayor que el supuesto en el cálculo. Tal como se esperaba, la frecuencia natural disminuyó con el aumento de distorsión; es decir, con la reducción de rigidez originada por la excitación sísmica (Figura 5-27(a)). Como se observa en la Figura 5-27(b), sólo un leve incremento en el daño originó reducción significativa de la frecuencia natural del espécimen; por ejemplo, para la distorsión asociada a la resistencia máxima ($R_{max} = 0.44\%$), la frecuencia natural fue sólo igual al 55% de la frecuencia natural inicial. En cuanto al factor de amortiguamiento efectivo, su magnitud aumentó levemente con la distorsión; por ejemplo, varió aproximadamente entre 6% y 8.5% entre la condición inicial y última.

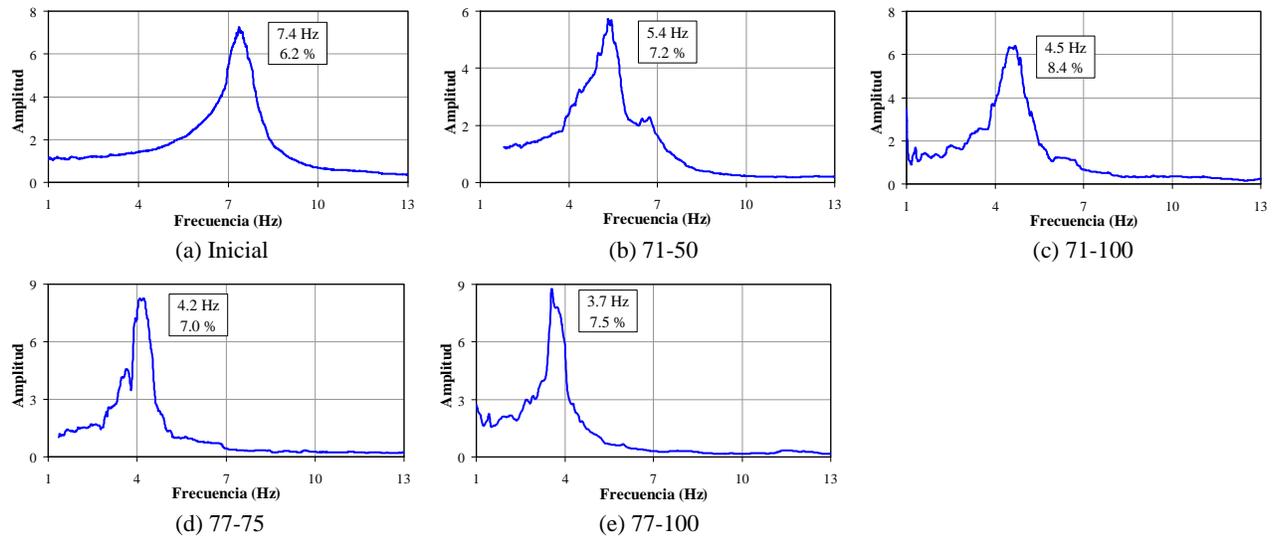


Figura 5-26. Frecuencias de vibración y factores de amortiguamiento efectivo del modelo MCN50mD

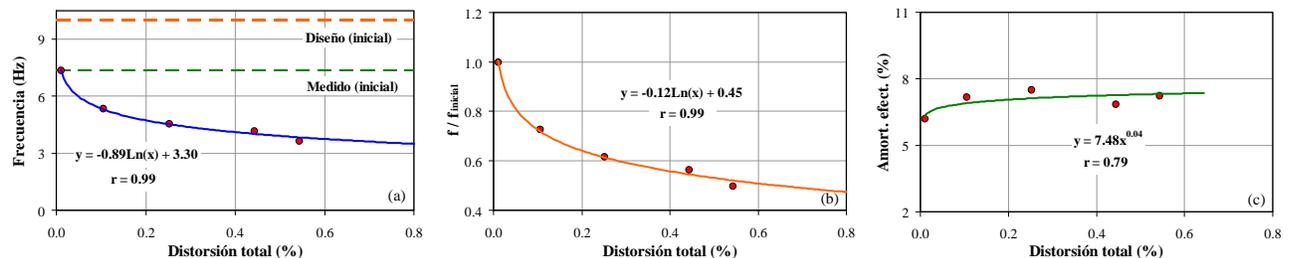


Figura 5-27. Relación entre la frecuencia de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo con la distorsión del modelo MCN50mD

5.6.8 Deformaciones en el acero de refuerzo

La descripción detallada de la configuración del refuerzo se presentó en el Capítulo 4. En general, los elementos de borde del espécimen fueron reforzados longitudinalmente mediante seis barras de 5/8 pulg (15.9 mm, $\epsilon_y = 2,200 \mu\epsilon$) y transversalmente con estribos de alambroón liso de 1/4 pulg (6.4 mm, $\epsilon_y = 1,900 \mu\epsilon$) separados cada 180 mm en toda la altura. En el alma del muro se dispuso una malla 6x6-8/8 de alambres verticales y horizontales calibre 8 (4.1 mm, $\epsilon_y = 3,600 \mu\epsilon$), separados cada 6 pulg (~ 150 mm). Para dar continuidad a la malla en la base se utilizaron cinco barras de 3/8 pulg (9.5 mm, $\epsilon_y = 2,200 \mu\epsilon$).

5.6.8.1 Refuerzo de elementos de borde

En la Figura 5-28 se muestran las curvas esfuerzo cortante – deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo de los elementos de borde. Como se observa en la figura, el refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de los elementos de borde exhibió comportamiento elástico durante todas las etapas del ensayo.

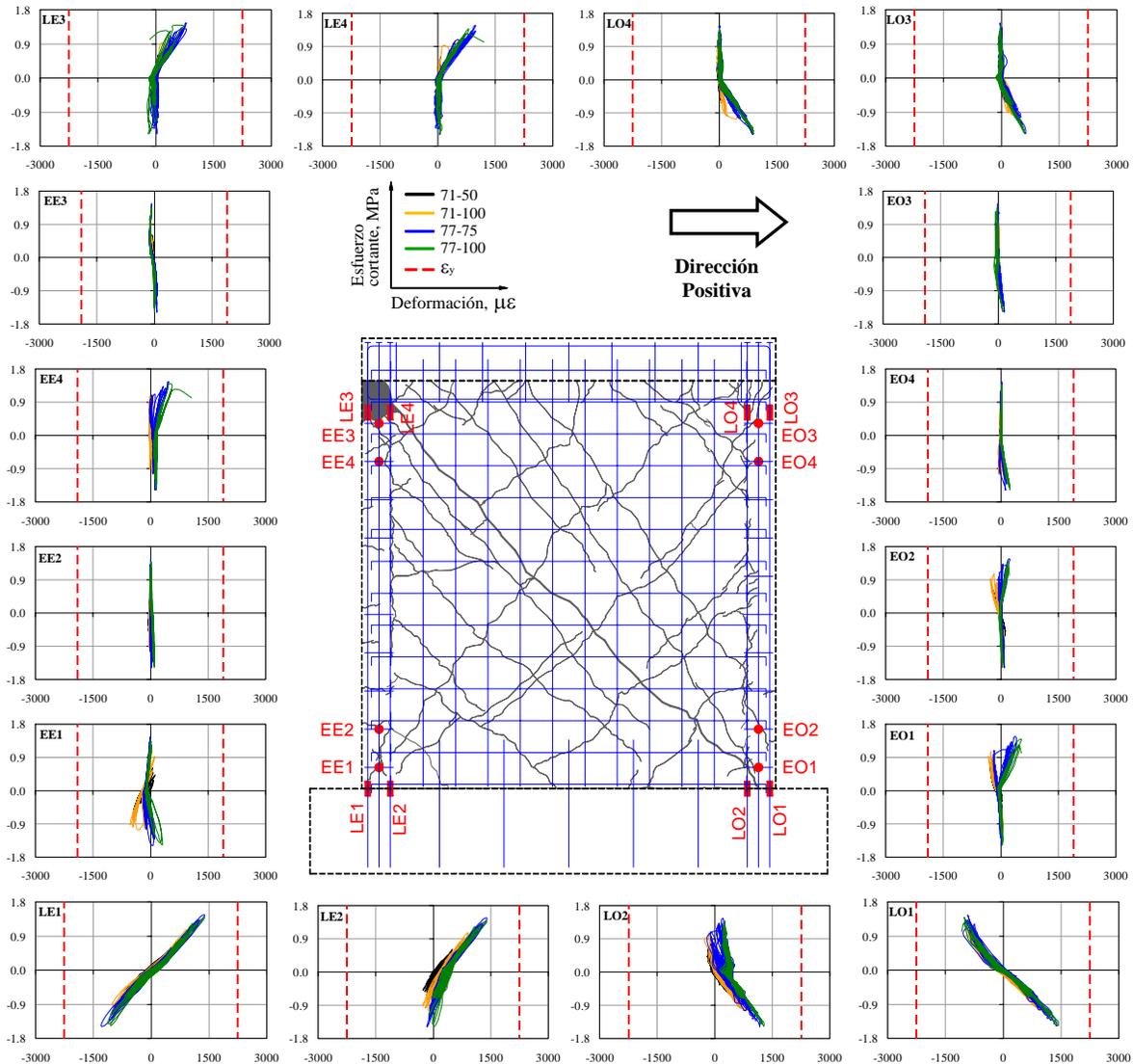


Figura 5-28. Deformaciones en el acero de refuerzo de los elementos de borde del modelo MCN50mD

En la Figura 5-29 se presentan los perfiles de deformaciones a lo largo del refuerzo longitudinal de los elementos de borde para el instante de tiempo en el que se alcanzó el esfuerzo cortante máximo (positivo y negativo) en cada registro. Para cada uno de los puntos de interés (base y extremo superior) se obtuvo el promedio de las lecturas de los dos deformímetros colocados a una misma altura pero en una barra de refuerzo diferente. Luego, los valores se normalizaron utilizando la deformación del refuerzo en la base del elemento de borde. En las gráficas también se muestra el perfil teórico triangular para el cual se esperarían mayores deformaciones hacia la base a causa de los esfuerzos de flexión. De esta manera, las deformaciones en el extremo superior del refuerzo longitudinal del elemento de borde deberían ser aproximadamente equivalentes al 25% de las deformaciones en la base. Sin embargo, para el registro 77-100, las deformaciones en el refuerzo longitudinal del extremo superior del elemento de borde *Este* fueron 2.5 veces mayores que la deformación teórica; es decir, equivalente al 63% de la deformación en la base. En el modelo similar construido con concreto de peso ligero (MCL50mD), las deformaciones en el mismo punto fueron 2.3 veces superiores que la deformación teórica (aproximadamente equivalente al 58% de la deformación en la base). El aumento de las deformaciones en el extremo superior fue originado principalmente por el método de transmisión de fuerza inercial utilizado durante el ensayo de los modelos. Dado que las rótulas permiten la rotación de la viga de carga, el ángulo de aplicación de fuerza inercial respecto a la horizontal no siempre es cero y, por lo tanto, se genera una componente de carga vertical (hacia arriba y hacia abajo) en dicho punto de

aplicación de carga. Esta fue la razón principal por la cual el daño del muro se incrementó en las esquinas superiores y no en las inferiores donde converge la compresión diagonal y la compresión por flexión.

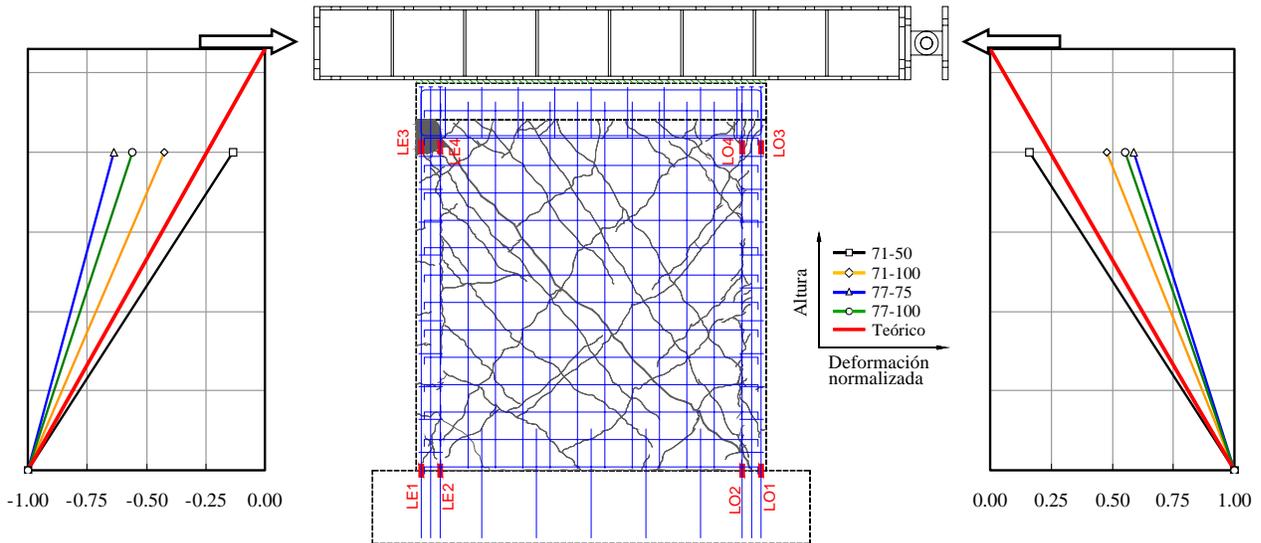


Figura 5-29. Deformaciones en el refuerzo longitudinal de los elementos de borde del modelo MCN50mD

5.6.8.2 Refuerzo vertical

En la Figura 5-30(b) se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo vertical del alma y de la base del modelo. Para el estado límite de resistencia, en el alma del muro, la fluencia se registró sólo en el deformímetro LV12 colocado en la parte superior de la grieta a 45° , sobre la cual se fracturaron los alambres de la malla y se originó la falla del modelo. En el deformímetro LB3 colocado en una de las barras de desplante también se registraron deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores que las de fluencia. Para el estado límite último, la fluencia se registró en el deformímetro LV11 colocado en la parte media inferior del modelo.

5.6.8.3 Refuerzo horizontal

En la Figura 5-30(a) se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal del alma del modelo. Para el estado límite de resistencia, la fluencia se registró en los deformímetros colocados en la altura media superior de la grieta a 45° que originó la falla del modelo (LH3, LH31, LH1 y LH2). Para el estado límite último, la fluencia se registró en el deformímetro LH5 colocado en la parte media inferior de dicha grieta.

5.6.8.4 Distribución de deformaciones

En la Figura 5-31 se presentan los perfiles de deformaciones a lo largo de las diagonales en el refuerzo horizontal y vertical, respectivamente, para el instante de tiempo en el que se alcanzó el esfuerzo cortante máximo (positivo y negativo) en cada registro. Los datos se muestran hasta el registro donde se alcanzó la resistencia del muro. En la figura se observa que las deformaciones en el refuerzo horizontal fueron mayores que en el refuerzo vertical y, que la distribución de deformaciones varió en la altura del modelo. Sin embargo, de modo similar a los muros ensayados bajo carga lateral cíclica (Sánchez, 2010), no todo el refuerzo horizontal alcanzó la fluencia en el momento que se registró el cortante máximo resistente.

5.6.8.5 Secuencia de fluencia

Con el propósito de observar el efecto de la fluencia del acero en el comportamiento global del muro, en la Figura 5-32 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo dentro de la curva de histéresis del modelo. Inicialmente, se presentó la fluencia en una de las barras de desplante en la cimentación (LB3). Para el estado límite de resistencia, primero se presentó la fluencia en los alambres horizontales (LH3, LH31, LH1 y LH2) y luego en los alambres verticales (LV12 y LV11). Para el estado límite último, un deformímetro colocado en la altura media inferior registró fluencia (LH5).

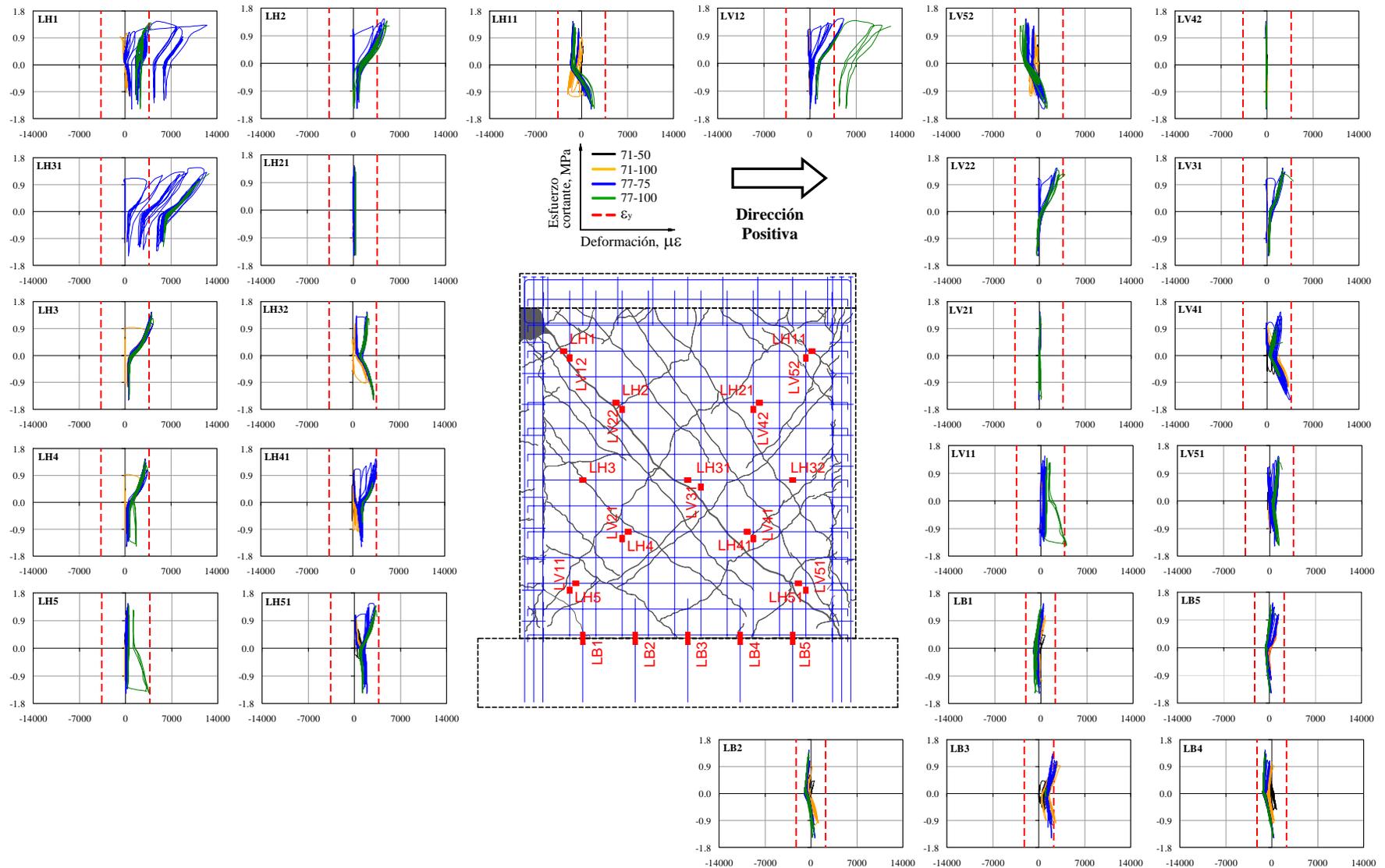


Figura 5-30. Deformaciones en el acero de refuerzo del alma del modelo MCN50mD

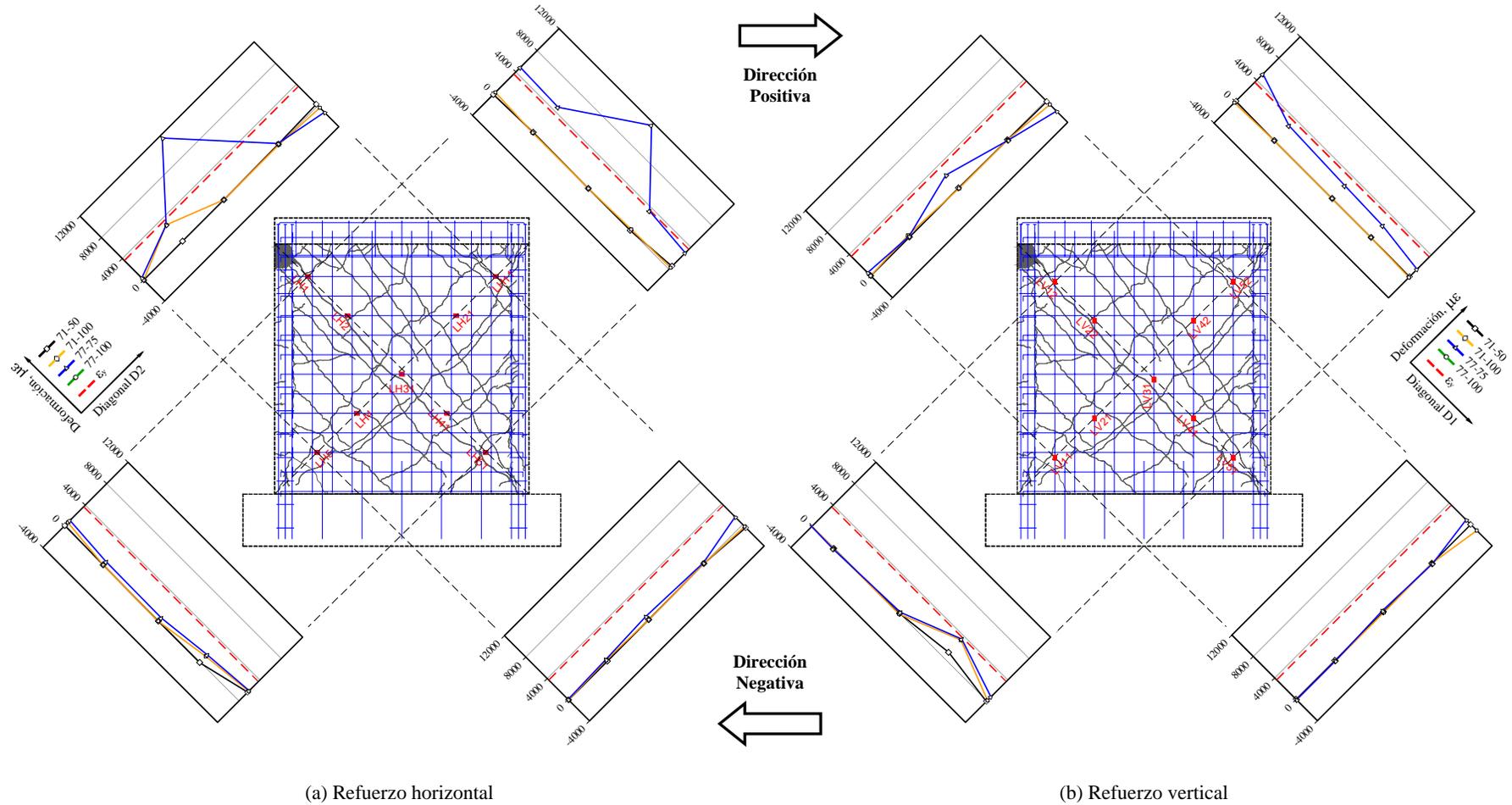
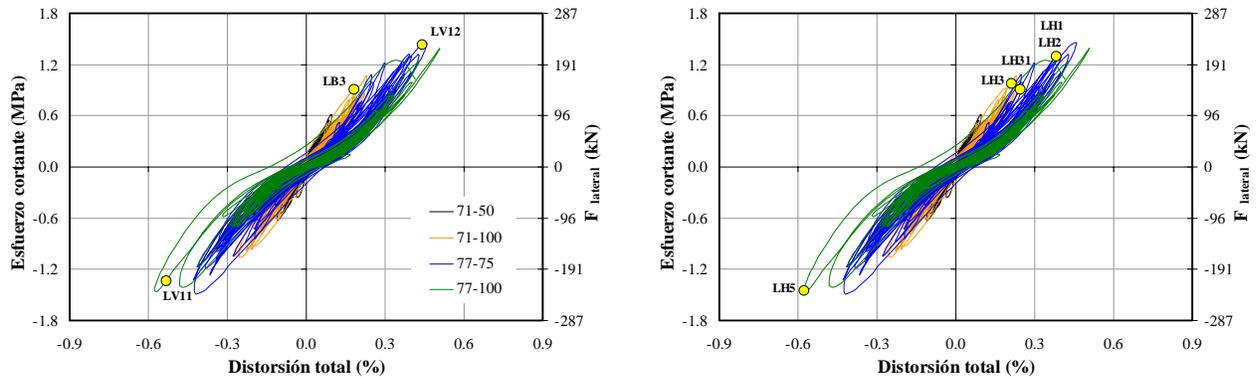


Figura 5-31. Distribución de deformaciones en el refuerzo de refuerzo del alma del modelo MCN50mD



(a) Alambres verticales y barras desplante

(b) Alambres horizontales

Figura 5-32. Secuencia de fluencia del acero de refuerzo del modelo MCN50mD

5.7 Modelo MCL50mD

De forma similar al modelo anterior (MCN50mD), el tipo y la cuantía de refuerzo en este espécimen son característicos de la práctica de vivienda actual en México; es decir, se utiliza malla de alambre soldado y cuantía de refuerzo a cortante menor que la mínima especificada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-C, 2004). A diferencia del espécimen anterior, en este modelo se utilizó concreto de peso ligero. En la Figura 5-33 se muestran dos fotografías del modelo antes de iniciar con el programa de pruebas. En la fotografía del lado derecho se observa la instrumentación externa del modelo y el sistema de restricción fuera del plano.

5.7.1 Características generales

Relación de aspecto (H/l_w): 1.00 (cociente $M/Vl_w = 1.21$).
 Tipo de concreto: Peso Ligero.
 Cuantía de refuerzo a cortante: 0.0011 ($\approx 50\% \rho_{min}$).
 Tipo de refuerzo a cortante: Malla de alambre soldado.

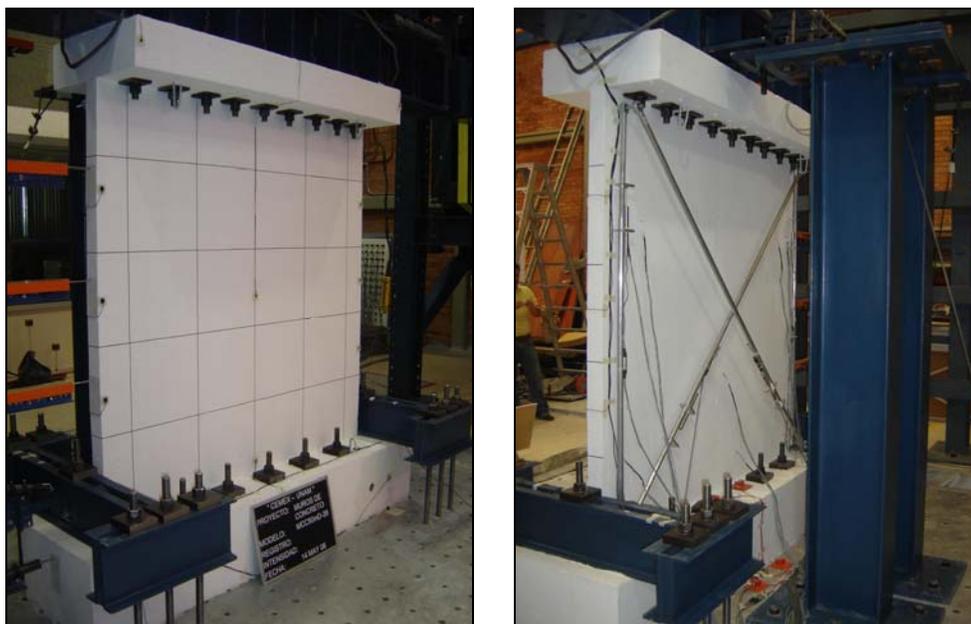


Figura 5-33. Modelo MCL50mD antes del ensayo

5.7.2 Descripción del daño y mecanismo de falla

En la Figura 5-34 se muestra la distribución de grietas iniciales causadas especialmente por la contracción del concreto, así como la evolución y el estado final del muro después de la aplicación de cada uno de los registros sísmicos. Al igual que en el modelo MCN50mD, las grietas iniciales no se prolongaron apreciablemente durante la aplicación de los registros sísmicos y su anchura inicial fue menor que 0.05 mm (Figura 5-34(a)). En la Tabla 5-11 se presenta la descripción del daño durante las pruebas y el modo de falla del espécimen. En general, la evolución del agrietamiento del modelo fue comparable con la del modelo similar construido con concreto de peso normal. En la Figura 5-35 se muestra el estado final del daño en el modelo, junto con el espécimen similar ensayado bajo carga lateral cíclica reversible. Aunque el modo de falla fue comparable, en la figura se observa que en el espécimen ensayado bajo carga lateral cíclica se generó mayor cantidad de grietas en el alma del muro.

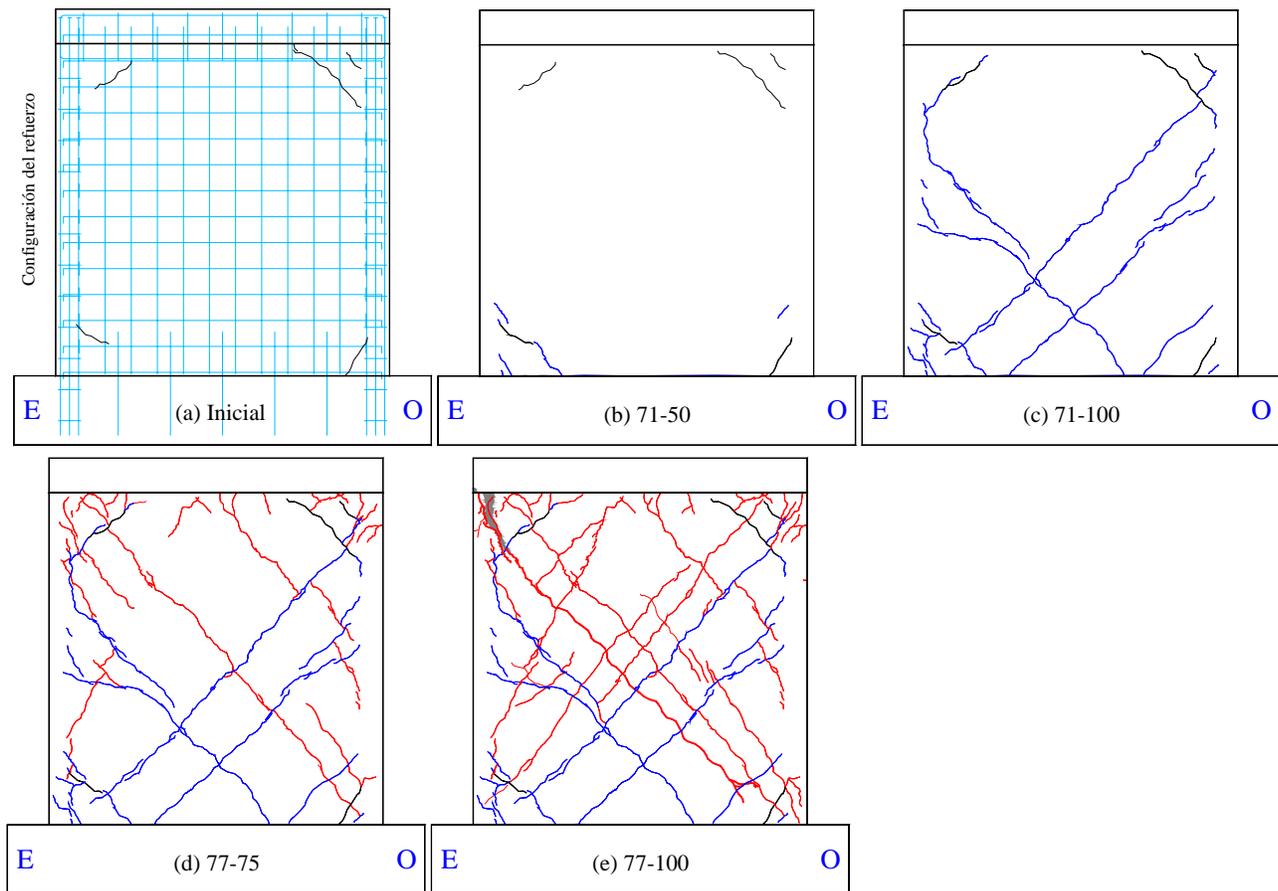


Figura 5-34. Evolución del agrietamiento en el modelo MCL50mD

5.7.3 Comportamiento histerético

En la Figura 5-36 se muestran las curvas de histéresis del modelo. En general, el comportamiento histerético fue semejante al del modelo similar construido con concreto de peso normal (MCN50mD). Es decir, la porción inelástica de la curva fue casi inexistente debido a la capacidad limitada de deformación del refuerzo del muro (malla de alambre soldado). La demanda de distorsión fue aproximadamente igual a 0.6%; es decir, sólo un poco mayor que la del espécimen similar con concreto de peso normal (~0.5%). El fenómeno de estrangulamiento de los ciclos de histéresis no fue tan evidente y los lazos fueron simétricos y estables durante todas las etapas del ensayo.

Tabla 5-11. Descripción del daño y modo de falla del modelo MCL50mD

Registro	Descripción	Distorsión máxima: total (R) y cortante (γ)	Anchura máxima grieta residual, w_{max}
71-50	A diferencia de un leve alargamiento de la grieta de contracción situada en la parte inferior <i>Este</i> y, la aparición de un grieta de deslizamiento en la base del muro con anchura residual igual a 0.05 mm, durante la aplicación del registro no se observó daño o agrietamiento adicional en el modelo. La anchura residual y la longitud de la grieta de deslizamiento permanecieron sin cambio evidente durante las demás etapas del ensayo (Figura 5-34(b)).	$R = 0.11 \%$ $\gamma = 0.08 \%$	0.05 mm
71-100	Aparecieron las primeras grietas en el alma del muro. La inclinación promedio de estas grietas fue igual a 45°. Las grietas inclinadas no lograron penetrar en los elementos de borde; sin embargo, aparecieron las primeras grietas por flexión en la parte inferior del elemento de borde <i>Este</i> . Por lo tanto, se considera que para este registro se alcanzó el estado límite de agrietamiento (Figura 5-34(c)).	$R = 0.31 \%$ $\gamma = 0.21 \%$	0.15 mm
77-75	Durante el registro se generó una grieta bien definida e inclinada aproximadamente 45° desde el extremo inferior <i>Oeste</i> y, algunas grietas en los extremos superiores del muro que penetraron en los elementos de borde. En la parte inferior de los elementos de borde se prolongaron levemente las grietas por flexión, pero ninguna de las grietas inclinadas situada en la parte inferior del alma del muro logró penetrar en dichos elementos (Figura 5-34(d)).	$R = 0.49 \%$ $\gamma = 0.34 \%$	0.80 mm
77-100	Se alcanzó la capacidad resistente y se presentó la falla súbita del modelo; es decir, durante este registro se alcanzaron los estados límite de resistencia y último. Después de aumentar considerablemente el agrietamiento inclinado en el alma del muro, se presentó la fractura simultánea de los alambres de la malla a través de una de las grietas inclinadas aproximadamente a 45°; es decir, se generó la falla por tensión diagonal . Adicionalmente, se perdió el recubrimiento del concreto en el extremo superior del elemento de borde <i>Este</i> y se desprendió el concreto del borde de la losa en este extremo (Figura 5-34(e)). En general, el mecanismo de falla fue similar al del modelo MCN50mD.	$R = 0.69 \%$ $\gamma = 0.49 \%$	5.0 mm
83-75	---	---	---

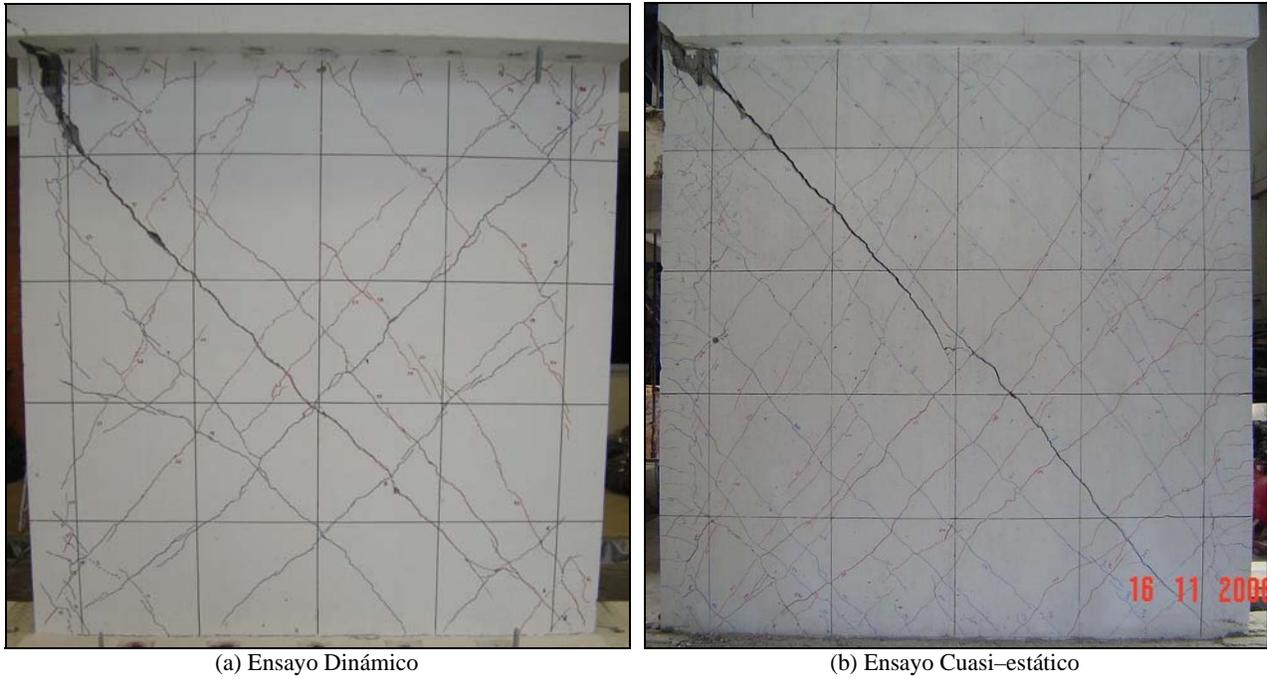


Figura 5-35. Estado final del daño en el modelo MCL50m

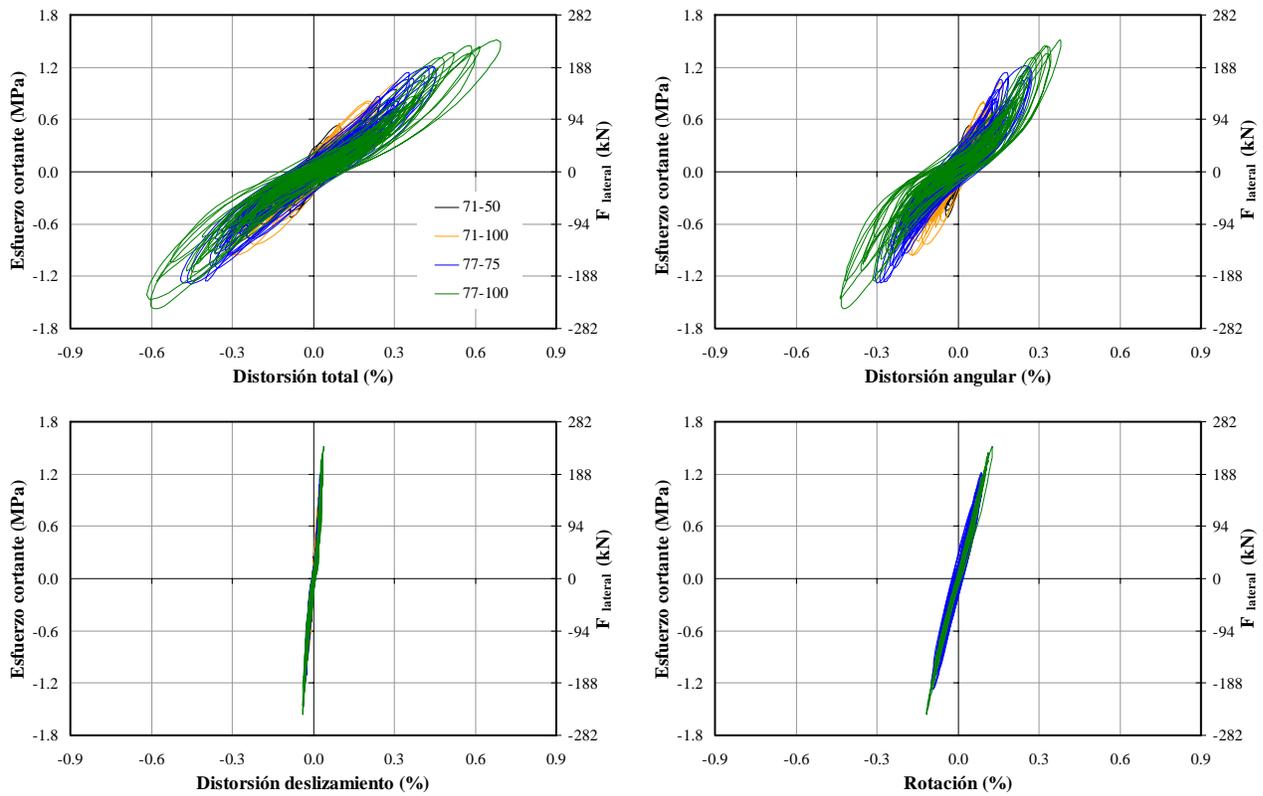


Figura 5-36. Curvas de histéresis del modelo MCL50mD

5.7.4 Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica

En la Tabla 5-12 se presentan los coeficientes sísmicos (C_s) y la amplificación dinámica (A_d) del modelo en cada una de las etapas del ensayo. En esta tabla no se muestran los valores asociados al estado límite último,

ya que la falla del modelo se presentó casi de forma simultánea con el desarrollo de la resistencia. En la Figura 5-37(a) se graficaron los valores del coeficiente sísmico y las distorsiones totales asociadas al cortante basal máximo en cada registro (V_m , R_m). En la Figura 5-37(b) se muestra la variación de la amplificación dinámica con la distorsión del modelo.

5.7.5 Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral

De forma similar al modelo anterior, en la Figura 5-38 se muestran los perfiles correspondientes al instante de tiempo donde se alcanzó la distorsión máxima (positiva y negativa) en cada uno de los registros.

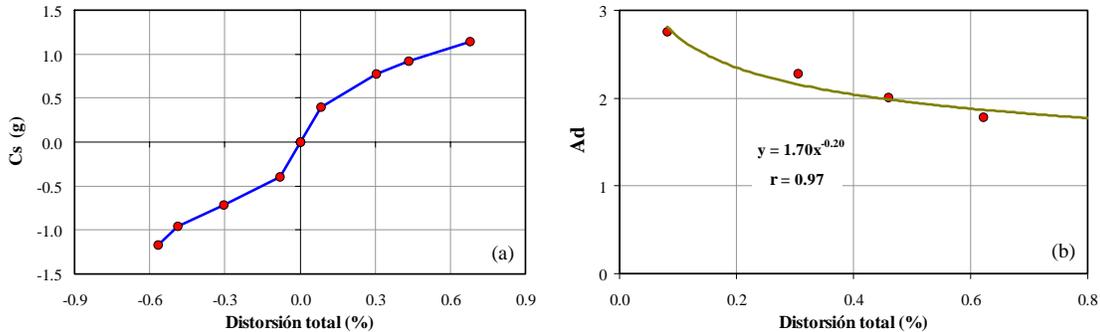


Figura 5-37. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MCL50mD

Tabla 5-12. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MCL50mD

Registro	Estado límite	a_g (g)		V_m (kN)		R_m (%)		C_s (g)		A_d	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
71-50	---	0.14	0.15	82.1	82.2	0.08	0.08	0.39	0.40	2.84	2.67
71-100	Agrietamiento	0.31	0.35	161.3	149.6	0.31	0.31	0.78	0.72	2.47	2.08
77-75	---	0.40	0.56	191.1	198.8	0.43	0.49	0.92	0.96	2.32	1.70
77-100	Resistencia	0.56	0.77	236.7	243.9	0.68	0.57	1.14	1.17	2.04	1.53

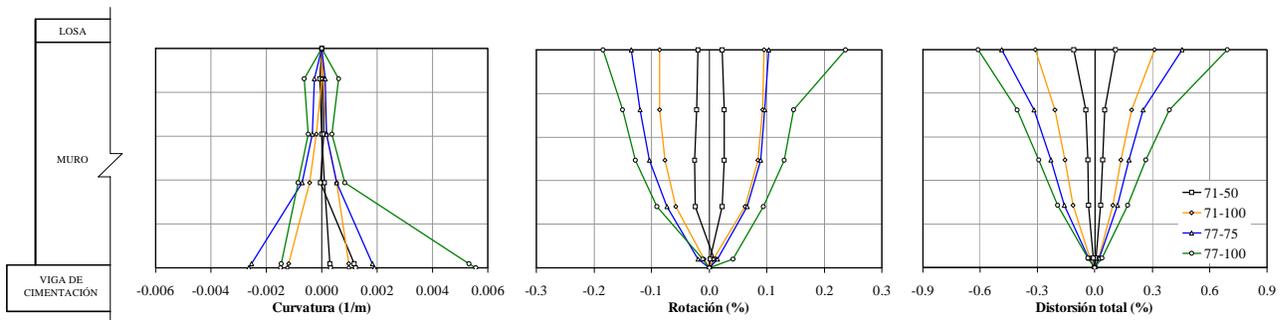


Figura 5-38. Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral del modelo MCL50mD

5.7.6 Componentes de distorsión

En la Figura 5-39 se muestra la contribución de cada modo de deformación a la distorsión total promedio del muro, en función de los registros sísmicos utilizados. Como se observa en la gráfica, la respuesta del espécimen estuvo siempre controlada por cortante y la contribución de cada modo de deformación no varió significativamente durante la aplicación de los registros sísmicos. Inicialmente, la contribución de la flexión fue aproximadamente igual al 25% (registro 71-50) y disminuyó al 21% para condiciones últimas (registro 77-100). La contribución del deslizamiento disminuyó del 9% al 7% entre la condición inicial y la condición

última. La contribución del cortante fue igual al 66% en condiciones iniciales y aumentó al 72% para condiciones últimas. Como se mencionó anteriormente, durante el registro 77-100 se alcanzaron los estados límite de resistencia y último.

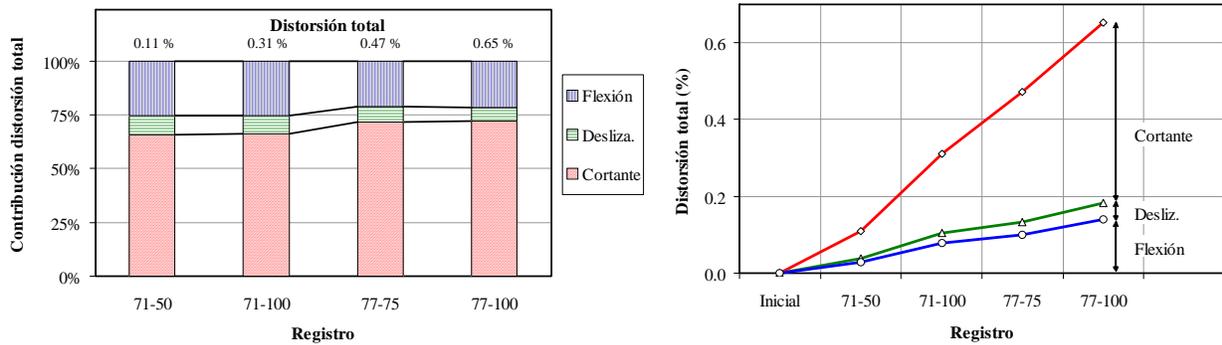


Figura 5-39. Componentes de distorsión del modelo MCL50mD

5.7.7 Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento

En la Figura 5-40 se muestran las funciones de transferencia obtenidas a partir de los registros de aceleración en la base (mesa vibradora) y en el extremo superior del muro (viga de carga). En la figura se indican las frecuencias naturales de vibración y los factores de amortiguamiento efectivo. En la Figura 5-41 se muestran gráficas que relacionan la frecuencia natural de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo, con la capacidad de desplazamiento del modelo en términos de distorsión. Como se observa en la Figura 5-41(b), para la distorsión asociada a la resistencia máxima ($R_{max} = 0.62\%$), la frecuencia natural correspondió al 61% de la frecuencia natural inicial. Para el muro similar construido con concreto de peso normal, la frecuencia natural fue igual al 55% de la frecuencia natural inicial. En cuanto al factor de amortiguamiento efectivo, su magnitud varió aproximadamente entre 6% y 9% entre la condición inicial y última.

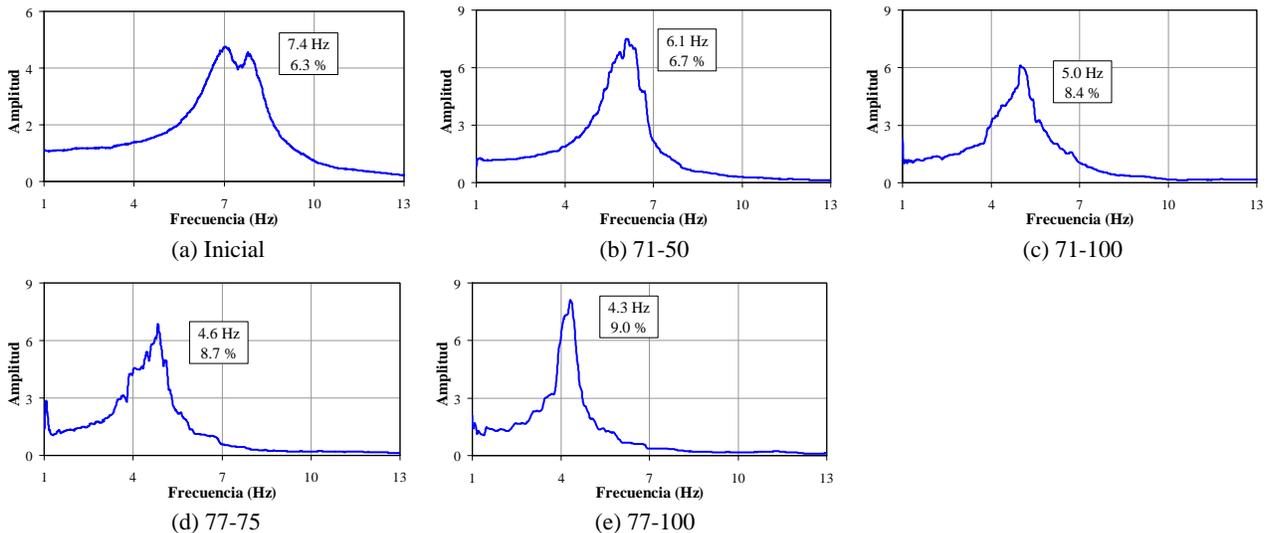


Figura 5-40. Frecuencias de vibración y factores de amortiguamiento efectivo del modelo MCL50mD

5.7.8 Deformaciones en el acero de refuerzo

La configuración y las propiedades mecánicas del acero de refuerzo de este modelo son idénticas a las del modelo anterior construido con concreto de peso normal (sección 5.6.8).

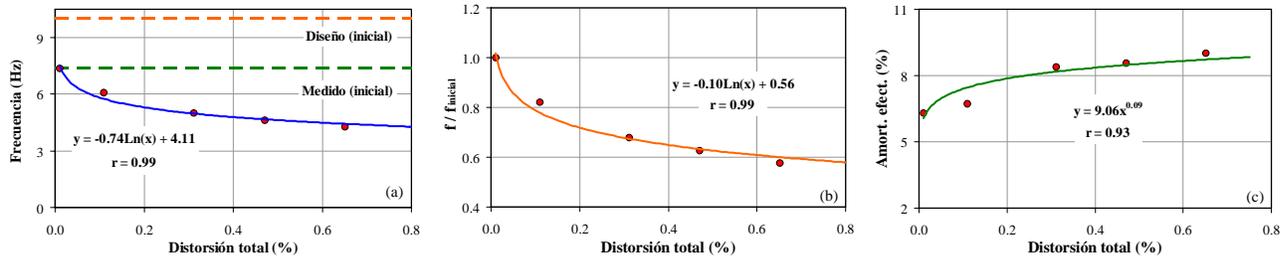


Figura 5-41. Relación entre la frecuencia de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo con la distorsión del modelo MCL50mD

5.7.8.1 Refuerzo de elementos de borde

En la Figura 5-42 se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo de los elementos de borde. De modo similar al modelo construido con concreto de peso normal, el refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de los elementos de borde exhibió comportamiento elástico durante todas las etapas de ensayo.

5.7.8.2 Refuerzo vertical

En la Figura 5-43(b) se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo vertical del alma y de la base del modelo. Para el estado límite de resistencia, en el alma del muro, la fluencia se registró sólo en los deformímetros LV22 y LV51 colocados a lo largo de la grieta a 45° extendida entre los extremos del muro. Sobre dicha grieta se fracturaron los alambres de la malla y se originó la falla del modelo. En el deformímetro LB2, colocado en una de las barras de desplante, también se registraron deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores que las de fluencia.

5.7.8.3 Refuerzo horizontal

En la Figura 5-43(a) se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal del alma del modelo. Para el estado límite de resistencia, la fluencia se registró en los deformímetros siguientes: LH2, LH41 y LH51 colocados a lo largo de la grieta a 45° que originó la falla del modelo, LH3 y LH32 colocados en los extremos de la altura media del muro y, LH21 colocado en la altura media superior.

5.7.8.4 Distribución de deformaciones

En la Figura 5-44 se presentan las deformaciones registradas por los deformímetros eléctricos colocados a lo largo de las diagonales en el refuerzo horizontal y vertical, respectivamente, para el instante de tiempo en el que se alcanzó el esfuerzo cortante máximo (positivo y negativo) en cada registro. Los datos se muestran hasta el registro donde se alcanzó la resistencia del muro. De forma similar al modelo anterior, en la figura se observa que las deformaciones en el refuerzo horizontal fueron mayores que en el refuerzo vertical y que no todo el refuerzo horizontal alcanzó la fluencia en el momento que se registró el cortante máximo resistente.

5.7.8.5 Secuencia de fluencia

Con el propósito de observar el efecto de la fluencia del acero en el comportamiento global del muro, en la Figura 5-45 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo dentro de la curva de histéresis del modelo. Inicialmente, se presentó la fluencia de una de las barras de desplante en la cimentación (LB2). Para el estado límite de resistencia, primero se presentó la fluencia en algunos alambres horizontales (LH32, LH41, LH21 y LH51), luego en un alambre vertical (LV51), después en dos alambres horizontales (LH2 y LH3) y, por último, en un alambre vertical (LV22).

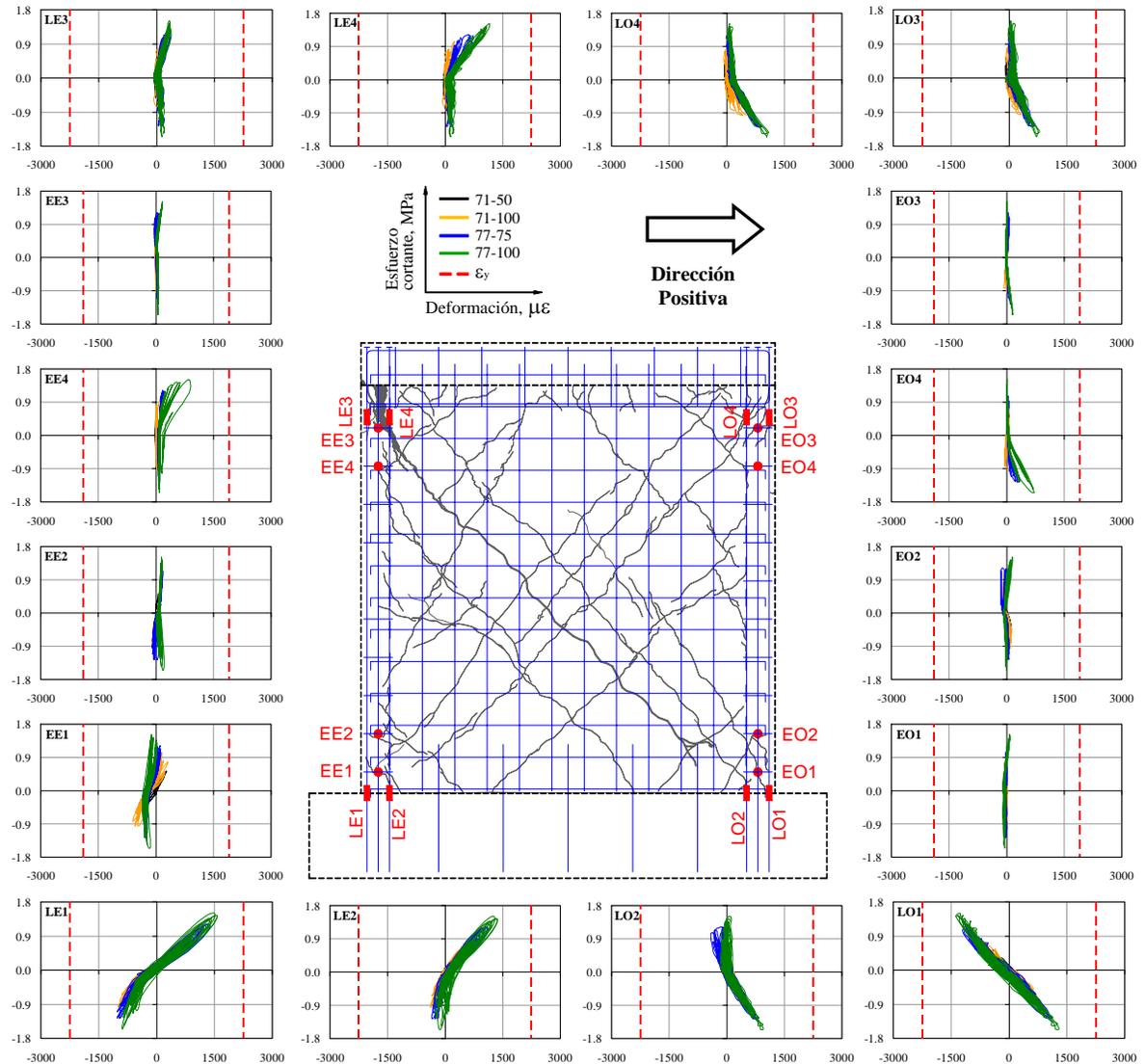


Figura 5-42. Deformaciones en el acero de refuerzo de los elementos de borde del modelo MCL50mD

5.8 Modelo MCN100D

Algunas de las viviendas en México actualmente se construyen con el área y el tipo de refuerzo de este modelo; es decir, con la cuantía mínima de refuerzo a cortante estipulada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-C, 2004) y utilizando barras corrugadas de acero. En la Figura 5-46 se muestran dos fotografías del modelo antes de iniciar con el programa de pruebas.

5.8.1 Características generales

Relación de aspecto (H/l_w):	1.00 (cociente $M/Vl_w = 1.21$).
Tipo de concreto:	Peso Normal.
Cuantía de refuerzo a cortante:	0.0026 ($\approx 100\% \rho_{min}$).
Tipo de refuerzo a cortante:	Barras corrugadas.

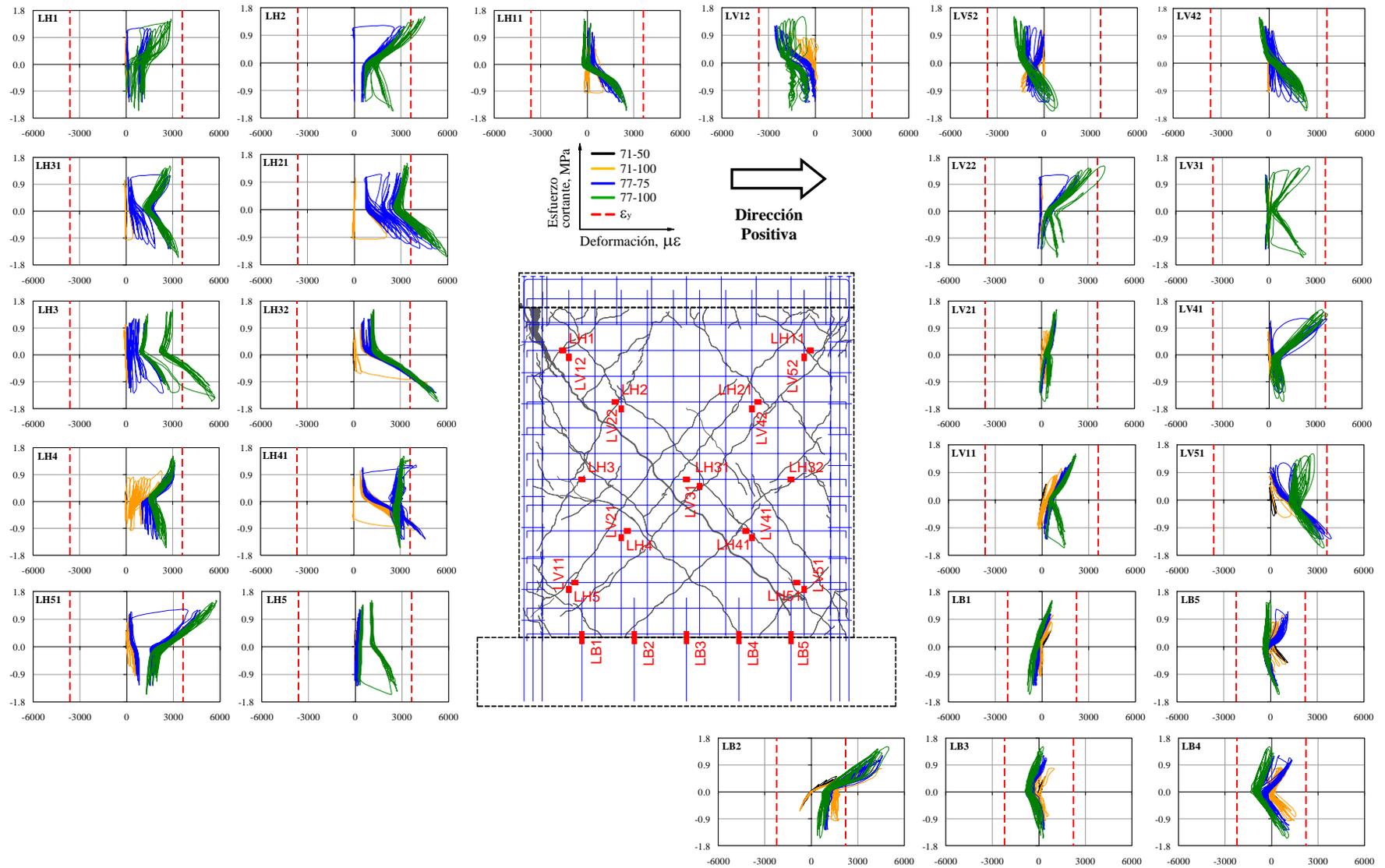


Figura 5-43. Deformaciones en el acero de refuerzo del alma del modelo MCL50mD

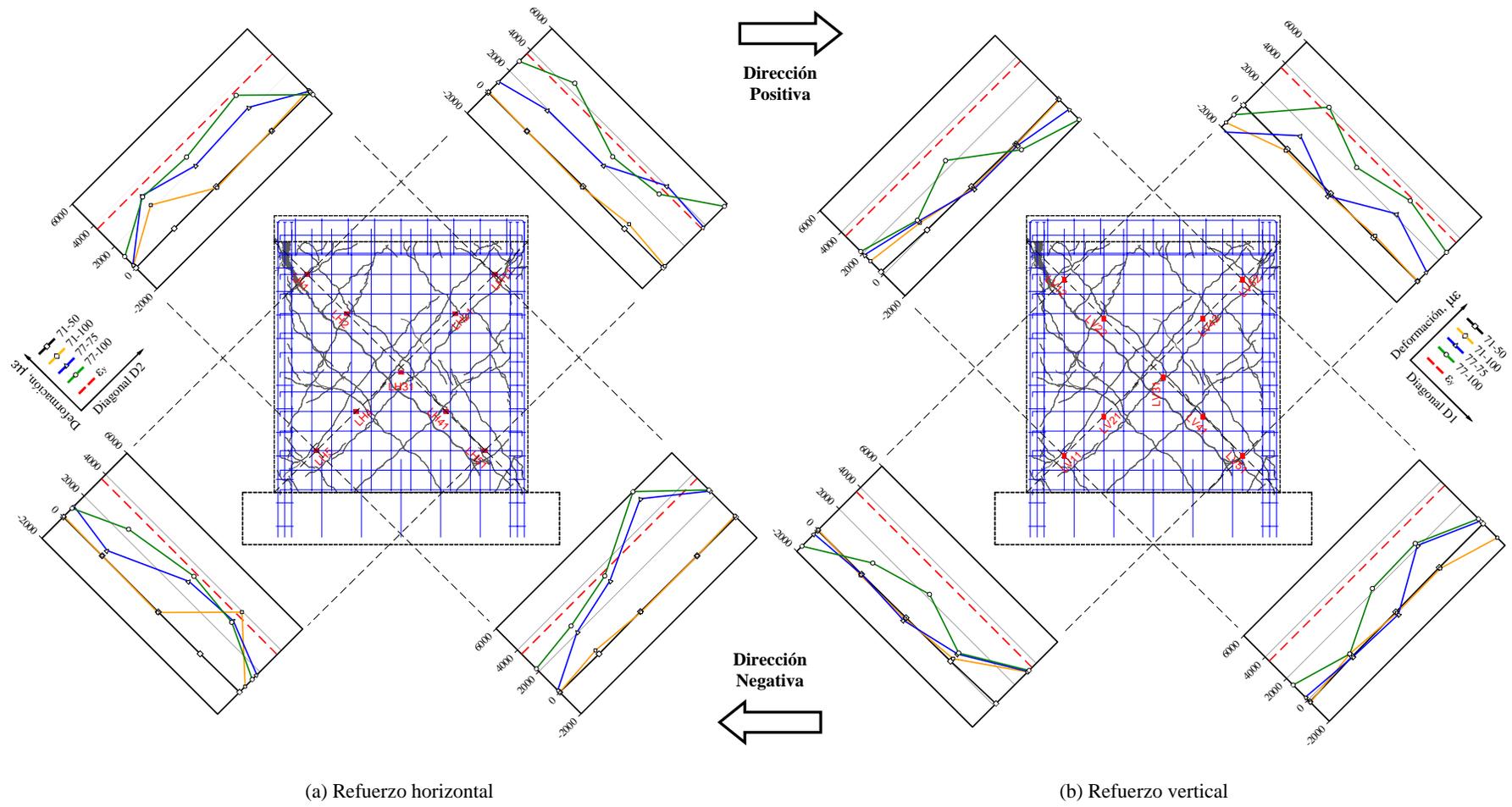
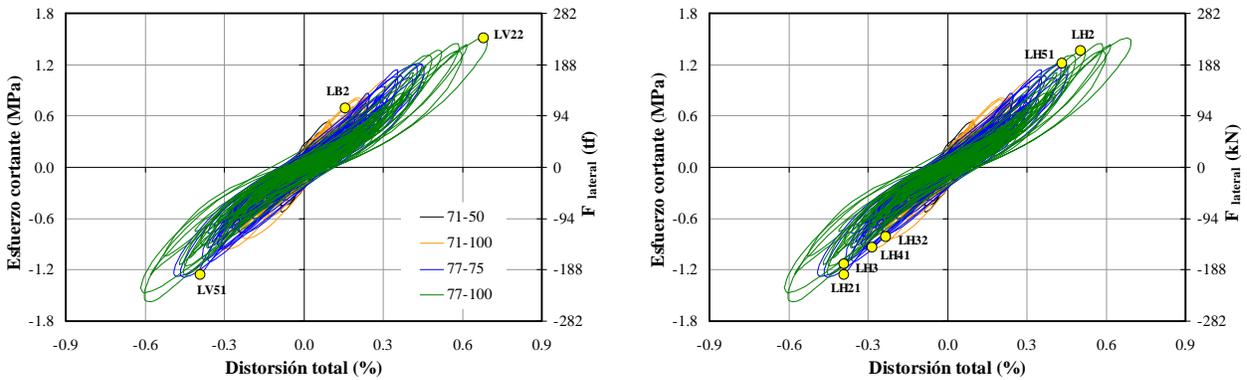


Figura 5-44. Distribución de deformaciones en el acero de refuerzo del alma del modelo MCL50mD



(a) Alambres verticales y barras desplante

(b) Alambres horizontales

Figura 5-45. Secuencia de fluencia del acero de refuerzo del modelo MCL50mD

5.8.2 Descripción del daño y mecanismo de falla

En la Figura 5-47 se muestra el patrón de grietas iniciales, así como la evolución y el estado final del muro después de la aplicación de cada uno de los registros sísmicos. Las grietas iniciales fueron causadas por la contracción del concreto y fueron precipitadas por la concentración del refuerzo a flexión en los elementos de borde del muro. Como se observa en la Figura 5-47(a), una grieta horizontal se extendió aproximadamente a lo largo de la barra de refuerzo horizontal colocada en el centro del muro. De forma similar, para el registro 71-50 apareció una grieta casi vertical que se extendió aproximadamente a lo largo de la barra de refuerzo vertical situada en el centro del muro (Figura 5-47(b)). Justo sobre estas barras se colocaron los separadores del refuerzo, dos en la barra horizontal (uno en cada extremo) y tres en la barra vertical (uno en el centro y uno en cada extremo). Por lo tanto, es probable que dichos separadores no hayan facilitado el colado del concreto en estas zonas y, de esta manera, éstos hayan promovido un problema local por adherencia de la barra de refuerzo. No obstante, la anchura de las grietas iniciales fue menor que 0.05 mm. A pesar de que las grietas inclinadas iniciales no se prolongaron apreciablemente durante la aplicación de los registros sísmicos, la grieta horizontal afectó levemente la evolución del daño en el muro, ya que dificultó la prolongación de grietas inclinadas en el alma del muro.

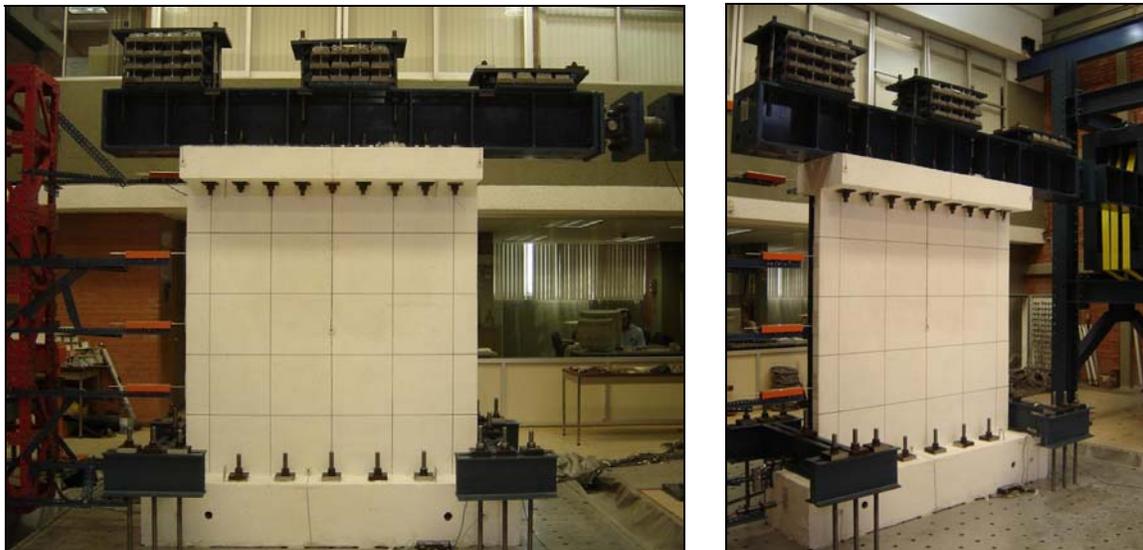


Figura 5-46. Modelo MCN100D antes del ensayo

En la Tabla 5-13 se presenta la descripción del daño durante las pruebas y el modo de falla del espécimen. En la Figura 5-48 se muestra el estado final del daño en el modelo, junto con el espécimen similar ensayado bajo

carga lateral cíclica reversible. A pesar de que el modo de falla fue comparable, en el espécimen ensayado bajo carga lateral cíclica se presentó mayor agrietamiento en la parte inferior del alma del muro y en los elementos de borde.

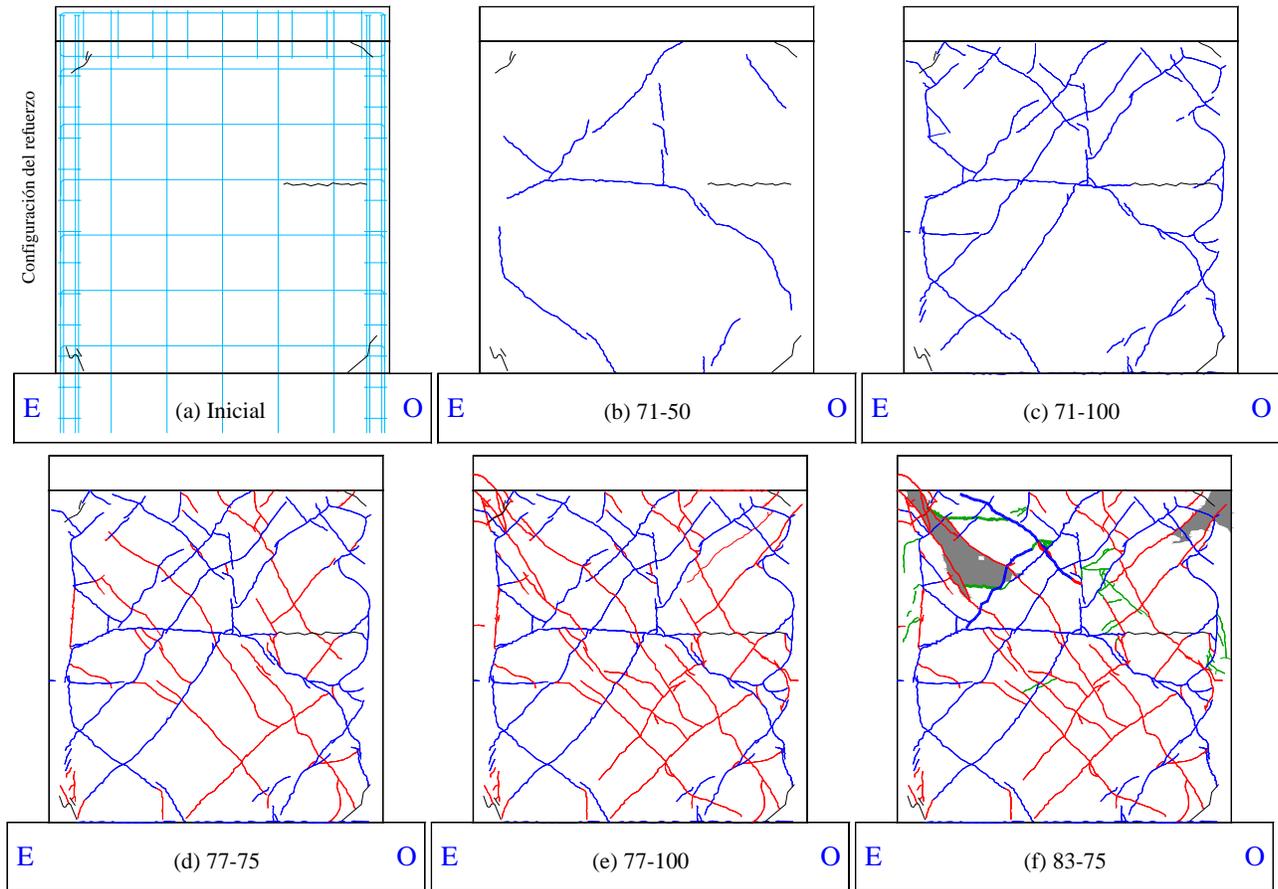
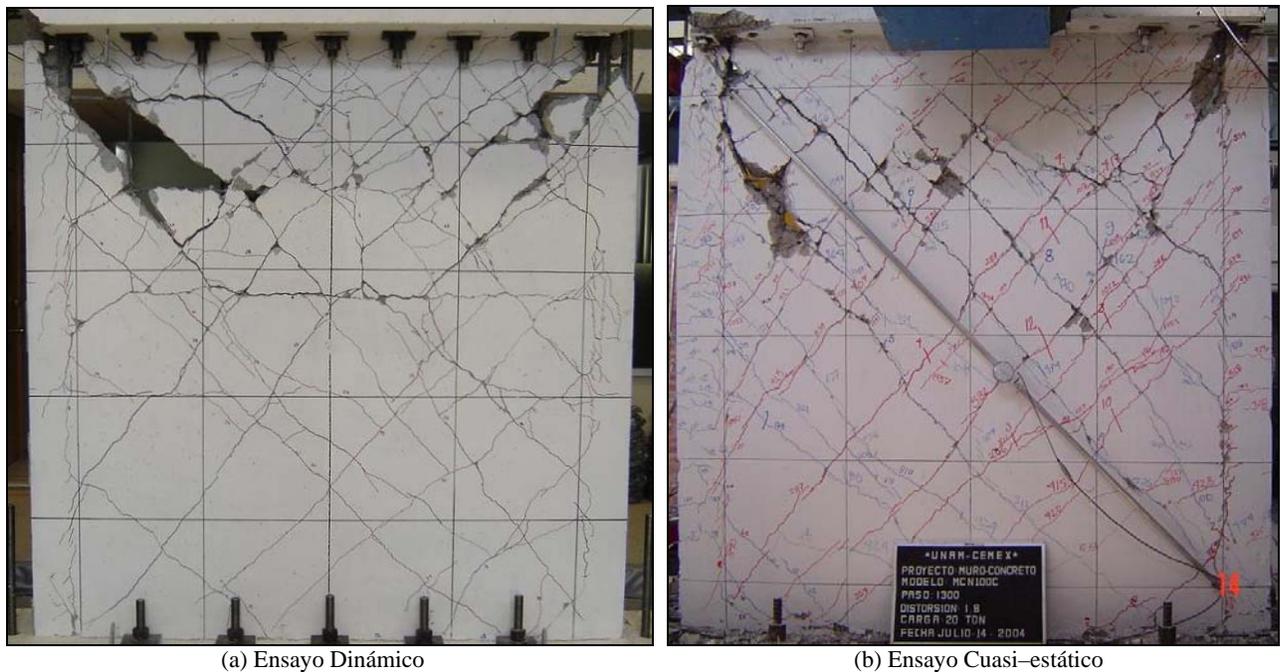


Figura 5-47. Evolución del agrietamiento en el modelo MCN100D



(a) Ensayo Dinámico

(b) Ensayo Cuasi-estático

Figura 5-48. Estado final del daño en el modelo MCN100

Tabla 5-13. Descripción del daño y modo de falla del modelo MCN100D

Registro	Descripción	Distorsión máxima: total (R) y cortante (γ)	Anchura máxima grieta residual, w_{max}
71-50	Se generaron algunas grietas inclinadas en el alma muro. Sin embargo, la prolongación de estas grietas sobre la altura del muro fue interrumpida por la grieta horizontal inicial (Figura 5-47(b)).	$R = 0.11 \%$ $\gamma = 0.05 \%$	0.05 mm
71-100	El agrietamiento inclinado en el alma del muro se incrementó, especialmente en el extremo superior del modelo. La mayor parte de estas grietas, cuya inclinación aproximada fue igual a 45° , se prolongaron en toda la altura del muro pero sin penetrar en el área de los elementos de borde. Para este registro se presentaron las primeras grietas por flexión en el centro y en el extremo superior del elemento de borde <i>Este</i> (Figura 5-47(c)) y, la primera grieta por deslizamiento en la base de muro. Se considera que para este registró se alcanzó el estado límite de agrietamiento del modelo.	$R = 0.26 \%$ $\gamma = 0.18 \%$	0.18 mm
77-75	Aunque la anchura máxima de grieta residual no varió, se generaron varias grietas inclinadas aproximadamente a 45° desde el extremo inferior <i>Oeste</i> del muro. Sin embargo, ninguna de las grietas inclinadas logró penetrar en los elementos de borde, ya que se formó un patrón de grietas casi vertical en las fronteras entre los elementos de borde y el alma del muro (Figura 5-47(d)).	$R = 0.38 \%$ $\gamma = 0.26 \%$	0.18 mm
77-100	De acuerdo con la definición adoptada de los estados límite, para este registro se alcanzaron los estados límite de resistencia y último. Aparecieron nuevas grietas inclinadas en el alma del muro y se prolongaron algunas ya existentes. También surgieron nuevas grietas de flexión a la mitad de la altura del elemento de borde <i>Este</i> , aproximadamente a la misma altura de la grieta horizontal inicial. La anchura residual de la grieta de deslizamiento aumentó a 0.30 mm. A pesar de que la anchura máxima de grieta residual en el alma del muro fue igual a 2.0 mm, se observó concentración de grietas inclinadas en la frontera del extremo superior del elemento de borde <i>Este</i> y el alma del muro y, se registró una grieta con anchura residual igual a 5.0 mm. Como se observa en la Figura 5-47(e), en esta zona varias grietas inclinadas penetraron el elemento de borde, generando el desprendimiento de un bloque pequeño de concreto en la losa.	$R = 0.61 \%$ $\gamma = 0.47 \%$	2.0 mm
83-75	Se presentó en el modelo una falla combinada de <i>tensión y compresión diagonal</i> . Aunque sólo aparecieron unas cuantas grietas adicionales, debido al agrietamiento severo del concreto de la parte superior del alma del muro, la anchura residual de varias de las grietas ya existentes se incrementó hasta 5.0 mm. Las grietas inclinadas penetraron el extremo superior de los elementos de borde y se produjo el desprendimiento de varios bloques de concreto en estas zonas (de forma muy marcada en la zona <i>Este</i>) y en los extremos de la losa (Figura 5-47(f)). La anchura residual de la grieta de deslizamiento aumentó a 0.35 mm.	$R = 1.59 \%$ $\gamma = 1.37 \%$	5.0 mm

5.8.3 Comportamiento histerético

En la Figura 5-49 se muestran las curvas de histéresis del modelo. Los ciclos histeréticos fueron característicos de muros de concreto de baja altura sujetos a acciones dinámicas de cortante. A diferencia de los muros reforzados con malla de alambre soldado, la porción del comportamiento inelástico de la curva fue importante. Sin embargo, una vez se alcanzó la capacidad resistente del modelo, la tasa de degradación de resistencia fue considerable. Los ciclos de histéresis fueron simétricos y estables sólo hasta una demanda de distorsión cercana a 0.5%; para mayores valores, el fenómeno de estrangulamiento de los ciclos de histéresis fue evidente. A pesar de que se registraron demandas de distorsión cercanas a 1.5%, para dichos niveles la degradación de resistencia fue muy elevada (cercana al 47% respecto a la máxima alcanzada).

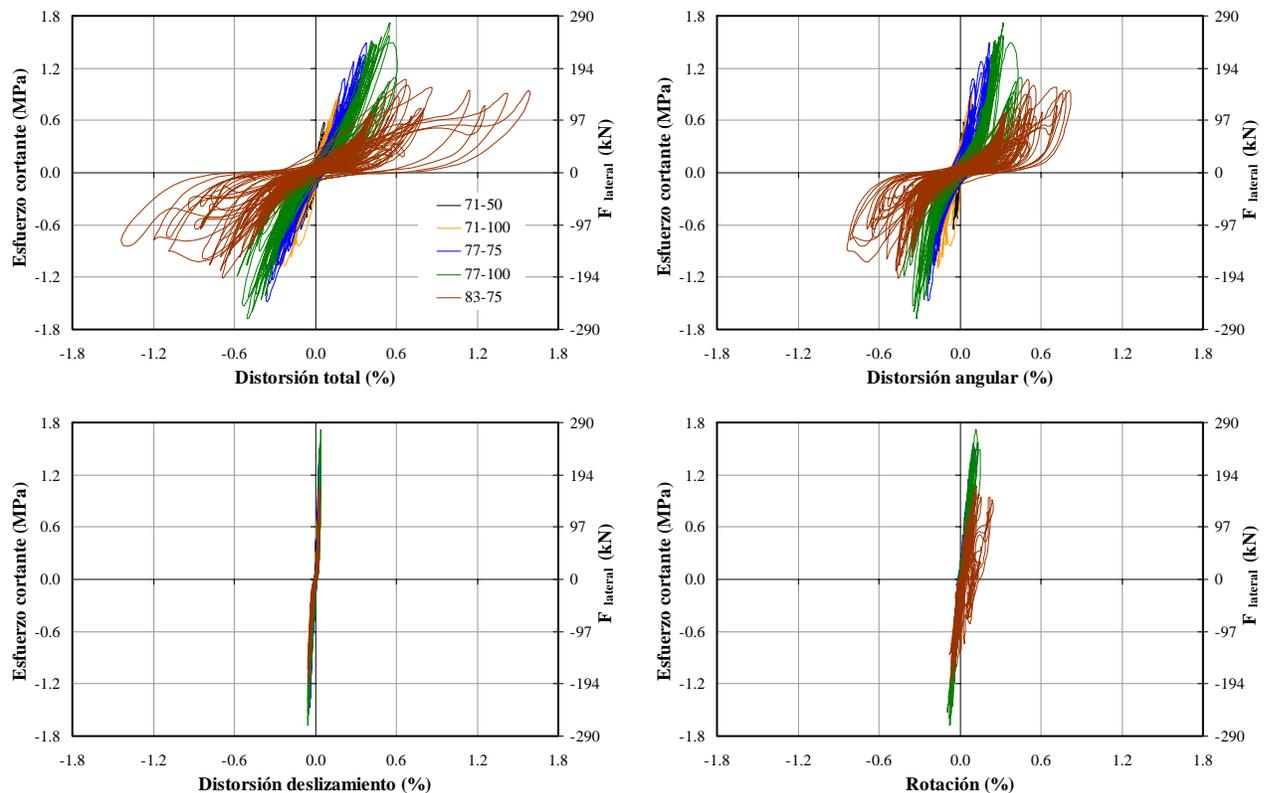


Figura 5-49. Curvas de histéresis del modelo MCN100D

5.8.4 Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica

En la Tabla 5-14 se presentan los coeficientes sísmicos (C_s) y la amplificación dinámica (A_d) del modelo en cada una de las etapas del ensayo. En la Figura 5-50(a) se graficaron los valores del coeficiente sísmico y las distorsiones totales asociadas al cortante basal máximo en cada registro (V_m , R_m). En la Figura 5-50(b) se muestra la variación de la amplificación dinámica con la distorsión del modelo. Como se mencionó anteriormente, durante el registro 71-100 se alcanzaron los estados límite de resistencia y último y, por lo tanto, en estas gráficas no se incluyeron los valores asociados al evento 83-75.

5.8.5 Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral

De forma similar a los modelos anteriores, en la Figura 5-51 se muestran los perfiles correspondientes al instante de tiempo donde se alcanzó la distorsión máxima (positiva y negativa) en cada uno de los registros.

Tabla 5-14. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MCN100D

Registro	Estado límite	a_g (g)		V_m (kN)		R_m (%)		C_s (g)		A_d	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
71-50	Agrietamiento	0.17	0.15	93.5	104.9	0.07	0.11	0.38	0.43	2.28	2.87
71-100		0.30	0.35	148.2	176.0	0.18	0.26	0.61	0.72	2.02	2.08
77-75		0.44	0.56	240.3	237.2	0.38	0.35	0.99	0.97	2.27	1.75
77-100	Resistencia Último	0.56	0.70	276.7	270.5	0.54	0.51	1.14	1.11	2.02	1.58
		221.3	216.4	0.60	0.55	0.91	0.89	1.62	1.27		
83-75	---	0.94	0.98	172.0	194.6	0.67	0.68	0.71	0.80	0.75	0.82

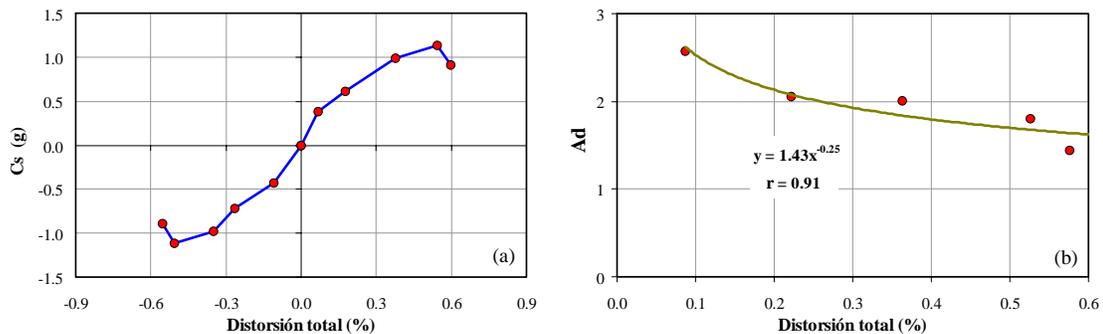


Figura 5-50. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MCN100D

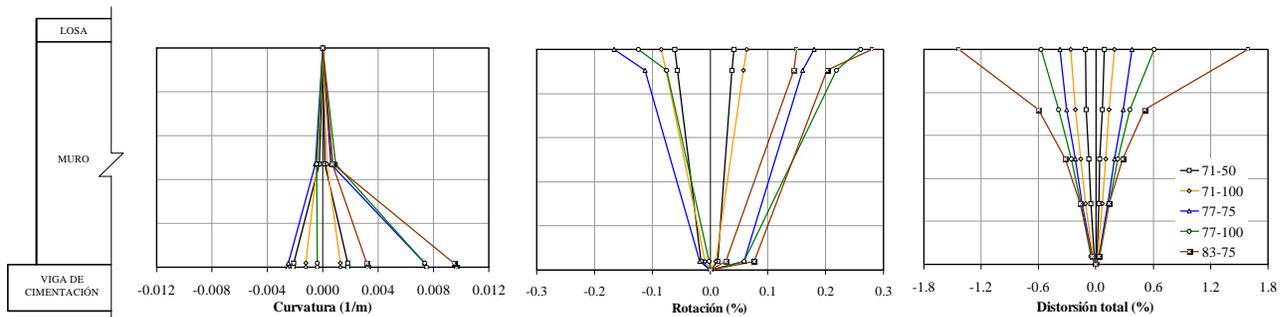


Figura 5-51. Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral del modelo MCN100D

5.8.6 Componentes de distorsión

En la Figura 5-52 se muestra la contribución de cada modo de deformación a la distorsión total promedio del muro, en función de los registros sísmicos utilizados. En las gráficas se observa que la respuesta del espécimen estuvo siempre controlada por cortante. Inicialmente, la contribución de la flexión fue aproximadamente igual al 36% (registro 71-50), pero disminuyó al 11% para condiciones últimas (registro 83-75). La contribución del deslizamiento tuvo una tendencia similar, pues su contribución disminuyó del 14% al 4% entre la condición inicial y la condición última. En contraste, la contribución del cortante fue igual al 49% en condiciones iniciales y aumentó al 85% para condiciones últimas. Para el registro 77-100, durante el cual se alcanzó el estado límite de resistencia, las contribuciones del cortante en el alma, del deslizamiento y de la flexión fueron iguales a 75%, 8% y 17%, respectivamente.

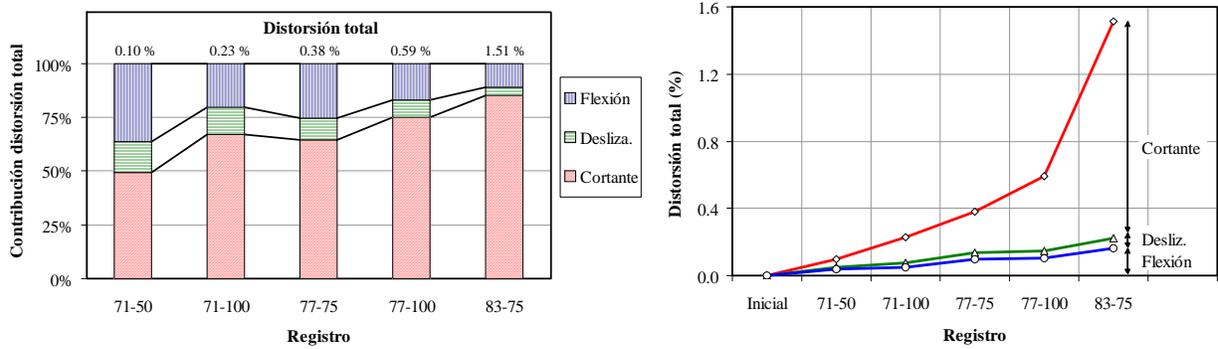


Figura 5-52. Componentes de distorsión del modelo MCN100D

5.8.7 Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento

En la Figura 5-53 se muestran las funciones de transferencia obtenidas a partir de los registros de aceleración en la base (mesa vibradora) y en el extremo superior del muro (viga de carga). En la figura se indican las frecuencias naturales de vibración y los factores de amortiguamiento efectivo. En la Figura 5-54 se muestran gráficas que relacionan la frecuencia natural de vibración y el factor de amortiguamiento con la capacidad de desplazamiento del modelo en términos de distorsión. Como se observa en la Figura 5-54(b), para la distorsión asociada a la resistencia máxima ($R_{max} = 0.53\%$), la frecuencia natural fue sólo el 52% de la frecuencia natural inicial. En cuanto al factor de amortiguamiento efectivo, éste varió aproximadamente entre 6.5% y 11% entre la condición inicial y última.

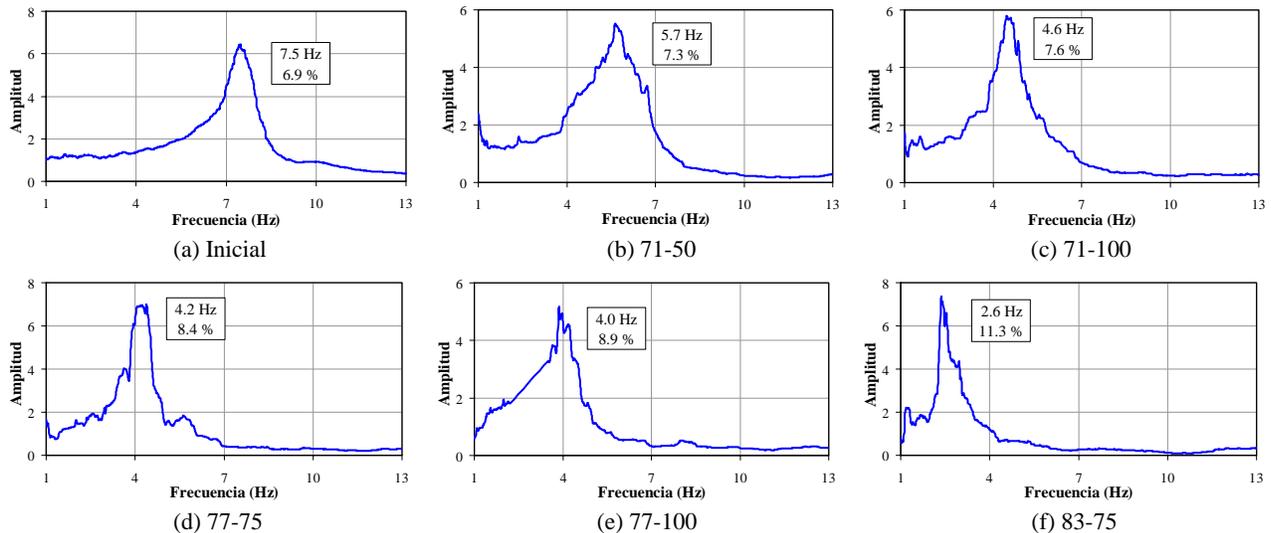


Figura 5-53. Frecuencias de vibración y factores de amortiguamiento efectivo del modelo MCN100D

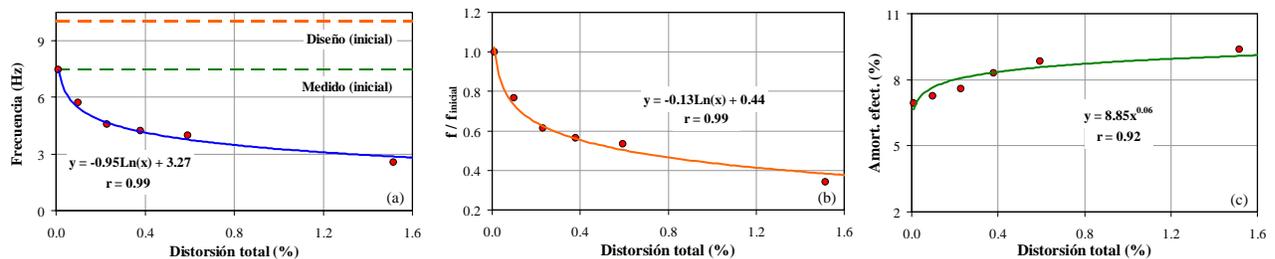


Figura 5-54. Relación entre la frecuencia de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo con la distorsión del modelo MCN100D

5.8.8 Deformaciones en el acero de refuerzo

La descripción detallada de la configuración del refuerzo se presentó en el Capítulo 4. En general, los elementos de borde del espécimen fueron reforzados longitudinalmente mediante ocho barras de 5/8 pulg (15.9 mm, $\varepsilon_y = 2,200 \mu\varepsilon$) y transversalmente con estribos de alambrión liso de 1/4 pulg (6.4 mm, $\varepsilon_y = 1,900 \mu\varepsilon$) separados cada 180 mm en toda la altura. En el alma del muro se dispusieron barras verticales y horizontales de 3/8 pulg (9.5 mm, $\varepsilon_y = 2,200 \mu\varepsilon$) separadas cada 320 mm.

5.8.8.1 Refuerzo de elementos de borde

En la Figura 5-55 se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para todos los deformímetros adheridos al refuerzo de los elementos de borde. Con excepción del deformímetro EE4 colocado en un estribo superior del elemento de borde superior, el cual registró fluencia para condiciones de daño severas, el refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de los elementos de borde exhibió comportamiento elástico durante todas las etapas de ensayo.

De forma similar al modelo MCN50mD (Figura 5-29), los perfiles de deformaciones a lo largo del refuerzo longitudinal de los elementos de borde, mostraron que, para el registro 77-75, las deformaciones en el extremo superior del elemento de borde *Este* fueron equivalentes al 95% de la deformación en la base (4.0 veces la deformación teórica); es decir, una distribución casi uniforme en la altura. En el modelo similar construido con concreto de peso ligero (MCL100D), las deformaciones en el mismo punto fueron 4.1 veces superiores que la deformación teórica. Como se mencionó en la sección 5.6.8.1, el aumento de las deformaciones en el extremo superior fue originado principalmente por el método de transmisión de fuerza inercial utilizado durante el ensayo de los modelos. Este efecto ocasionó que el daño del muro se incrementara en las esquinas superiores y no en las inferiores donde converge la compresión diagonal y la compresión por flexión. Para estos dos modelos, el daño se concentró en la esquina *Este* superior; es decir, en el sitio donde la distribución de momentos fue casi igual a aquella en la base del muro.

5.8.8.2 Refuerzo vertical

En la Figura 5-56(b) se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo vertical del alma. Para el estado límite de resistencia se registró la fluencia en los deformímetros LV12, LV51 y LV21 y, en el deformímetro LB3 colocado en el desplante de una barra vertical. Para nivel de daño severo, mayor al asociado al estado límite último, se registró fluencia en los deformímetros LV42, LV31 y LB5.

5.8.8.3 Refuerzo horizontal

En la Figura 5-56(a) se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal del alma del modelo. Para el estado límite de resistencia se registró la fluencia en los deformímetros LH11, LH21, LH31, LH3, LH2 y LH41. Para nivel de daño severo, en el deformímetro LH4 se registraron deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores que las de fluencia.

5.8.8.4 Distribución de deformaciones

En la Figura 5-57 se presentan los perfiles de deformaciones a lo largo de las diagonales en el refuerzo horizontal y vertical, respectivamente, para el instante de tiempo en el que se alcanzó el esfuerzo cortante máximo (positivo y negativo) en cada registro. Los datos se muestran hasta el registro donde se alcanzó la resistencia del muro. En la figuras se observa que aunque las deformaciones en el refuerzo vertical fueron menores que en el refuerzo horizontal, las barras de refuerzo vertical experimentaron deformaciones importantes. De forma similar a los muros ensayados bajo carga lateral cíclica (Sánchez, 2010), se observa que la distribución de la fluencia varió en la altura del modelo y que no todo el refuerzo horizontal alcanzó la fluencia en el momento que se registró el cortante máximo resistente.

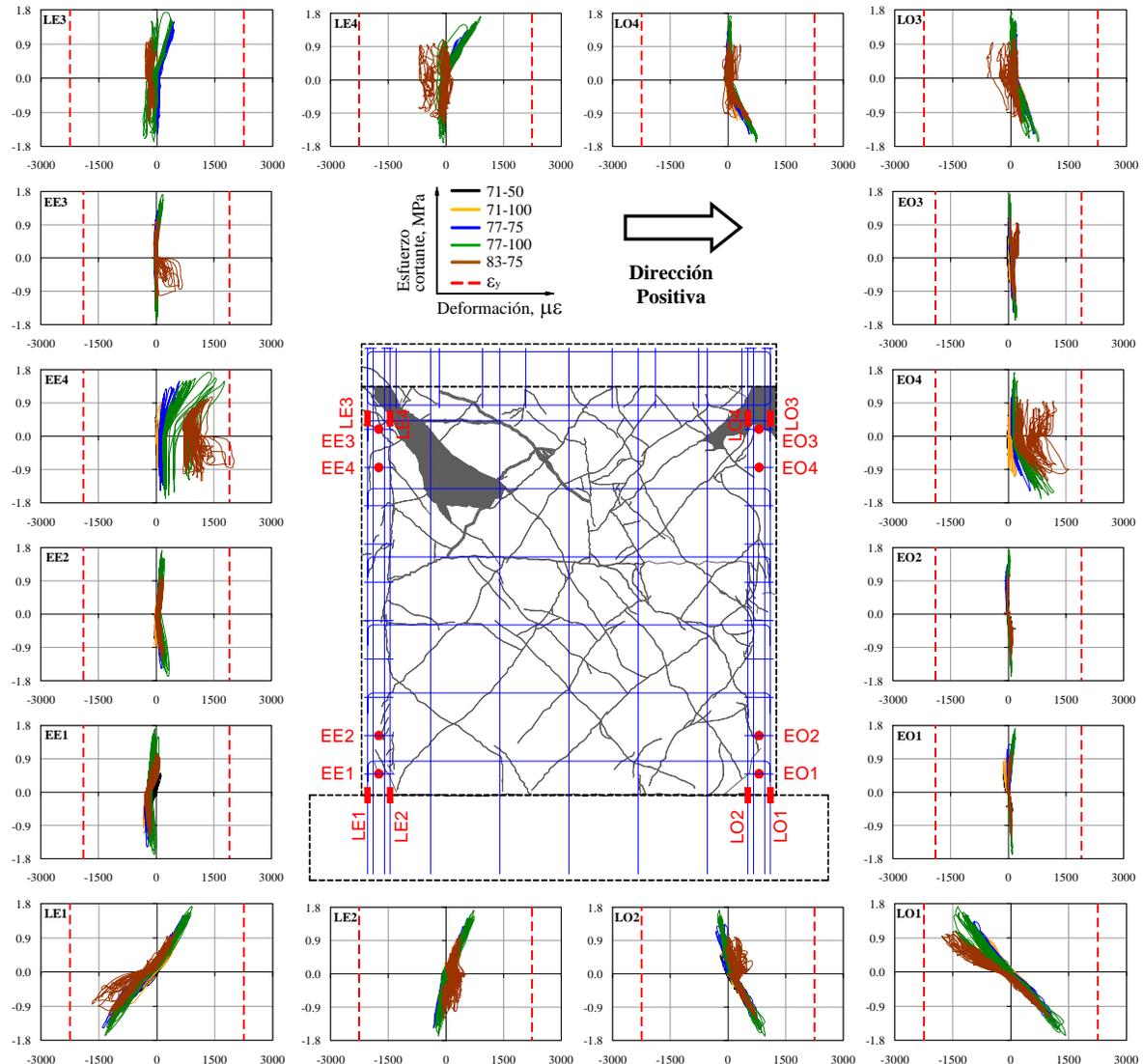
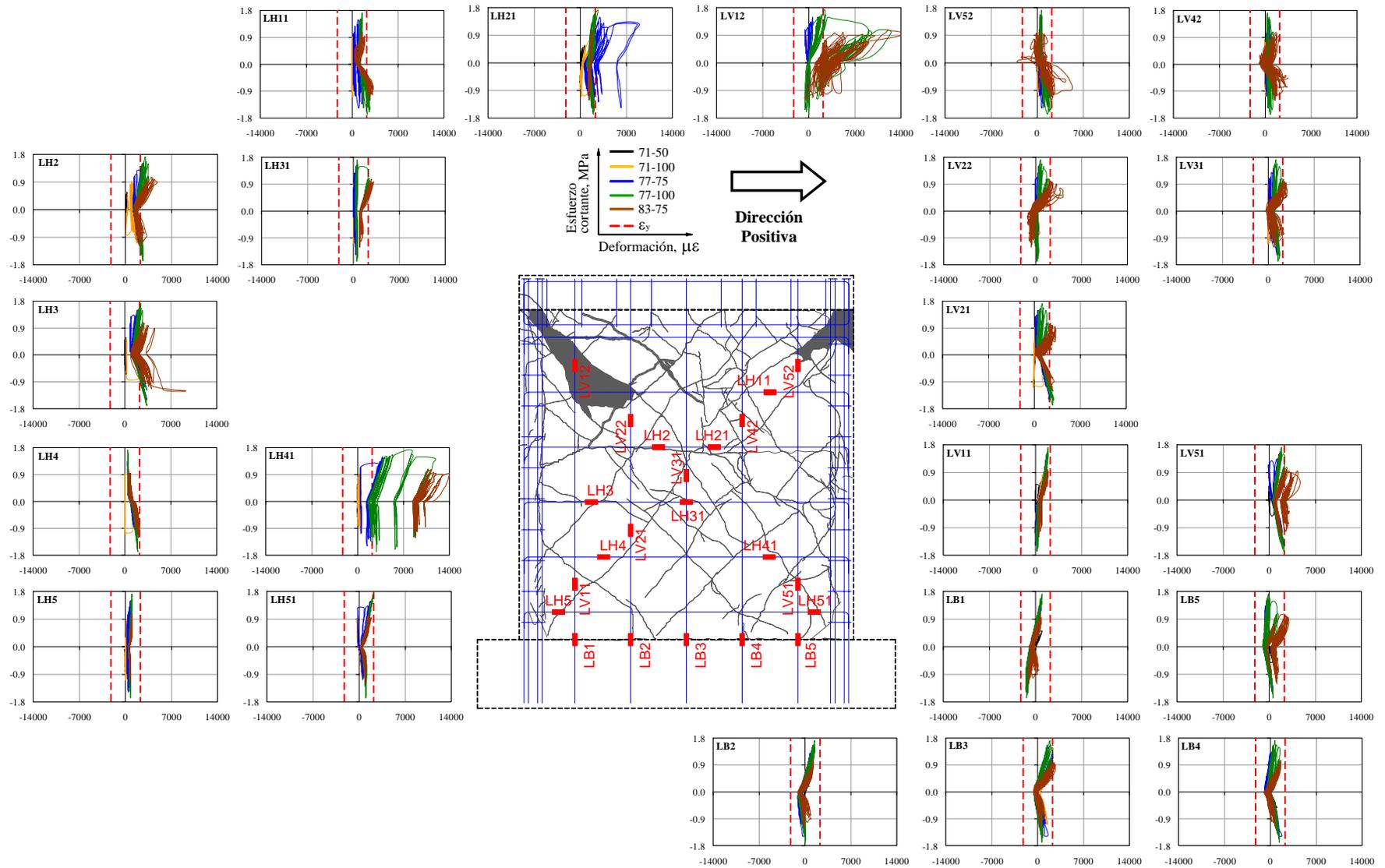


Figura 5-55. Deformaciones en el acero de refuerzo de los elementos de borde del modelo MCN100D

5.8.8.5 Secuencia de fluencia

Con el propósito de observar el efecto de la fluencia del acero en el comportamiento general del muro, en la Figura 5-58 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo dentro de la curva de histéresis del modelo. Para el estado límite de agrietamiento se presentó la fluencia en una sección de dos barras horizontales colocadas en la altura media (LH3 y LH21). Luego, se registró la fluencia en el desplante de una de las barras verticales (LB3) y en algunas secciones de las barras horizontales (LH2 y LH41) y verticales (LV21 y LV51). Para el estado límite de resistencia se presentó la fluencia en dos deformímetros del refuerzo horizontal (LH11 y LH31) y en uno del refuerzo vertical (LV12). Los demás registros de fluencia (LB5, LH4, LV42 y EE4) están relacionados a un nivel de daño mayor que el asociado al estado límite último.



(a) Refuerzo horizontal

(b) Refuerzo vertical

Figura 5-56. Deformaciones en el acero de refuerzo del alma del modelo MCN100D

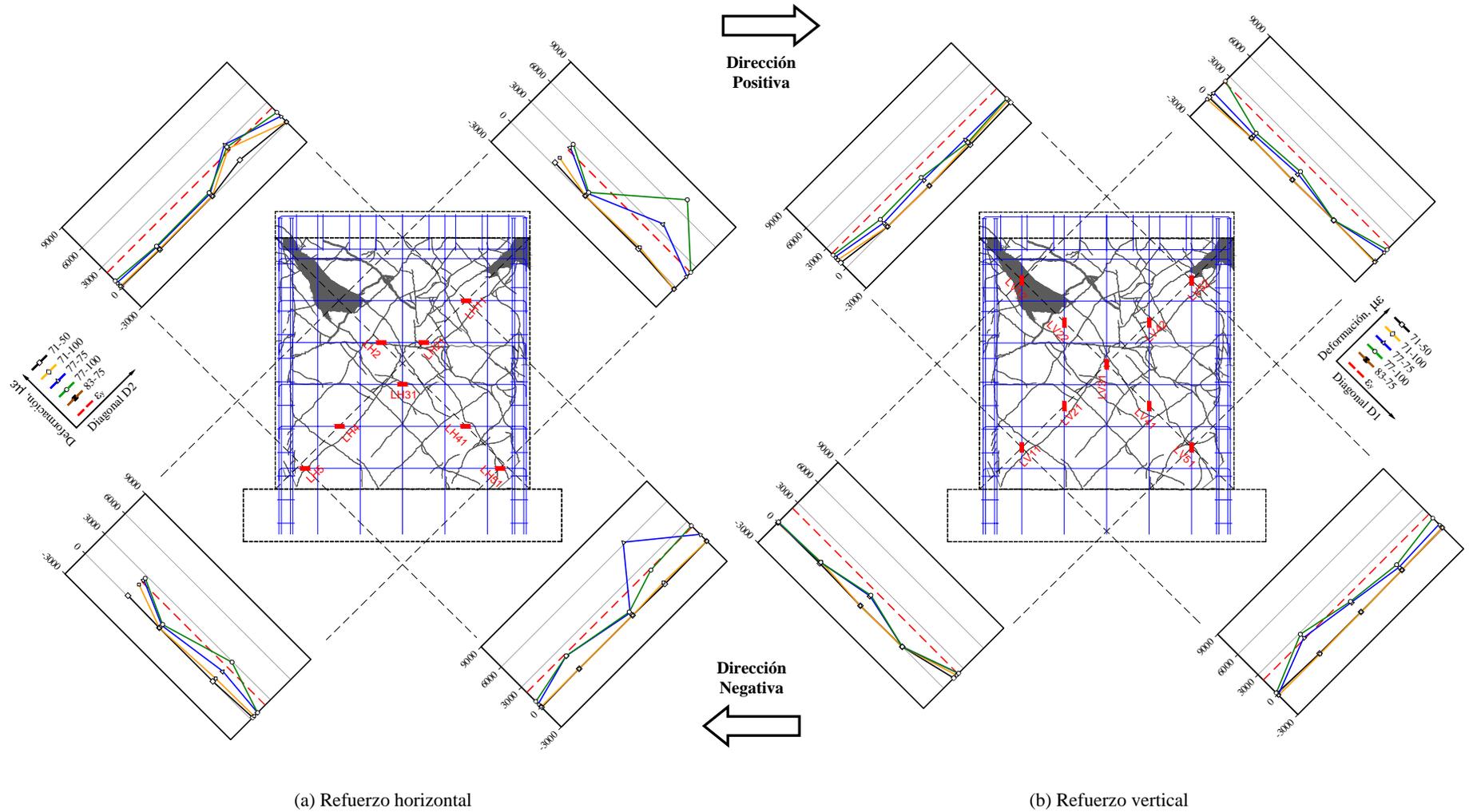
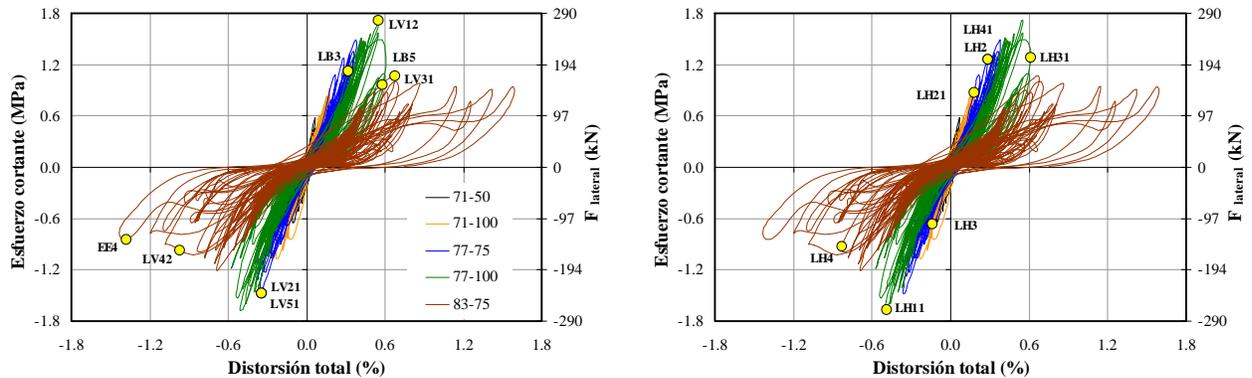


Figura 5-57. Distribución de deformaciones en el acero de refuerzo del alma del modelo MCN100D



(a) Barras verticales y elementos de borde

(b) Barras horizontales

Figura 5-58. Secuencia de fluencia del acero de refuerzo del modelo MCN100D

5.9 Modelo MCL100D

Las características del refuerzo de este modelo son idénticas a las del modelo anterior (MCN100D); es decir, se construyó con la cuantía mínima de refuerzo a cortante estipulada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-C, 2004) y utilizando barras corrugadas de acero. A diferencia del anterior, en este modelo se utilizó concreto de peso ligero. En la Figura 5-59 se muestran dos fotografías del modelo antes de iniciar con el programa de pruebas. En la fotografía del lado derecho se observa la instrumentación del modelo y el sistema de restricción fuera del plano.

5.9.1 Características generales

Relación de aspecto (H/l_w): 1.00 (cociente $M/Vl_w = 1.21$).
 Tipo de concreto: Peso Ligero.
 Cuantía de refuerzo a cortante: 0.0027 ($\approx 100\% \rho_{min}$).
 Tipo de refuerzo a cortante: Barras corrugadas.

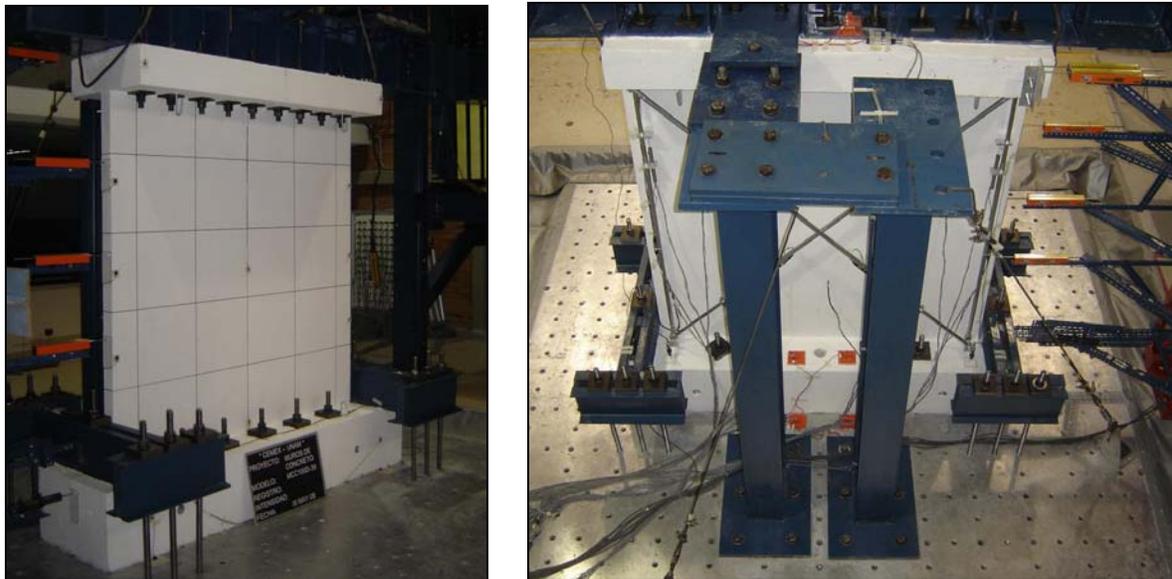


Figura 5-59. Modelo MCL100D antes del ensayo

5.9.2 Descripción del daño y mecanismo de falla

En la Figura 5-60 se muestra la distribución de grietas iniciales causadas especialmente por la contracción del concreto, así como la evolución y el estado final del muro después de la aplicación de cada uno de los registros sísmicos. Sin embargo, estas grietas no se prolongaron apreciablemente durante la aplicación de los registros sísmicos y su anchura inicial fue menor que 0.05 mm (Figura 5-60(a)). En la Tabla 5-15 se presenta la descripción del daño durante las pruebas y el modo de falla del espécimen. En la Figura 5-61 se muestra el estado final del daño en el modelo junto con el espécimen similar ensayado bajo carga lateral cíclica reversible. Aunque el modo de falla fue comparable, en la figura se observa que en el espécimen ensayado bajo carga lateral cíclica se generó mayor cantidad de grietas en el alma del muro.

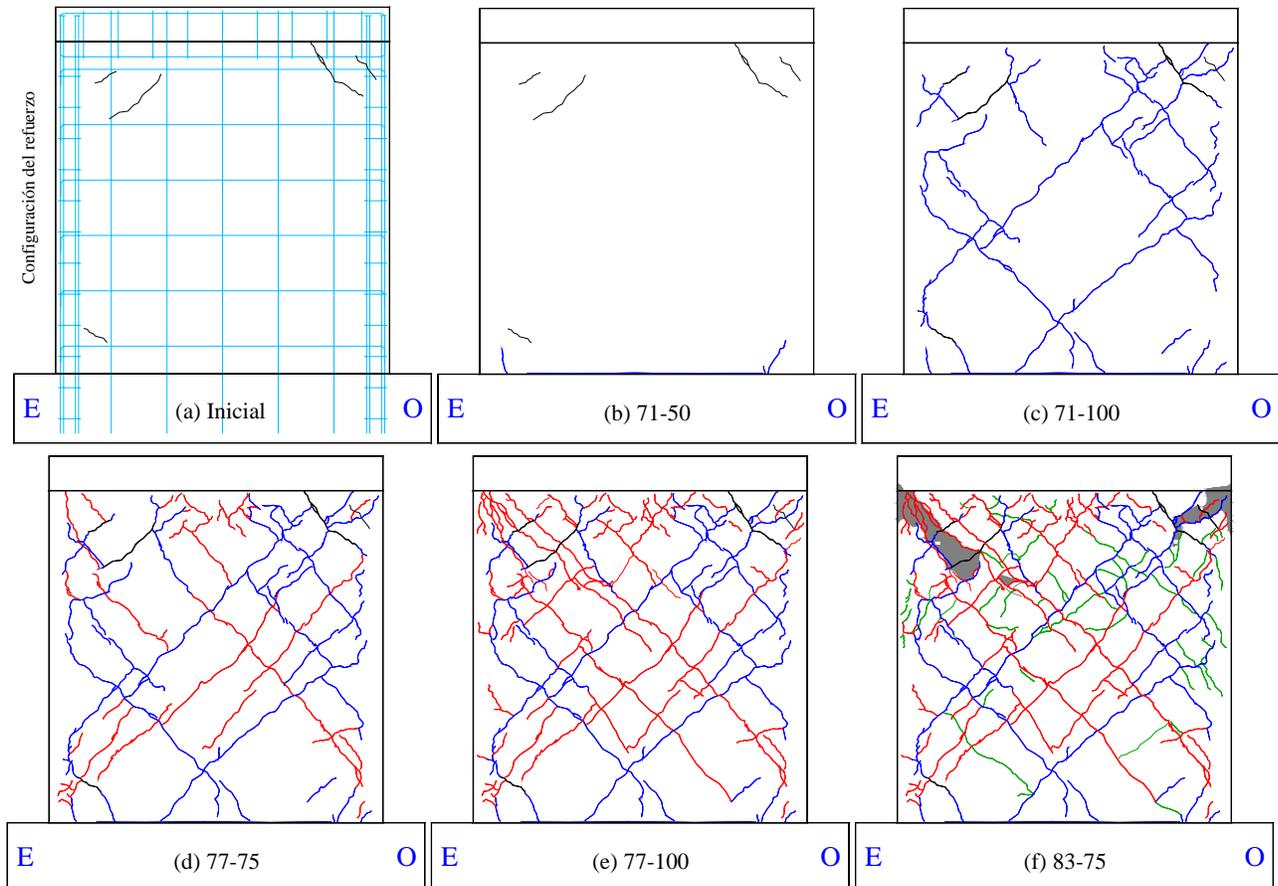


Figura 5-60. Evolución del agrietamiento en el modelo MCL100D

5.9.3 Comportamiento histerético

En la Figura 5-62 se muestran las curvas de histéresis del modelo. Los ciclos histeréticos fueron característicos de muros de concreto de baja altura sujetos a acciones dinámicas de cortante. De manera similar al muro similar construido con concreto de peso normal (MCN100D), aunque la porción del comportamiento inelástico de la curva fue importante, una vez se alcanzó la capacidad resistente del modelo, la tasa de degradación de resistencia fue considerable, pero un poco menor que la del muro similar construido con concreto de peso normal. Los ciclos de histéresis fueron simétricos y estables sólo hasta una demanda de distorsión cercana a 0.5%; para valores mayores el fenómeno de estrangulamiento de los ciclos de histéresis fue evidente. A pesar de que se registraron demandas de distorsión cercanas a 1.5%, la degradación de resistencia fue elevada (cercana al 36%).

Tabla 5-15. Descripción del daño y modo de falla del modelo MCL100D

Registro	Descripción	Distorsión máxima: total (R) y cortante (γ)	Anchura máxima grieta residual, w_{max}
71-50	No se originaron grietas inclinadas a causa del efecto de cortante ni grietas por flexión. Sin embargo, se observó una grieta por deslizamiento en la base del muro con anchura máxima residual igual a 0.05 mm. En los extremos inferiores del alma del muro se delinearon claramente dos grietas originadas por la contracción del concreto (Figura 5-60(b)).	$R = 0.09 \%$ $\gamma = 0.05 \%$	0.05 mm
71-100	Apareció el primer agrietamiento inclinado significativo. La inclinación del patrón de agrietamiento fue aproximadamente 45° . Aunque durante este registro se marcó el patrón de agrietamiento vertical en la frontera entre el alma del muro y los elementos de borde, una grieta inclinada logró penetrar en el extremo superior del elemento de borde <i>Oeste</i> , zona en la cual se presentó la concentración del agrietamiento inclinado. La anchura máxima residual de la grieta de deslizamiento fue igual a 0.10 mm. Se considera que para este registro se alcanzó el estado límite de agrietamiento del modelo (Figura 5-60(c)).	$R = 0.25 \%$ $\gamma = 0.17 \%$	0.15 mm
77-75	Aumentó el agrietamiento inclinado en el alma del muro y se identificaron las primeras grietas por flexión en el extremo inferior de los elementos de borde (Figura 5-60(d)).	$R = 0.40 \%$ $\gamma = 0.30 \%$	0.18 mm
77-100	Se alcanzó la capacidad resistente. La evolución del daño en el extremo inferior del alma del muro no fue significativa, las grietas inclinadas no penetraron en los elementos de borde y se originaron algunas grietas por flexión en la parte inferior y media del elemento de borde <i>Este</i> . El daño por el agrietamiento inclinado se concentró en el extremo superior del alma del muro. Varias grietas inclinadas lograron penetrar la zona superior del elemento de borde <i>Este</i> , originando el agrietamiento del extremo de la losa. La anchura residual de la grieta de deslizamiento aumentó a 0.15 mm (Figura 5-60(e)).	$R = 0.56 \%$ $\gamma = 0.42 \%$	3.0 mm
83-75	Se alcanzó el estado límite último del modelo. La evolución del daño fue significativa, especialmente en el extremo superior del alma del muro, zona en la cual las grietas inclinadas penetraron en la esquina de los elementos de borde, originando el desprendimiento de bloques de concreto. Adicionalmente, se observaron varias grietas por flexión a la mitad de la altura de los elementos de borde. Se presentó en el modelo una falla combinada de <i>tensión y compresión diagonal</i> (Figura 5-60(f)).	$R = 1.57 \%$ $\gamma = 1.22 \%$	3.0 mm

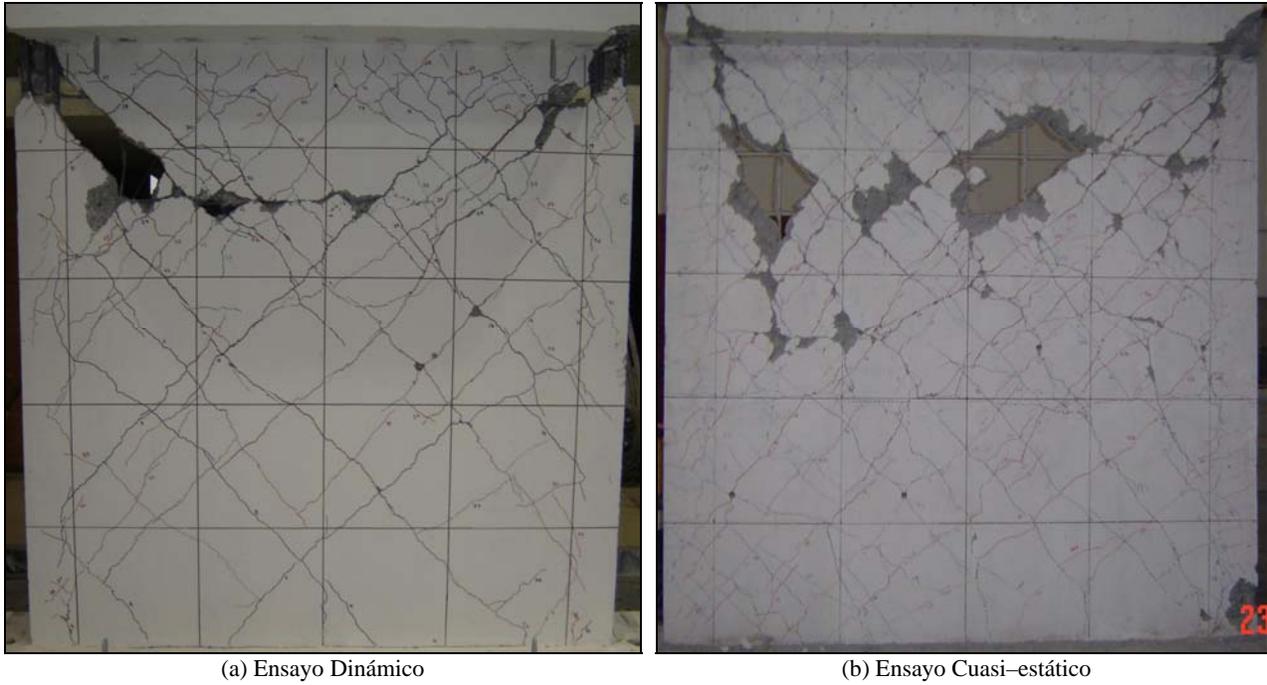


Figura 5-61. Estado final del daño en el modelo MCL100

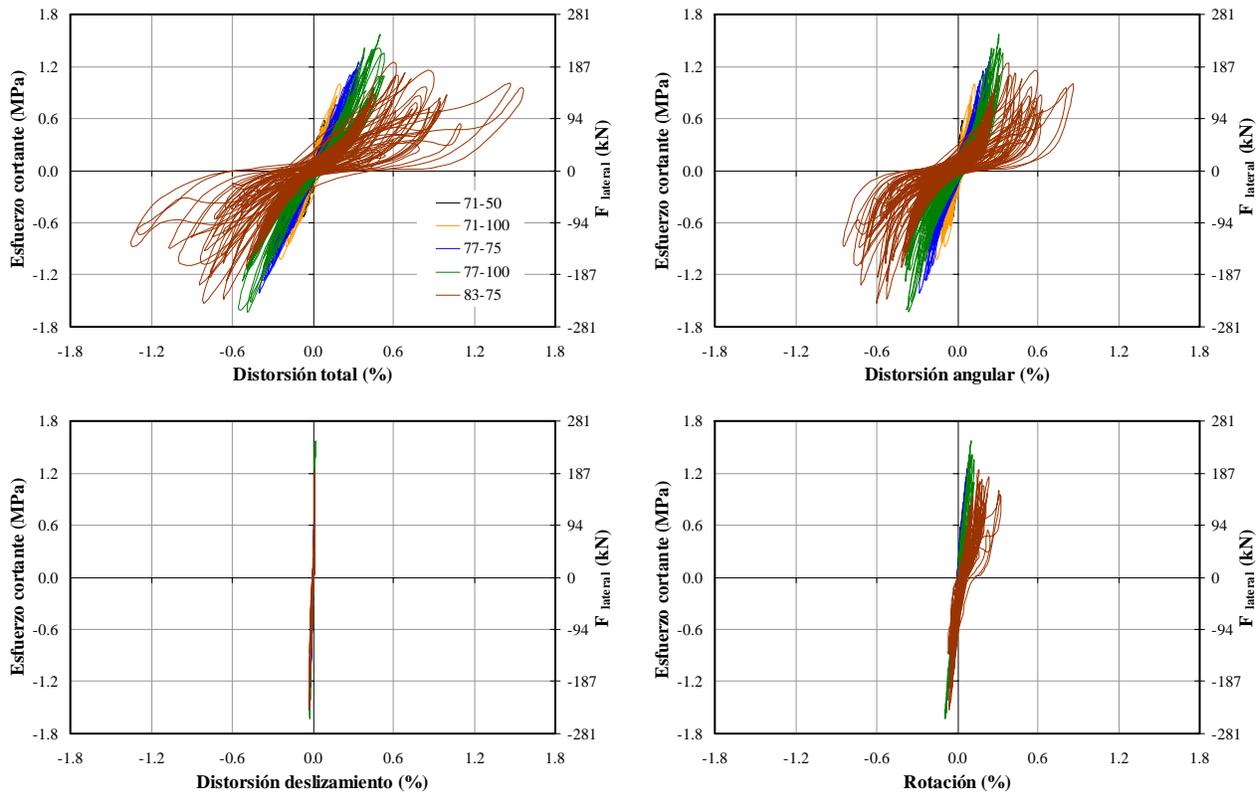


Figura 5-62. Curvas de histéresis del modelo MCL100D

5.9.4 Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica

En la Tabla 5-16 se presentan los coeficientes sísmicos (C_s) y la amplificación dinámica (A_d) del modelo en cada una de las etapas del ensayo. En la Figura 5-63(a) se graficaron los valores del coeficiente sísmico y las

distorsiones totales asociadas al cortante basal máximo en cada registro (V_m , R_m). En la Figura 5-63(b) se muestra la variación de la amplificación dinámica con la distorsión total del modelo. En estas gráficas, sólo se muestran los valores asociados al estado límite último que se registraron durante el evento 83-75.

5.9.5 Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral

De forma similar a los modelos anteriores, se determinaron los perfiles correspondientes al instante de tiempo donde se alcanzó la distorsión máxima (positiva y negativa) en cada uno de los registros. Los resultados se muestran en la Figura 5-64.

Tabla 5-16. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MCL100D

Registro	Estado límite	a_g (g)		V_m (kN)		R_m (%)		C_s (g)		A_d	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
71-50	---	0.14	0.14	91.6	89.7	0.09	0.09	0.44	0.43	3.17	3.04
71-100	Agrietamiento	0.31	0.35	156.8	160.6	0.20	0.24	0.75	0.77	2.45	2.21
77-75	---	0.40	0.54	204.4	220.9	0.38	0.40	0.98	1.06	2.44	1.96
77-100	Resistencia	0.57	0.78	245.1	254.5	0.50	0.49	1.18	1.22	2.06	1.58
83-75	Último	0.97	0.94	196.1	203.6	0.62	0.84	0.94	0.98	0.97	1.04

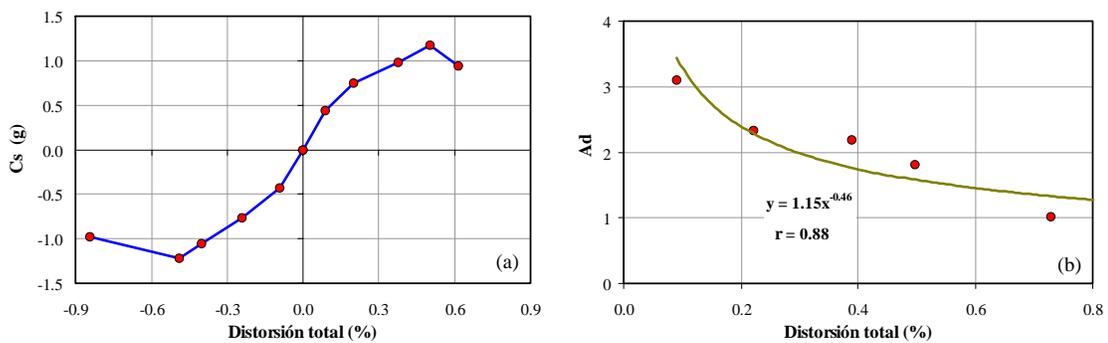


Figura 5-63. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MCL100D

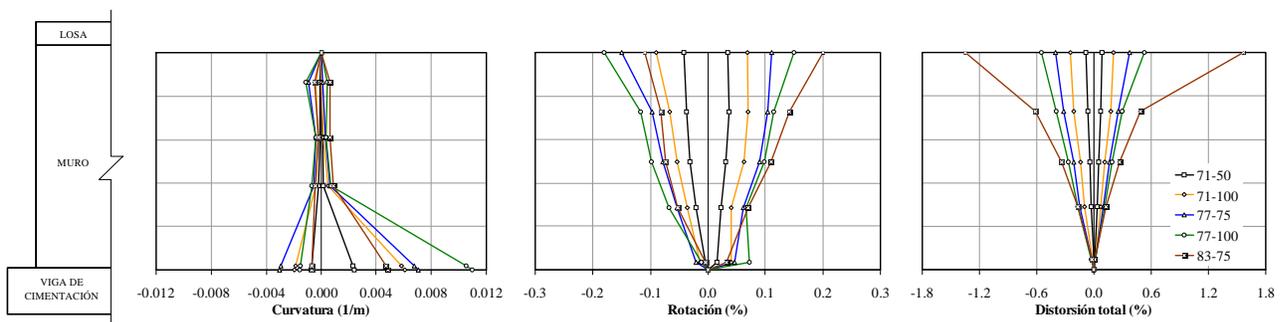


Figura 5-64. Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral del modelo MCL100D

5.9.6 Componentes de distorsión

En la Figura 5-65 se muestra la contribución de cada modo de deformación a la distorsión total promedio del muro, en función de los registros sísmicos utilizados. En las gráficas se observa que la respuesta del

espécimen estuvo siempre controlada por cortante. Inicialmente, la contribución de la flexión fue aproximadamente igual al 37% (registro 71-50), pero disminuyó al 18% para condiciones últimas (registro 83-75). La contribución del deslizamiento tuvo una tendencia similar, ya que su contribución disminuyó del 10% al 2% entre la condición inicial y la condición última. En contraste, la contribución del cortante fue igual al 54% en condiciones iniciales y aumentó al 80% para condiciones últimas. Para el registro 77-100, durante el cual se alcanzó el estado límite de resistencia, las contribuciones del cortante en el alma, del deslizamiento y de la flexión fueron iguales a 73%, 5% y 22%, respectivamente.

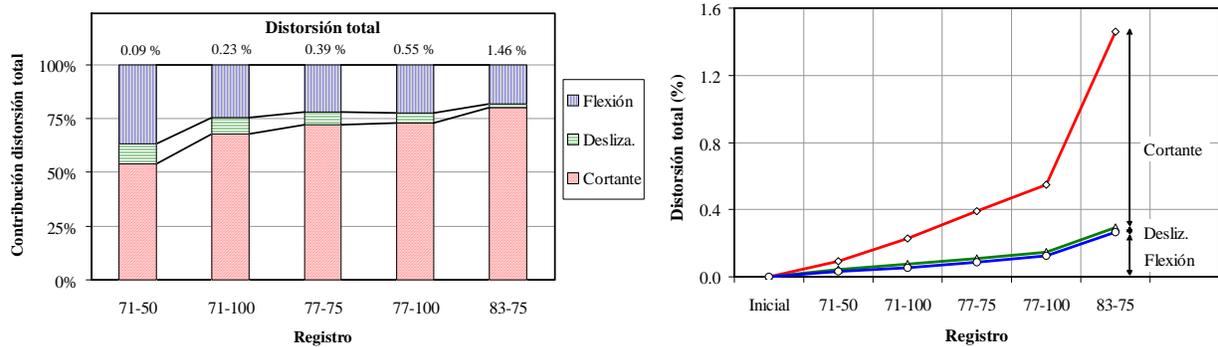


Figura 5-65. Componentes de distorsión del modelo MCL100D

5.9.7 Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento

En la Figura 5-66 se muestran las funciones de transferencia obtenidas a partir de los registros de aceleración en la base (mesa vibradora) y en el extremo superior del muro (viga de carga). En la figura se indican las frecuencias naturales de vibración y los factores de amortiguamiento efectivo. En la Figura 5-67 se muestran gráficas que relacionan la frecuencia natural de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo, con la capacidad de desplazamiento del modelo en términos de distorsión. Como se observa en la Figura 5-67(b), para la distorsión asociada a la resistencia máxima ($R_{max} = 0.50\%$), la frecuencia natural correspondió al 54% de la frecuencia natural inicial. Para el muro similar construido con concreto de peso normal, dicho valor fue casi el mismo (52%). El factor de amortiguamiento efectivo varió aproximadamente entre 6% y 9% entre la condición inicial y última.

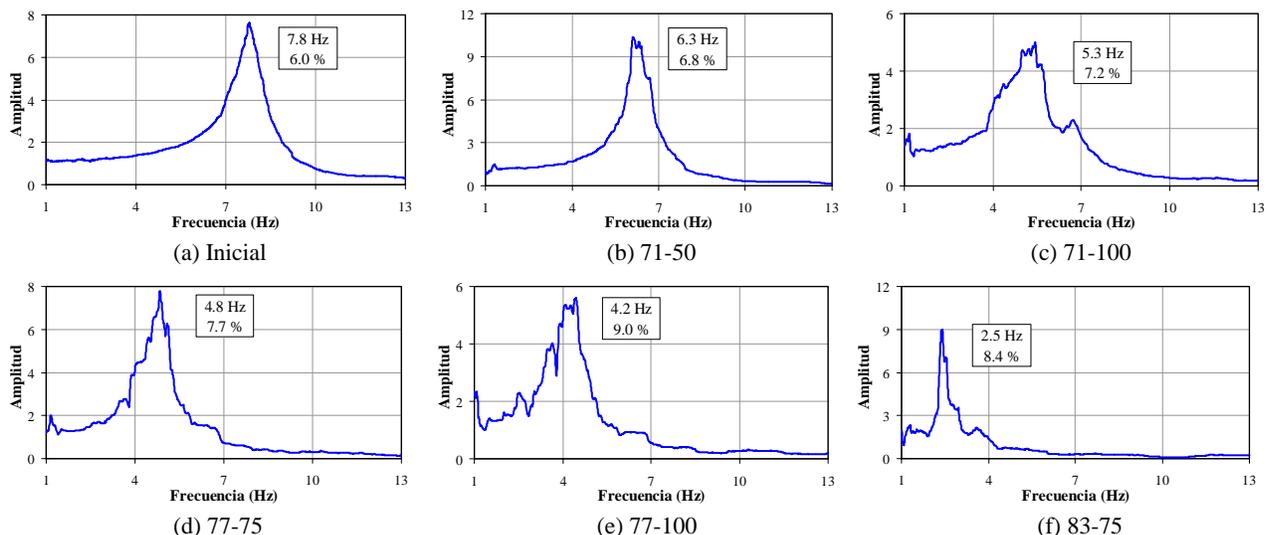


Figura 5-66. Frecuencias de vibración y factores de amortiguamiento efectivo del modelo MCL100D

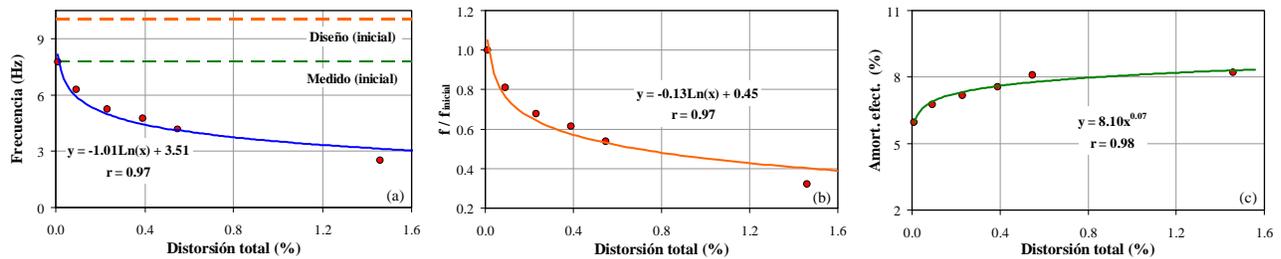


Figura 5-67. Relación entre la frecuencia de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo con la distorsión del modelo MCL100D

5.9.8 Deformaciones en el acero de refuerzo

La configuración y las propiedades mecánicas del acero de refuerzo de este modelo son idénticas a las del modelo anterior construido con concreto de peso normal (sección 5.8.8).

5.9.8.1 Refuerzo de elementos de borde

En la Figura 5-68 se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para todos los deformímetros adheridos al refuerzo de los elementos de borde. En general, el refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de los elementos de borde exhibió comportamiento elástico durante todas las etapas de ensayo.

5.9.8.2 Refuerzo vertical

En la Figura 5-69(b) se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo vertical del alma. Para el estado límite de resistencia se registró la fluencia en los deformímetros LV52, LV42 y LV12 y, para el estado límite último, en los deformímetros LV31, LV21 y LV22.

5.9.8.3 Refuerzo horizontal

En la Figura 5-69(a) se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal del alma del modelo. Para el estado límite de resistencia se registró la fluencia en todos los deformímetros colocados en las dos terceras partes de la altura superior (LH11, LH21, LH3, LH31, LH32, LH4, LH1 y LH2). Para nivel de daño severo se registraron deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores que las de fluencia en el deformímetro LH41.

5.9.8.4 Distribución de deformaciones

En la Figura 5-70 se presentan las deformaciones registradas por los deformímetros eléctricos colocados a lo largo de las diagonales en el refuerzo horizontal y vertical, respectivamente, para el instante de tiempo en el que se alcanzó el esfuerzo cortante máximo (positivo y negativo) en cada registro. Los datos se muestran hasta el registro donde se alcanzó la resistencia del muro. De forma similar al modelo anterior, en la figura se observa que aunque las deformaciones en el refuerzo horizontal fueron mayores, las deformaciones en el refuerzo vertical fueron importantes. Sin embargo, no todo el refuerzo horizontal alcanzó la fluencia en el momento que se registró el cortante máximo resistente.

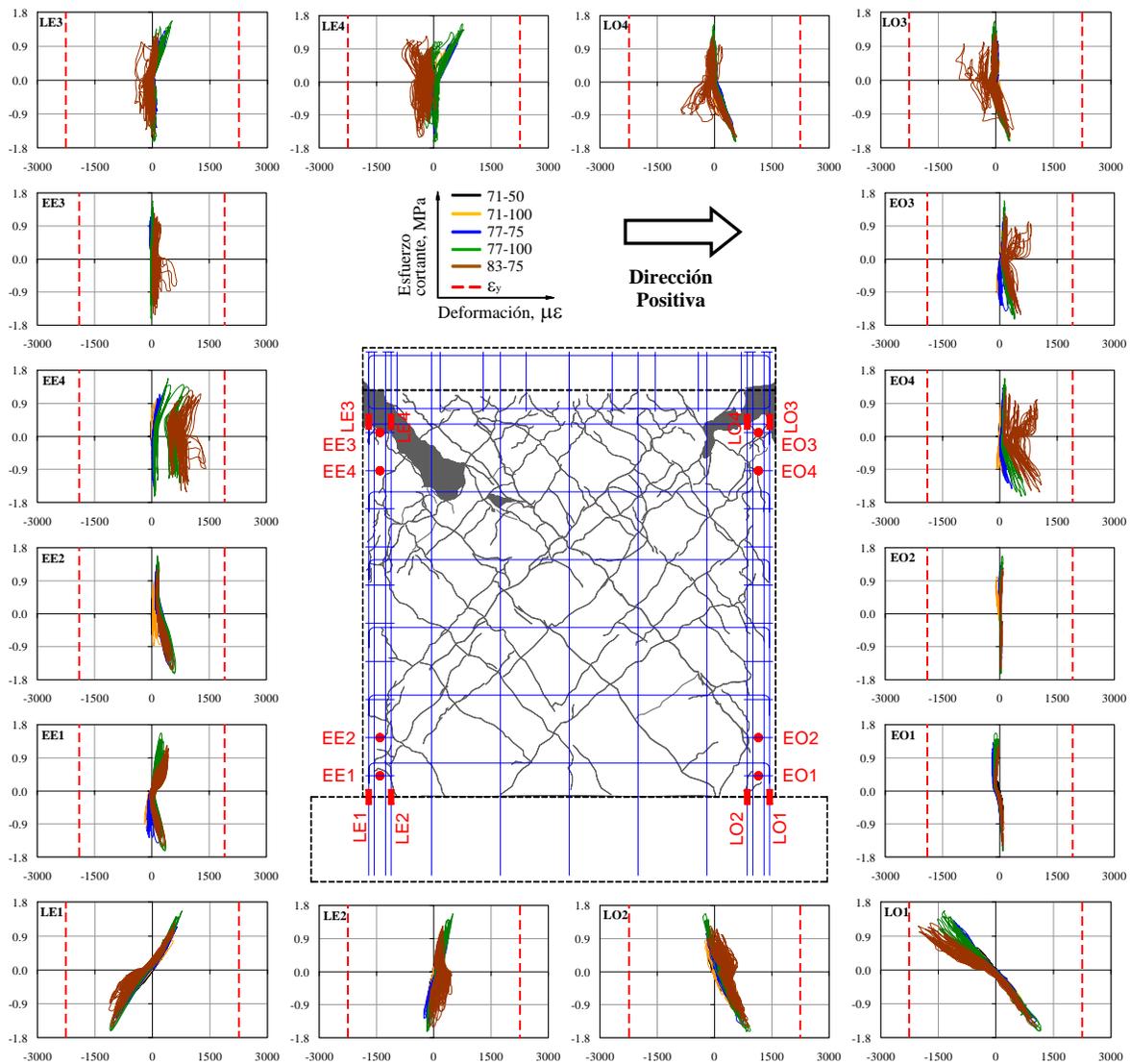
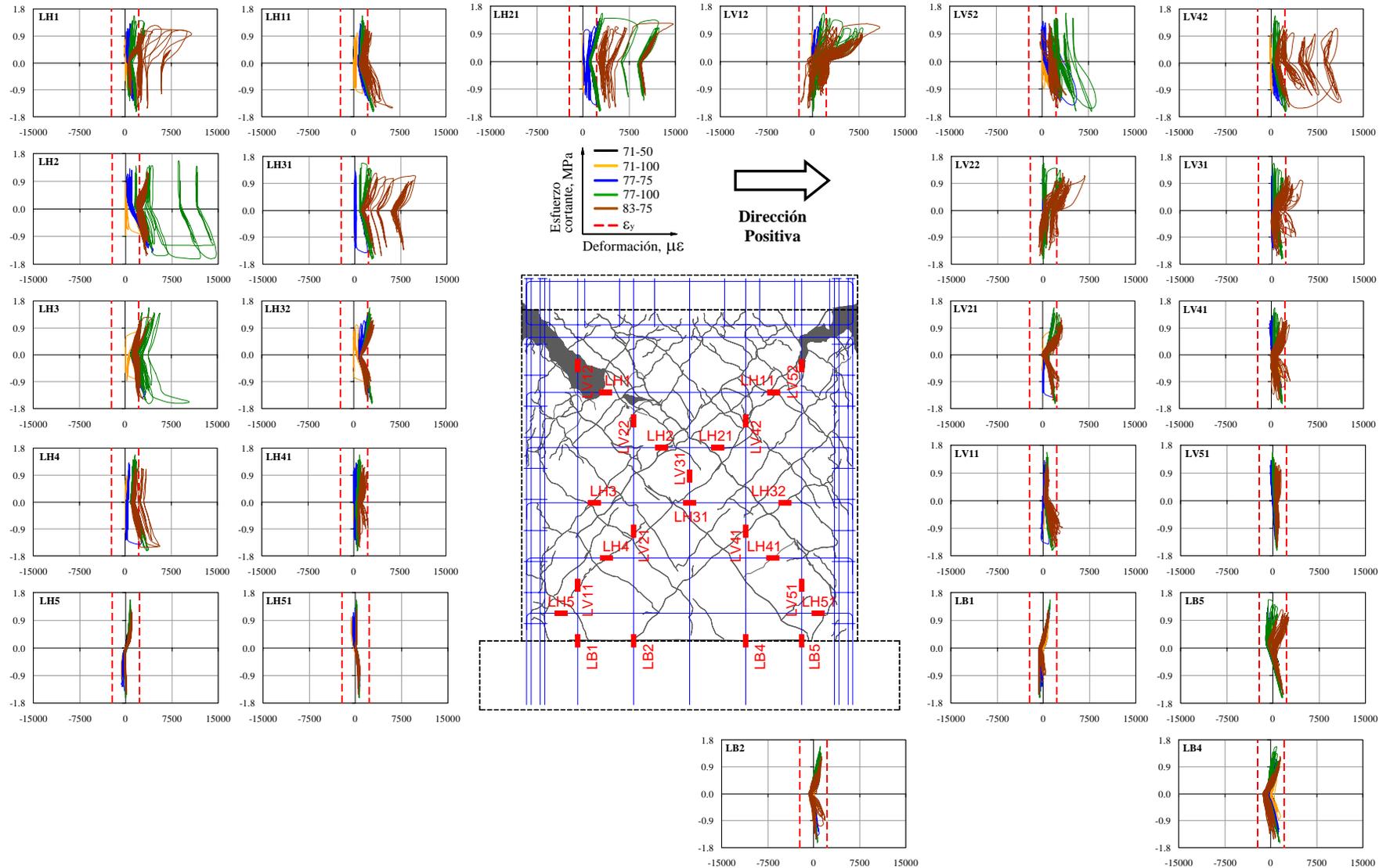


Figura 5-68. Deformaciones en el acero de refuerzo de los elementos de borde del modelo MCL100D

5.9.8.5 Secuencia de fluencia

Con el propósito de observar el efecto de la fluencia del acero en el comportamiento general del muro, en la Figura 5-71 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo dentro de la curva de histéresis del modelo. Para el estado límite de agrietamiento se presentó la fluencia en una sección de dos barras horizontales colocadas en la altura media (LH3 y LH2). Luego, se registró fluencia en la sección superior de una barra vertical (LV52). Para el estado límite de resistencia se registró fluencia de los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal de una de las diagonales (LH11, LH21, LH31, LH32 y LH4), seguido de dos deformímetros colocados en la altura media superior del refuerzo vertical (LV42 y LV12). Después se registró fluencia en los deformímetros LH1 y LV21. Los demás registros de fluencia están relacionados a un nivel de daño mayor que el asociado al estado límite último (LV22, LV31 y LH41).



(a) Refuerzo horizontal

(b) Refuerzo vertical

Figura 5-69. Deformaciones en el acero de refuerzo del alma del modelo MCL100D

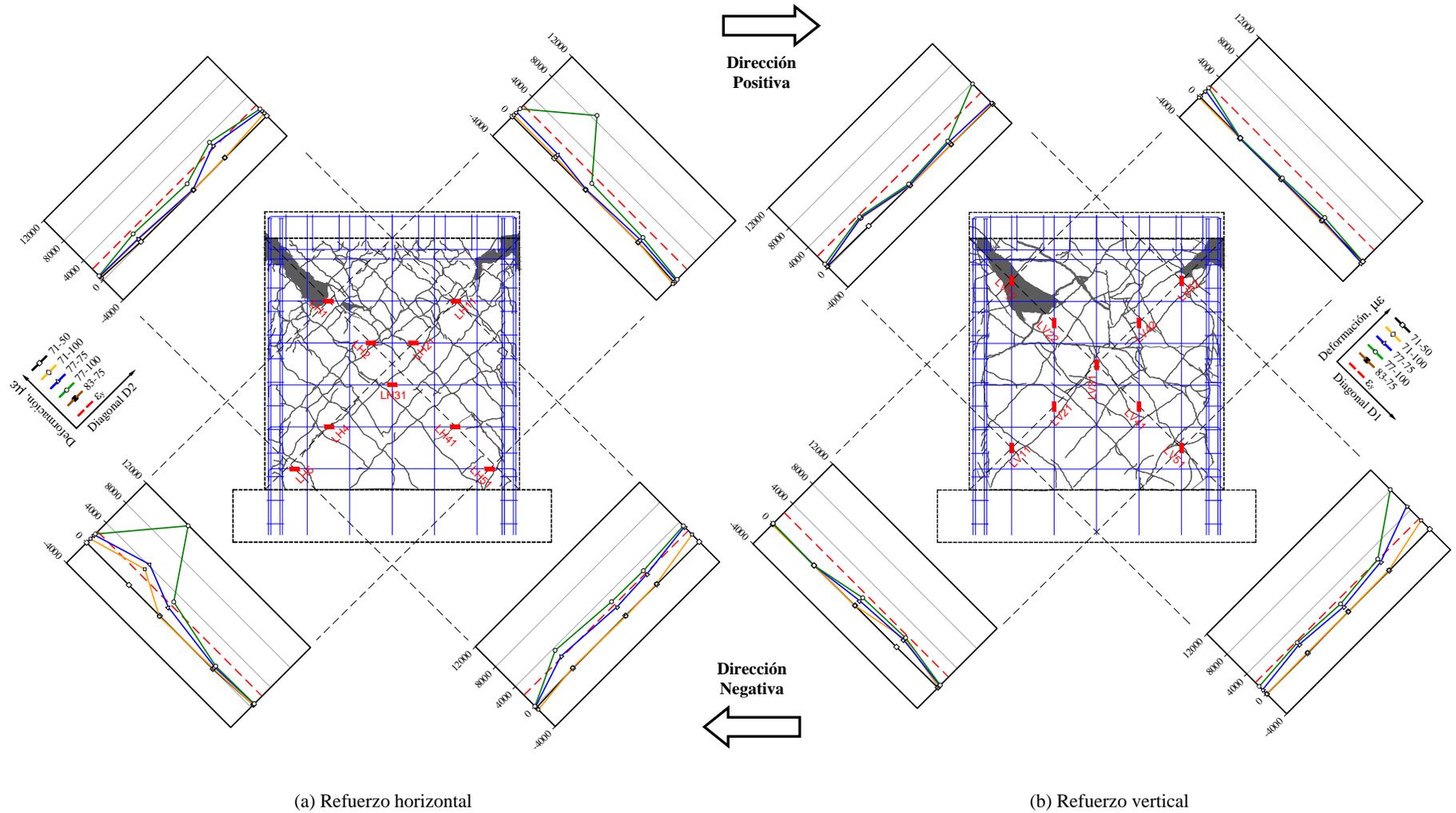


Figura 5-70. Distribución de deformaciones en el acero de refuerzo del alma del modelo MCL100D

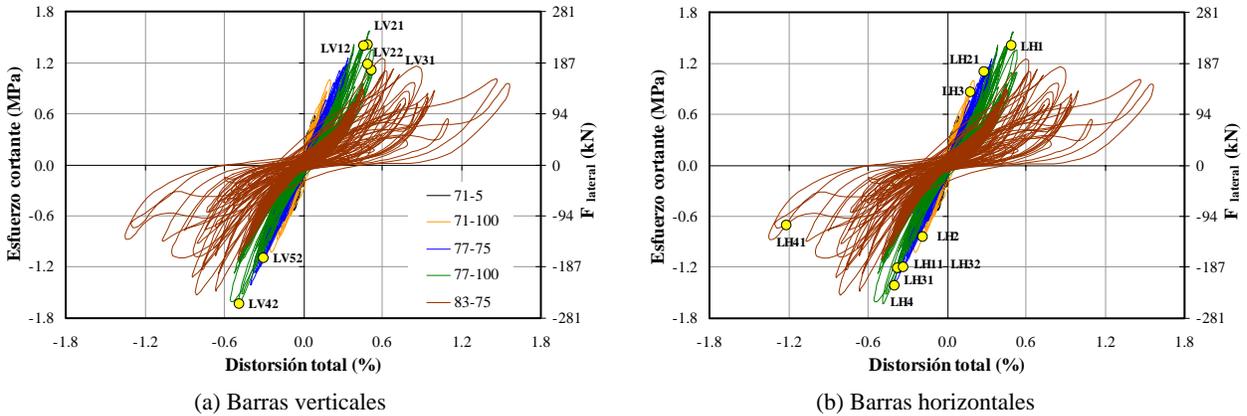


Figura 5-71. Secuencia de fluencia del acero de refuerzo del modelo MCL100D

5.10 Modelo MVN50mD

El tipo y la cuantía de refuerzo en este modelo son característicos de la práctica actual de construcción de vivienda en México; es decir, se utiliza malla de alambre soldado y cuantías de refuerzo a cortante menores que las mínimas especificadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-C, 2004). Adicionalmente, representa una configuración de aberturas característica en muros para vivienda. En la Figura 5-72 se muestran dos fotografías del modelo antes de iniciar con el programa de pruebas. En la fotografía del lado izquierdo se muestra el sistema de carga axial y en la del lado derecho se observa la instrumentación externa del modelo y el sistema de restricción fuera del plano.

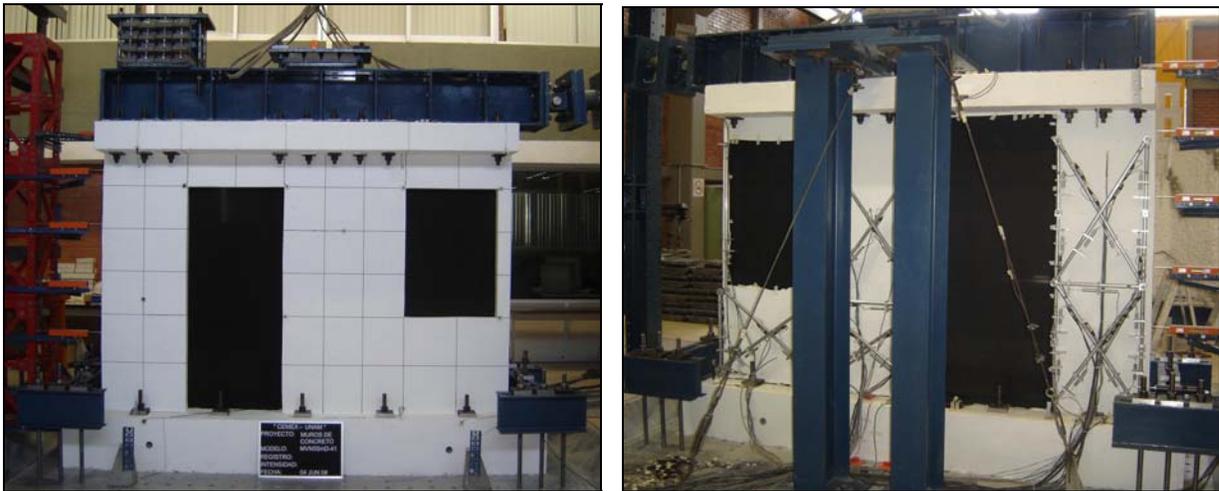


Figura 5-72. Modelo MVN50mD antes del ensayo

5.10.1 Características generales

Relación de aspecto (H/l_w):	0.63 (cociente $M/Vl_w = 0.76$); para la longitud total del espécimen.
Tipo de concreto:	Peso Normal.
Cuantía de refuerzo a cortante:	0.0011 ($\approx 50\% \rho_{min}$).
Tipo de refuerzo a cortante:	Malla de alambre soldado.

5.10.2 Descripción del daño y mecanismo de falla

En la Figura 5-73 se muestra la evolución y el estado final del muro después de la aplicación de cada uno de los registros sísmicos. Adicionalmente, se presenta el patrón de grietas iniciales causadas especialmente por

la contracción del concreto. De forma similar al modelo MCN100D, las grietas horizontales se extendieron a lo largo de los alambres horizontales de la malla sobre los cuales se colocaron separadores de refuerzo (Figura 5-73(a)). Estos separadores probablemente no facilitaron el colado del concreto en estas zonas y, de esta manera, promovieron un problema local por adherencia de las barras de refuerzo. Sin embargo, dichas grietas no se prolongaron apreciablemente durante la aplicación de los registros sísmicos y su anchura inicial fue menor que 0.05 mm. En la Tabla 5-17 se presenta la descripción del daño durante las pruebas y el modo de falla del espécimen.

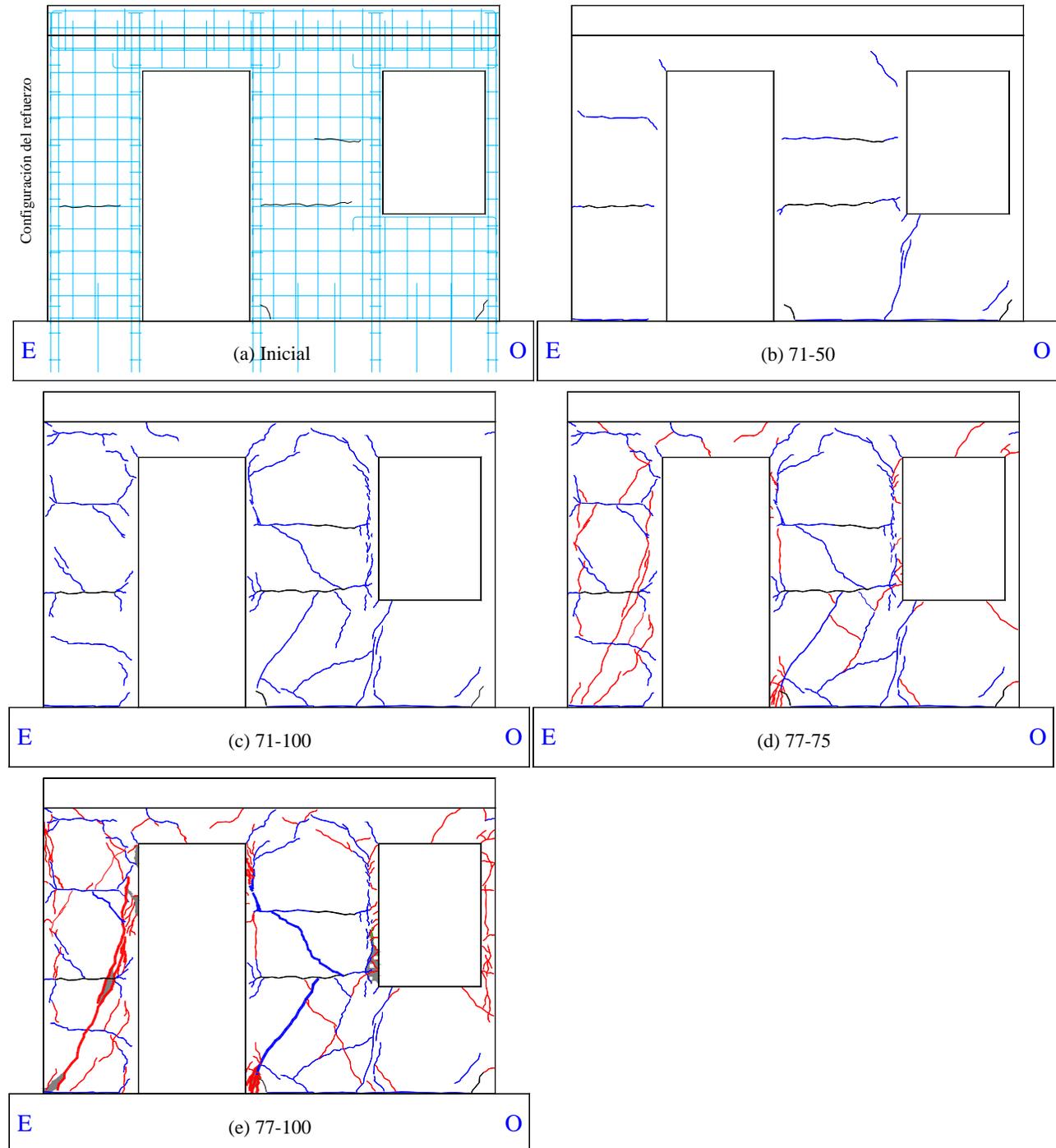


Figura 5-73. Evolución del agrietamiento en el modelo MVN50mD

Tabla 5-17. Descripción del daño y modo de falla del modelo MVN50mD

Registro	Descripción	Distorsión máxima: total (R) y cortante (γ)	Anchura máxima grieta residual, w_{max}
71-50	Se alargaron las grietas iniciales y aparecieron grietas inclinadas en la esquina <i>Este</i> de la ventana. Adicionalmente, apareció una grieta de deslizamiento en la base de los dos segmentos de muro con anchura residual igual a 0.05 mm, la cual no varió durante la aplicación de los demás registros. Ninguna de las grietas penetró la zona de los elementos de borde (Figura 5-73(b)).	$R = 0.09 \%$ $\gamma_1 = 0.03 \%$ $\gamma_2 = 0.05 \%$	0.05 mm
71-100	Se generó mayor número de grietas mejor distribuidas sobre el muro. En el segmento de muro No. 1 (lado <i>Este</i> de la puerta), el patrón de inclinación no fue tan claro; sin embargo, en el segmento No. 2 (entre la puerta y la ventana), las grietas siguieron un patrón de inclinación aproximadamente a 45°. En el costado interior del elemento de borde ubicado al lado <i>Este</i> de la ventana, se generó un patrón de grietas vertical, el cual impidió que las grietas del alma del segmento de muro No. 2 penetraran el elemento de borde. Se considera que para esta prueba se alcanzó el estado límite de agrietamiento (Figura 5-73(c)).	$R = 0.21 \%$ $\gamma_1 = 0.08 \%$ $\gamma_2 = 0.17 \%$	Seg. 1 = 0.10 mm Seg. 2 = 0.50 mm
77-75	Se presentó el esfuerzo cortante máximo resistente; es decir, el comportamiento observado estuvo asociado al estado límite de resistencia. Aunque en el segmento de muro No. 2 aparecieron sólo algunas nuevas grietas inclinadas en el alma, se fracturaron los alambres de la malla a lo largo de la grieta formada desde la parte inferior <i>Este</i> de la ventana hasta la base de dicho segmento y, se generaron varias grietas inclinadas en la base del elemento de borde ubicado al lado <i>Oeste</i> de la puerta. En el segmento No. 1 aparecieron dos grietas importantes en la base con inclinación aproximada de 65° y, en el costado interior de los elementos de borde se generó un patrón de grietas vertical, el cual marcó la frontera entre los elementos de borde y el alma del muro. En este registro se observaron las primeras grietas por flexión, especialmente en la altura media inferior del elemento de borde del segmento de muro No. 1 y en el elemento de borde ubicado al lado <i>Este</i> de la ventana (Figura 5-73(d)).	$R = 0.39 \%$ $\gamma_1 = 0.26 \%$ $\gamma_2 = 0.37 \%$	Seg. 1 = 0.80 mm Seg. 2 = 3.00 mm
77-100	Se alcanzó el estado límite último. El número de grietas inclinadas incrementó levemente sobre el modelo. Sin embargo, de forma casi simultánea se fracturaron los alambres de la malla a lo largo de la grieta extendida desde la esquina superior <i>Oeste</i> de la puerta hasta la esquina inferior <i>Este</i> de la ventana en el segmento No. 2 y, a lo largo de una de las grietas inclinadas aproximadamente 65° desde la base del segmento No. 1. Por lo tanto, la falla estuvo asociada a <i>tensión diagonal</i> . También se observó agrietamiento severo y pérdida del recubrimiento del concreto en los sitios extremos desde donde se extendieron dichas grietas inclinadas. En la columna aparecieron algunas grietas de flexión con anchura residual menor que 0.05 mm (Figura 5-73(e)).	$R = 0.76 \%$ $\gamma_1 = 0.63 \%$ $\gamma_2 = 0.70 \%$	Seg. 1 = 12.00 mm Seg. 2 = 13.00 mm
83-75	---	---	---

En la Figura 5-74 se muestra el estado final del daño en el modelo, junto con el espécimen similar ensayado bajo carga lateral cíclica reversible. Aunque el modo de falla fue comparable, en el espécimen ensayado bajo carga lateral cíclica se presentó mayor agrietamiento en el alma de los segmentos de muro.



Figura 5-74. Estado final del daño en el modelo MVN50m

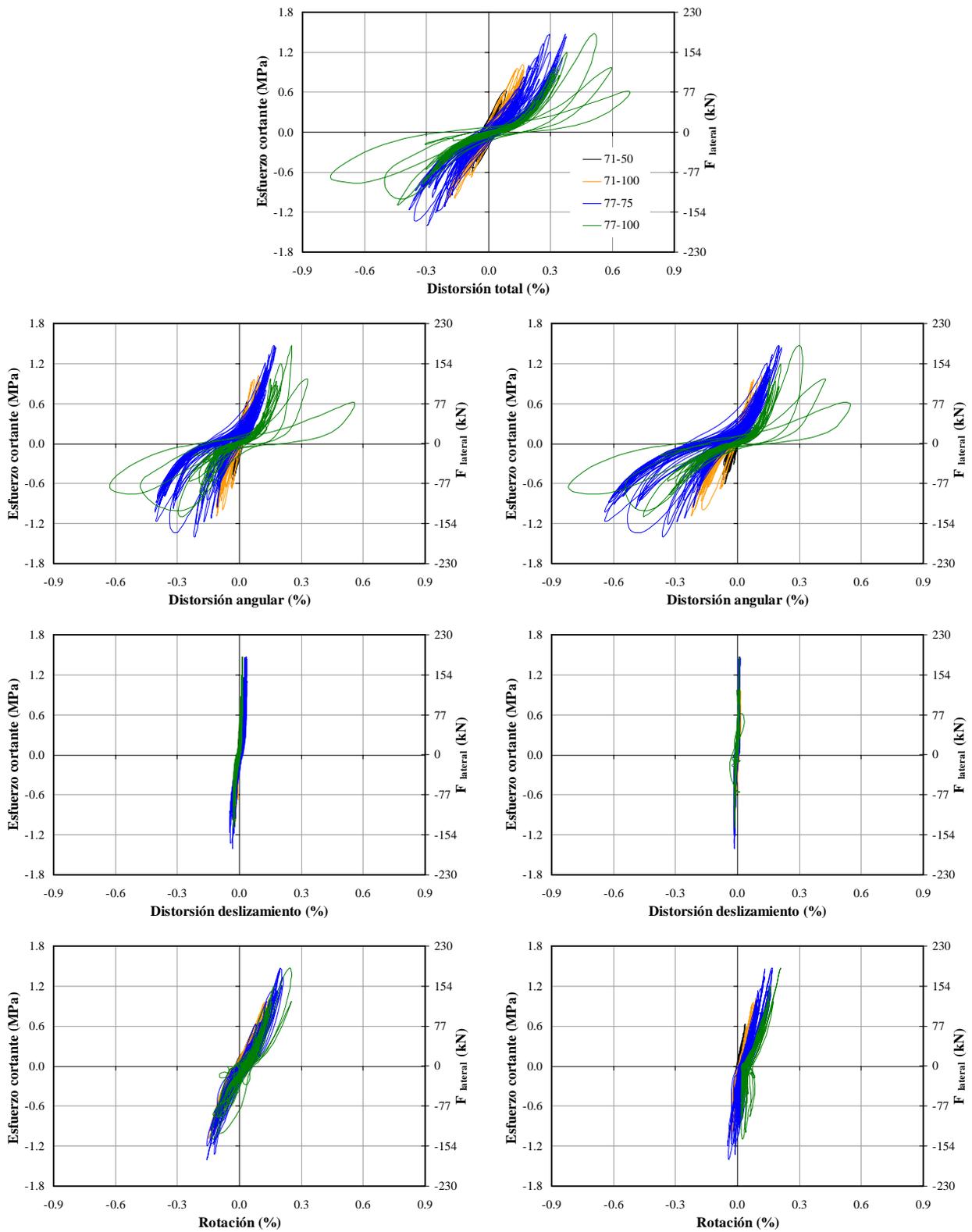
5.10.3 Comportamiento histerético

En la Figura 5-75 se muestran la curva de histéresis del modelo en términos de distorsión total y las curvas de histéresis en términos de los tres modos de deformación (angular, deslizamiento y rotación). Los ciclos histeréticos fueron característicos de muros de concreto de baja altura sometidos a acciones dinámicas de cortante. No obstante, aunque el fenómeno de estrangulamiento de los ciclos de histéresis fue importante, también se observa en la curva de histéresis de rotación, la contribución del modo de flexión en la respuesta del modelo. Como se observa en la curva de histéresis en términos de distorsión total, a diferencia de los muros con relación de aspecto igual a uno y reforzados con malla de alambre soldado, en el modelo con aberturas se alcanzó a registrar la porción descendente de la curva de histéresis. Sin embargo, tal como se esperaba, los lazos de histéresis no fueron simétricos debido a la configuración y ubicación de los segmentos de los muros.

A diferencia de los muros con relación de aspecto igual a uno y reforzados con malla de alambre soldado, en los cuales la porción inelástica de la curva fue casi inexistente (debido a la capacidad limitada de deformación del refuerzo), en este modelo la curva de histéresis no mostró estrictamente dicho comportamiento. Lo anterior se debe a que la falla súbita de la malla de alambre soldado no se presentó de forma simultánea en los dos segmentos del muro. Como se mencionó anteriormente, primero se fracturaron los alambres a lo largo de la grieta inclinada de la zona inferior del segmento No. 2 (entre la puerta y la ventana) y luego, casi de forma simultánea, se fracturaron los alambres a lo largo de la grieta inclinada de la zona superior del segmento No. 2 y del segmento de muro No. 1 (lado *Este* de la puerta). Sin embargo, aunque la redundancia estructural tiene un efecto positivo en los muros reforzados con malla de alambre soldado, la capacidad de desplazamiento es aún limitada y está controlada por la fractura frágil de los alambres de la malla.

5.10.4 Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica

En la Tabla 5-18 se presentan los coeficientes sísmicos (C_s) y la amplificación dinámica (A_d) del modelo en cada una de las etapas del ensayo. En la Figura 5-76(a) se graficaron los valores del coeficiente sísmico y las distorsiones totales asociadas al cortante basal máximo en cada registro (V_m , R_m). En la Figura 5-76(b) se muestra la variación de la amplificación dinámica con la distorsión total del modelo.



(a) Segmento No. 1 (lado Este de puerta)

(b) Segmento No. 2 (entre puerta y ventana)

Figura 5-75. Curvas de histéresis del modelo MVN50mD

Tabla 5-18. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MVN50mD

Registro	Estado límite	a_g (g)		V_m (kN)		R_m (%)		C_s (g)		A_d	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
71-50	---	0.14	0.14	81.2	77.2	0.08	0.08	0.44	0.42	3.10	2.96
71-100	Agrietamiento	0.32	0.37	129.7	138.9	0.17	0.21	0.71	0.75	2.20	2.05
77-75	Resistencia	0.42	0.56	188.2	180.0	0.37	0.29	1.02	0.98	2.41	1.75
77-100	Último	0.57	0.54	151.1	144.0	0.51	0.38	0.82	0.78	1.44	1.45

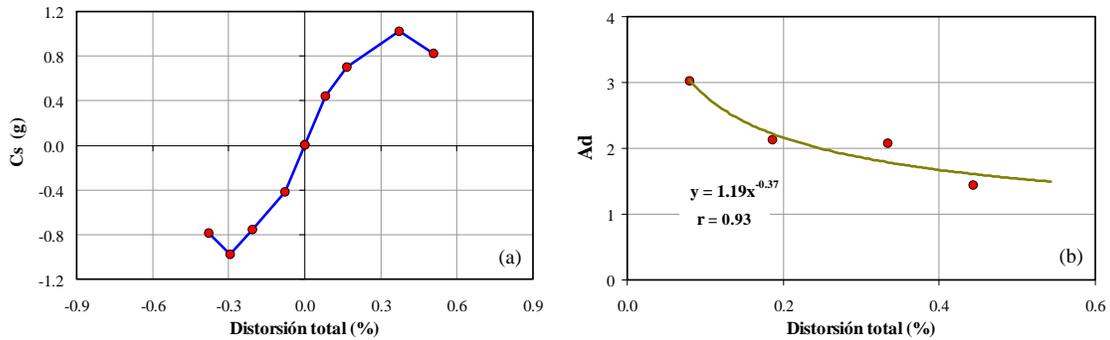


Figura 5-76. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MVN50mD

5.10.5 Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral

Los perfiles de curvatura y rotación para cada uno de los segmentos de muro se calcularon de acuerdo con lo estipulado en la sección 5.3.4. Para el segmento de muro No. 1, el perfil de desplazamiento relativo en términos de distorsión se determinó utilizando los transductores de desplazamiento colocados a lo largo de la altura del segmento y, para el segmento de muro No. 2 se utilizaron los sensores ópticos (LED's). En la Figura 5-77 se muestran los perfiles correspondientes al instante de tiempo donde se alcanzó la distorsión máxima (positiva y negativa) en cada uno de los registros.

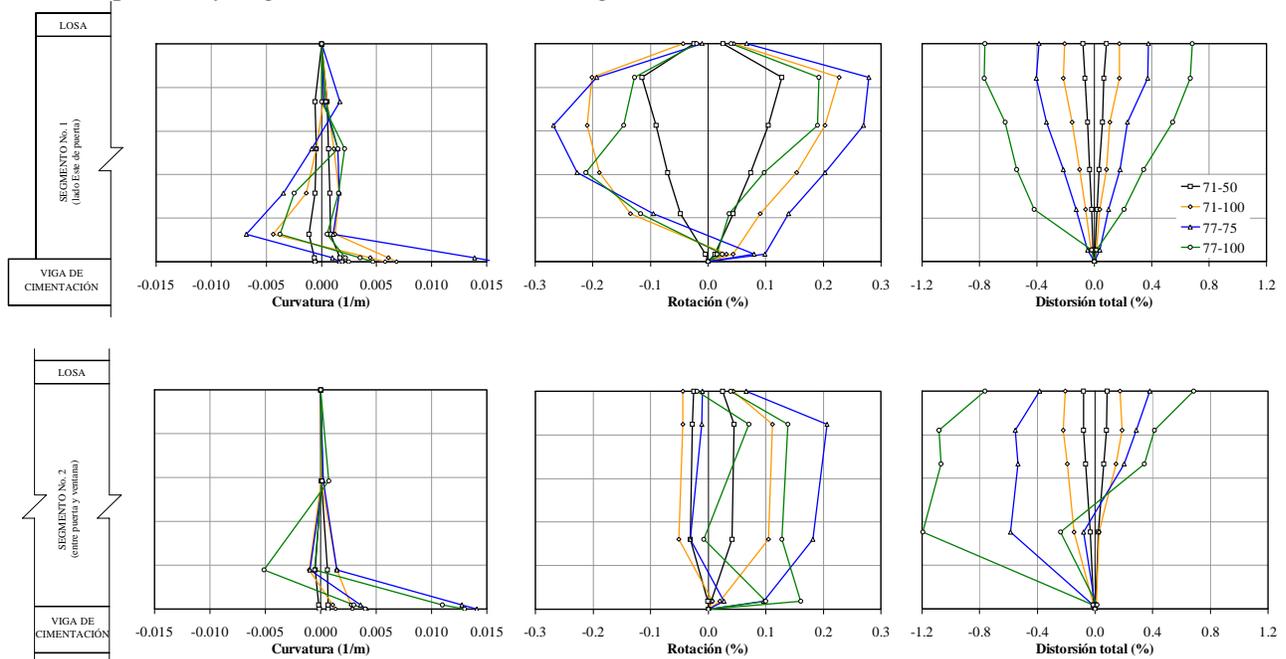
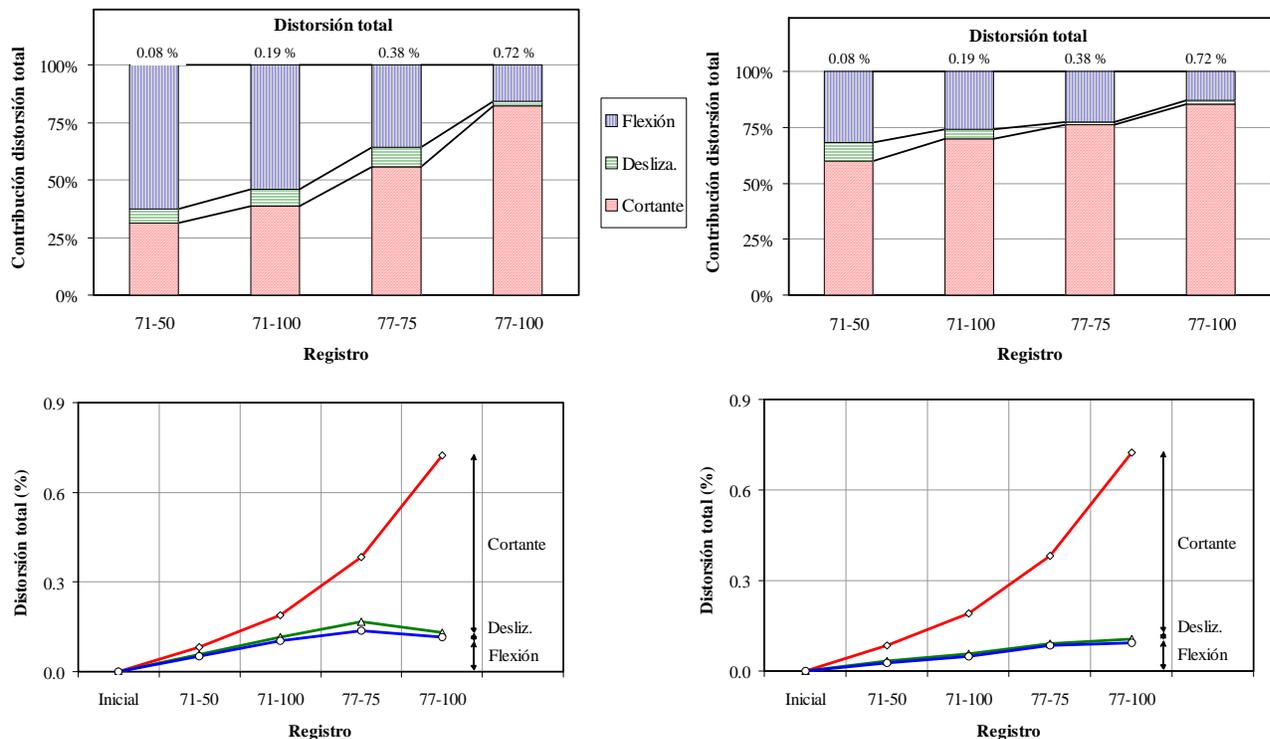


Figura 5-77. Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral del modelo MVN50mD

5.10.6 Componentes de distorsión

En la Figura 5-78 se muestra la contribución de cada modo de deformación a la distorsión total promedio de los dos segmentos de muro, en función de los registros sísmicos utilizados. La distorsión total, igual en los dos segmentos, corresponde al promedio de las distorsiones máximas observadas en cada registro. Como se mencionó anteriormente, la respuesta global del espécimen no estuvo controlada exclusivamente por cortante. Tal como se esperaba, para el segmento de muro No. 1 (lado *Este* de la puerta), la contribución del modo de flexión jugó un papel importante en la respuesta del segmento, especialmente para demandas bajas de distorsión (Figura 5-78(a)). Para este segmento, inicialmente la contribución de la flexión fue aproximadamente igual al 63% (registro 71-50) y disminuyó al 16% para condiciones últimas (registro 77-100). La contribución del deslizamiento disminuyó del 6% al 2% entre la condición inicial y la condición última. La contribución del cortante fue igual al 31% en condiciones iniciales y aumentó al 82% para condiciones últimas. Para el registro 77-75, durante el cual se alcanzó el estado límite de resistencia, las contribuciones del cortante en el alma, del deslizamiento y de la flexión fueron iguales a 56%, 8% y 36%, respectivamente.

Para el segmento de muro No. 2 (entre la puerta y la ventana), el comportamiento fue similar al de los muros con relación de aspecto igual a uno; es decir, la contribución del modo de cortante jugó un papel importante en todas las etapas del ensayo (Figura 5-78(b)). Para este segmento, inicialmente la contribución de la flexión fue aproximadamente igual al 32% (registro 71-50) y disminuyó al 13% para condiciones últimas (registro 77-100). La contribución del deslizamiento disminuyó del 9% al 2% entre la condición inicial y la condición última. En cambio, la contribución del cortante fue igual al 60% en condiciones iniciales y aumentó al 85% para condiciones últimas. Para el registro 77-75, durante el cual se alcanzó el estado límite de resistencia, las contribuciones del cortante en el alma, del deslizamiento y de la flexión fueron iguales al 76%, 2% y 22%, respectivamente.



(a) Segmento 1 (lado *Este* de puerta)

(b) Segmento 2 (entre puerta y ventana)

Figura 5-78. Componentes de distorsión del modelo MVN50mD

5.10.7 Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento

En la Figura 5-79 se muestran las funciones de transferencia obtenidas a partir de los registros de aceleración en la base (mesa vibradora) y en el extremo superior del muro (viga de carga). En la figura se indican las frecuencias naturales de vibración y los factores de amortiguamiento efectivo. En la Figura 5-80 se muestran gráficas que relacionan la frecuencia natural de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo con la capacidad de desplazamiento del modelo en términos de distorsión. Como se observa en la Figura 5-80(b), para la distorsión asociada a la resistencia máxima ($R_{max} = 0.40\%$), la frecuencia natural fue sólo igual al 56% de la frecuencia natural inicial. En cuanto al factor de amortiguamiento, éste varió aproximadamente entre 6% y 11% entre la condición inicial y última.

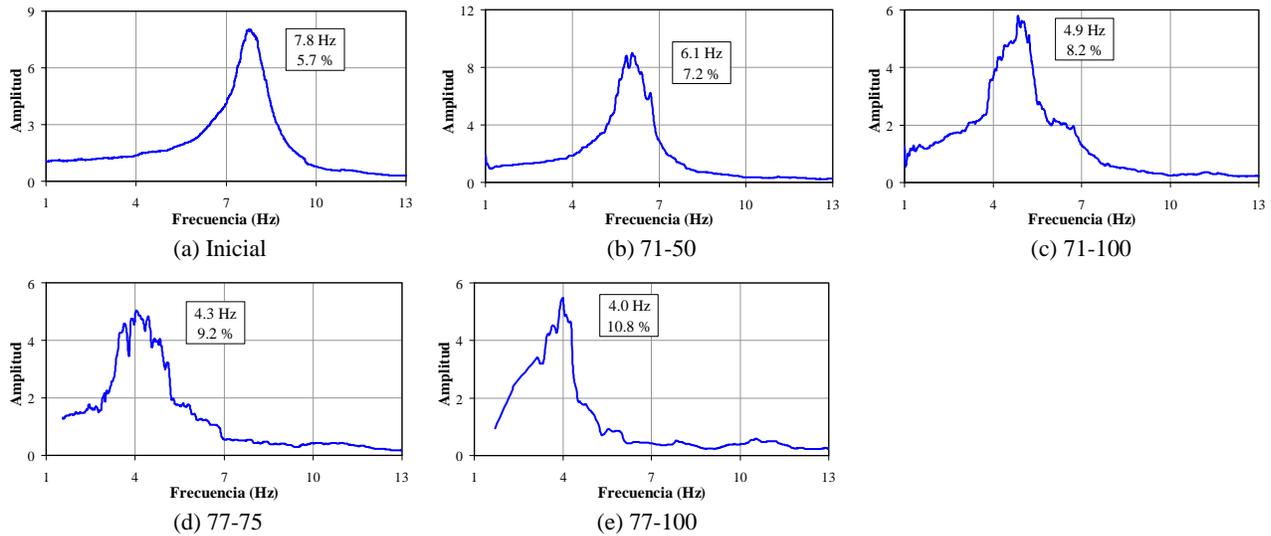


Figura 5-79. Frecuencias de vibración y factores de amortiguamiento efectivo del modelo MVN50mD

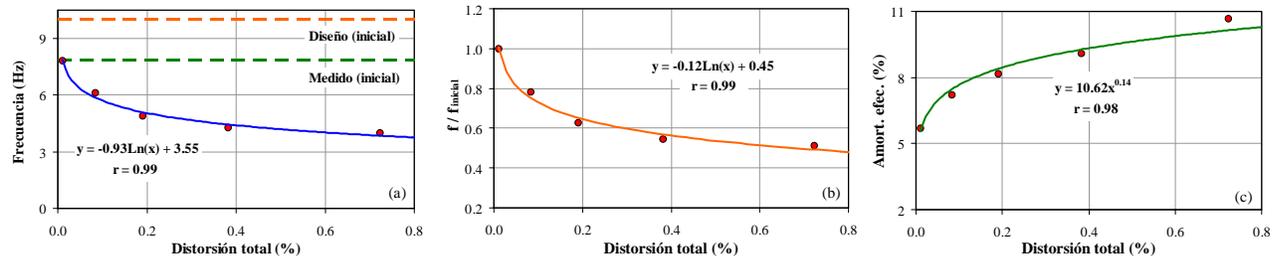


Figura 5-80. Relación entre la frecuencia de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo con la distorsión del modelo MVN50mD

5.10.8 Deformaciones en el acero de refuerzo

La descripción detallada de la configuración del refuerzo se presentó en el Capítulo 4. En general, los elementos de borde de los segmentos de muro fueron reforzados longitudinalmente mediante cuatro barras de 1/2 pulg (12.7 mm, $\epsilon_y = 2,500 \mu\epsilon$) y transversalmente con estribos de alambroón liso de 1/4 pulg (6.4 mm, $\epsilon_y = 1,900 \mu\epsilon$) separados cada 180 mm en toda la altura. En el alma de los segmentos se dispuso una malla 6x6-8/8 de alambres verticales y horizontales calibre 8 (4.1 mm, $\epsilon_y = 3,600 \mu\epsilon$) separados cada 6 pulg (~150 mm). Para dar continuidad a la malla en la base se utilizaron barras de 3/8 pulg (9.5 mm, $\epsilon_y = 2,200 \mu\epsilon$).

En la parte superior de la puerta, así como en la parte inferior y superior de la ventana, se dispuso una barra de 3/8 pulg (9.5 mm, $\varepsilon_y = 2,200 \mu\varepsilon$).

5.10.8.1 Refuerzo de elementos de borde

En la Figura 5-81 se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo de los elementos de borde. Con excepción del deformímetro EC2 colocado en un estribo a media altura del elemento de borde *Oeste* del segmento No. 2 y, del deformímetro LE1 colocado en la base del elemento de borde *Este* del segmento No. 1, el refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de los elementos de borde exhibió comportamiento elástico durante todas las etapas de ensayo.

5.10.8.2 Refuerzo vertical y de aberturas

En la Figura 5-82 se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo vertical del alma, de la base del modelo y al refuerzo de la parte superior e inferior de las aberturas. En general, este refuerzo exhibió comportamiento elástico durante todas las etapas de ensayo.

5.10.8.3 Refuerzo horizontal

En la Figura 5-83 se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal del alma. Para el estado límite de resistencia, en el segmento de muro No. 1 se registraron deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores que las de fluencia en los deformímetros colocados cerca de las grietas inclinadas (LH2, LH4 y LH6). En el segmento de muro No. 2, la fluencia se registró en los deformímetros colocados en la altura media inferior a lo largo de la grieta sobre la cual se fracturaron los primeros alambres de la malla (LH51 y LH52).

5.10.8.4 Distribución de deformaciones

En las Figuras 5-84 y 5-85 se presentan los perfiles de deformaciones registradas por los deformímetros eléctricos colocados a lo largo de las diagonales en el refuerzo horizontal y vertical, respectivamente, para el instante de tiempo en el que se alcanzó el esfuerzo cortante máximo (positivo y negativo) en cada registro. Los datos se muestran hasta el registro donde se alcanzó la resistencia del muro. En las figuras se observa que las deformaciones en el refuerzo vertical fueron menores que las medidas en los muros cuadrados. Asimismo, se observa que las deformaciones en el refuerzo horizontal se concentraron en las zonas donde se generaron las grietas inclinadas sobre las cuales se fracturaron los alambres de la malla y, que no todo el refuerzo horizontal alcanzó la fluencia en el momento que se registró el cortante máximo resistente.

5.10.8.5 Secuencia de fluencia

Con el propósito de observar el efecto de la fluencia del acero en el comportamiento global del muro, en la Figura 5-86 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo dentro de la curva de histéresis del modelo. Inicialmente, se presentó la fluencia de uno de los alambres colocados en la altura media inferior del segmento de muro No. 2 (LH51). Para el estado límite de resistencia, primero se presentó la fluencia de un alambre horizontal del segmento de muro No. 2 (LH52) y luego la fluencia de los alambres del segmento de muro No. 1 (LH6 y LH2). En seguida se registró la fluencia en la base de la barra longitudinal del elemento de borde *Este* del segmento de muro No. 1 (LE1). Por último, se registró fluencia en un alambre horizontal del segmento de muro No. 1 (LH4) y en un estribo colocado en la altura media del castillo *Oeste* del segmento de muro No. 2 (EC2).

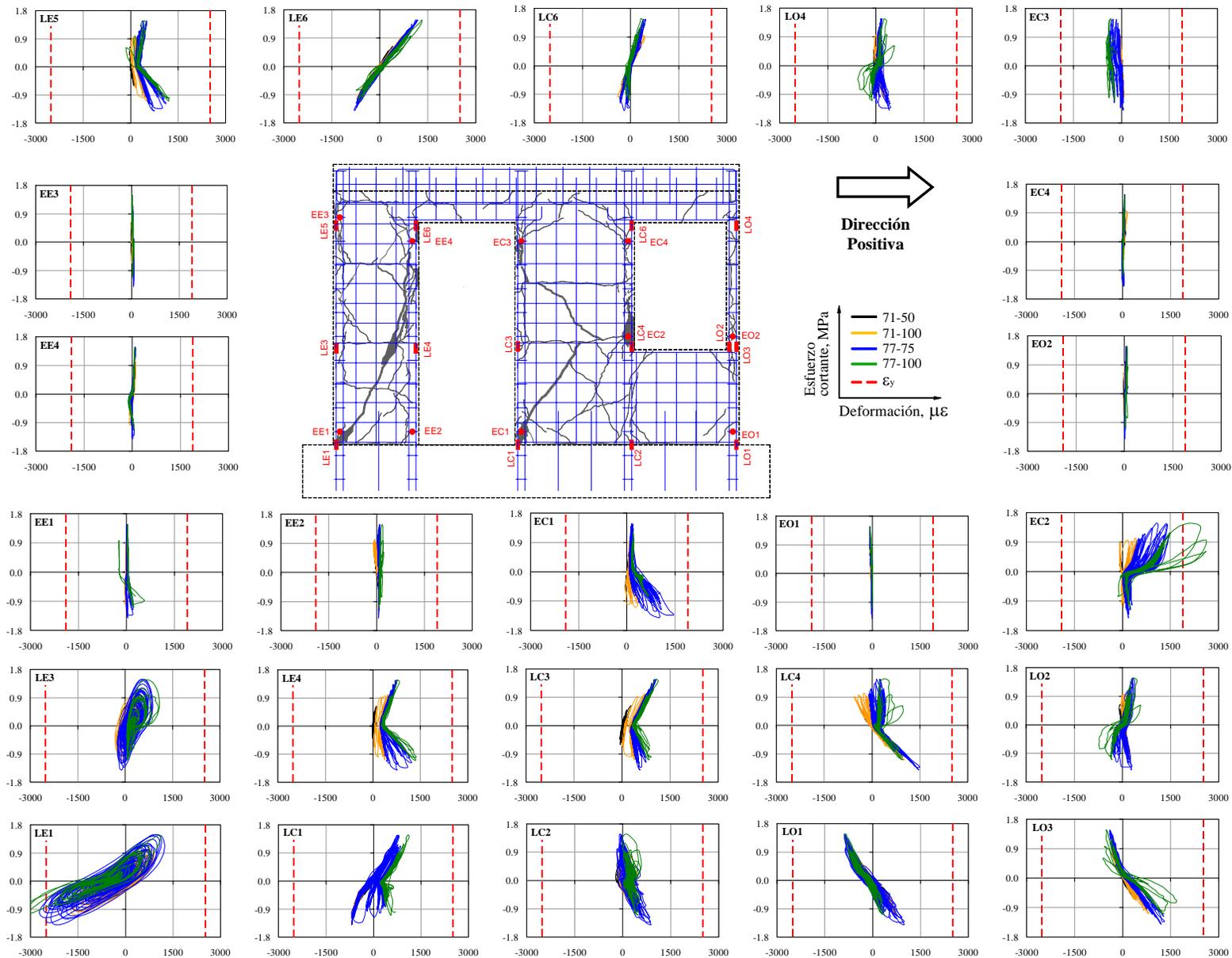


Figura 5-81. Deformaciones en el acero de refuerzo de los elementos de borde del modelo MVN50mD

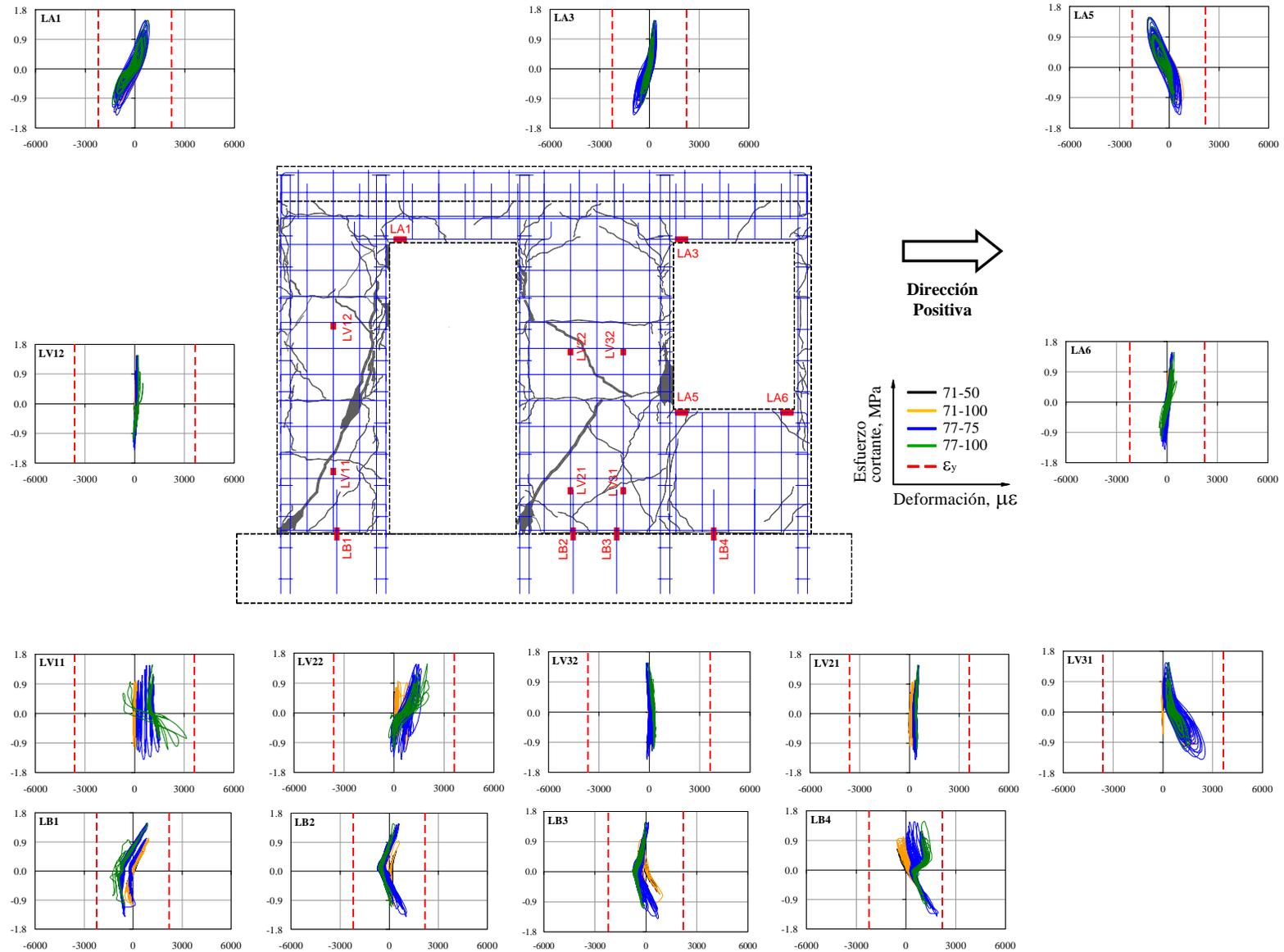


Figura 5-82. Deformaciones en el acero de refuerzo vertical y de aberturas del modelo MVN50mD

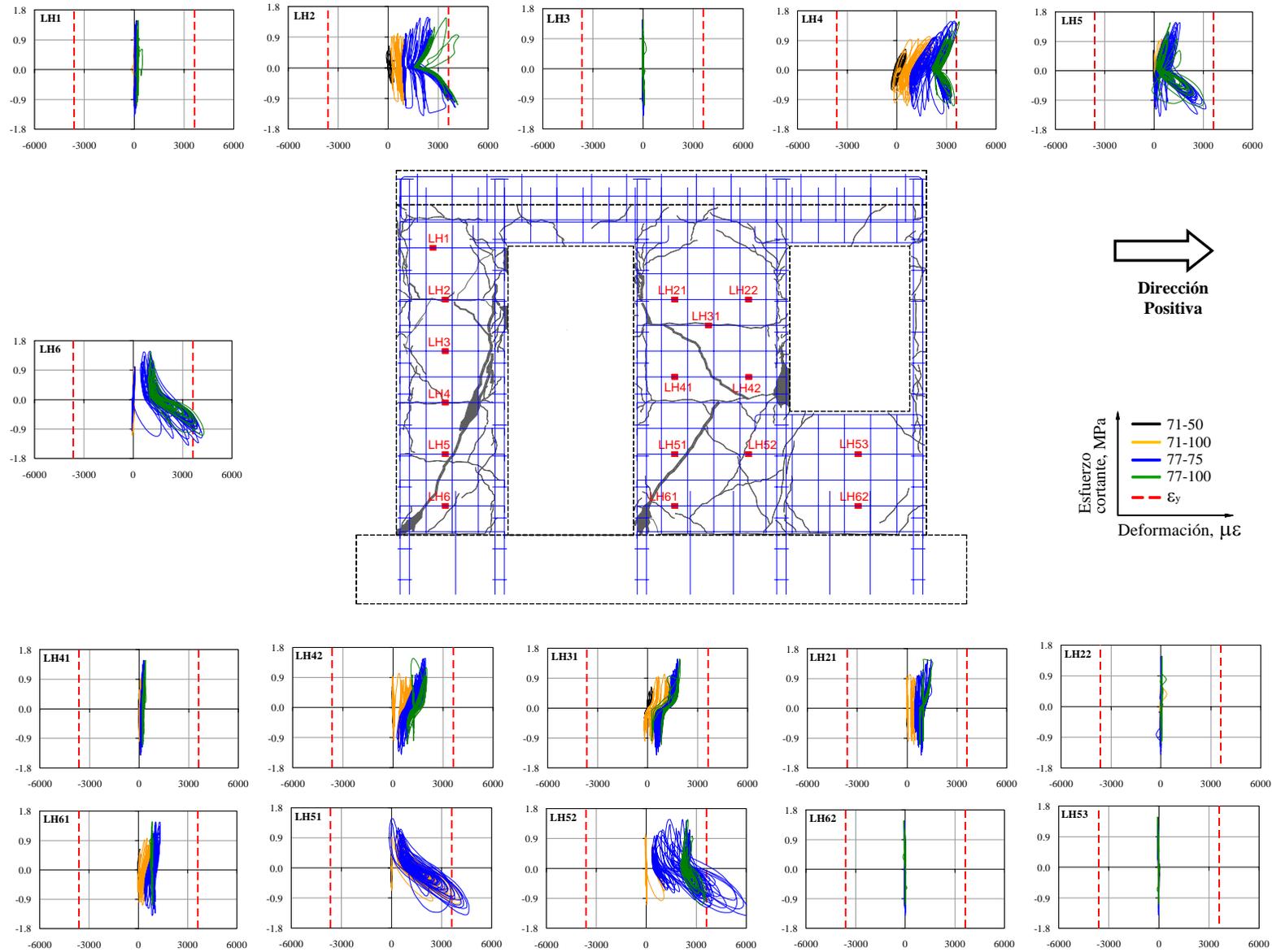


Figura 5-83. Deformaciones en el acero de refuerzo horizontal del modelo MVN50mD

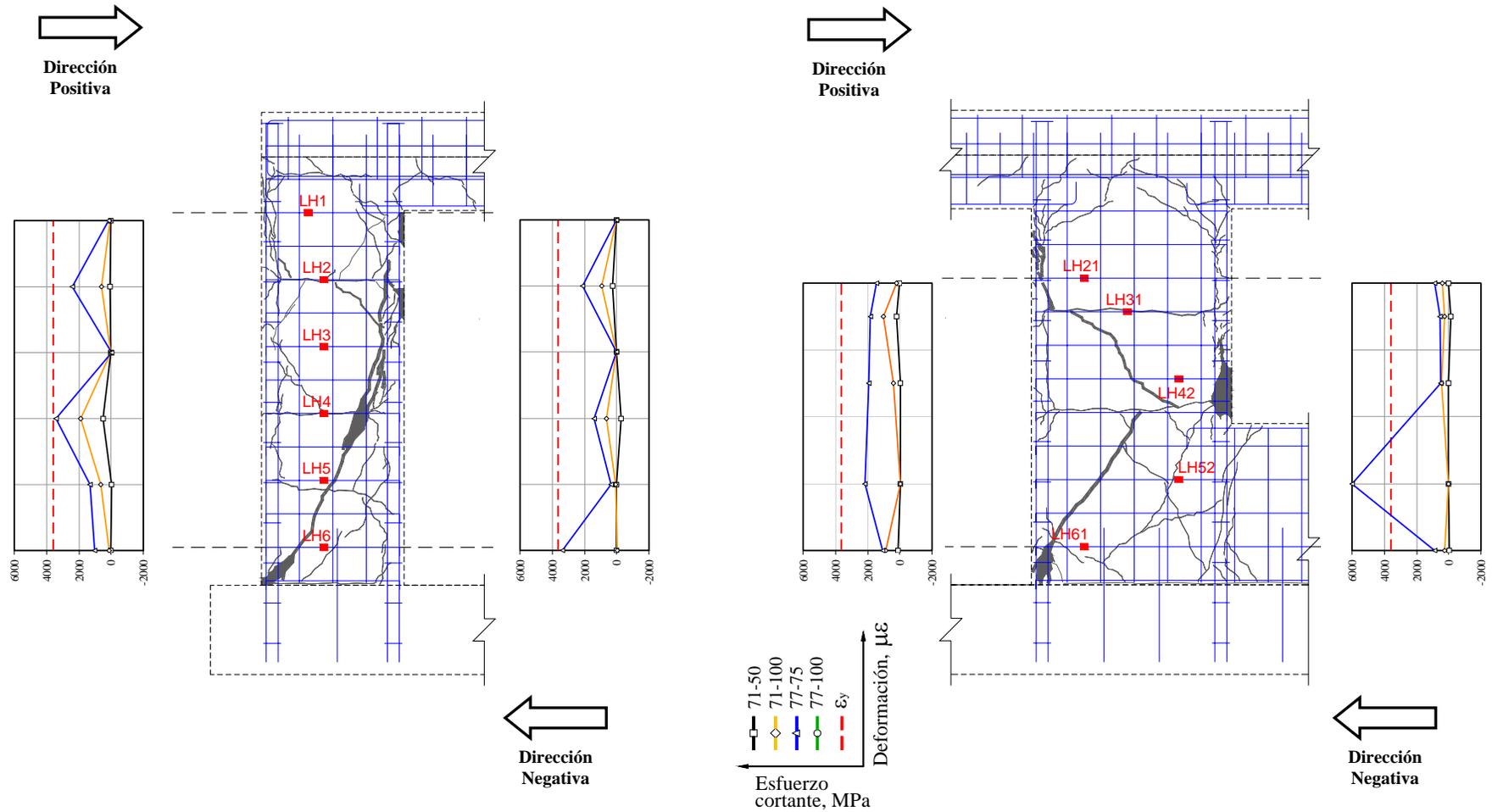


Figura 5-84. Distribución de deformaciones en el acero de refuerzo horizontal del alma del modelo MVN50mD

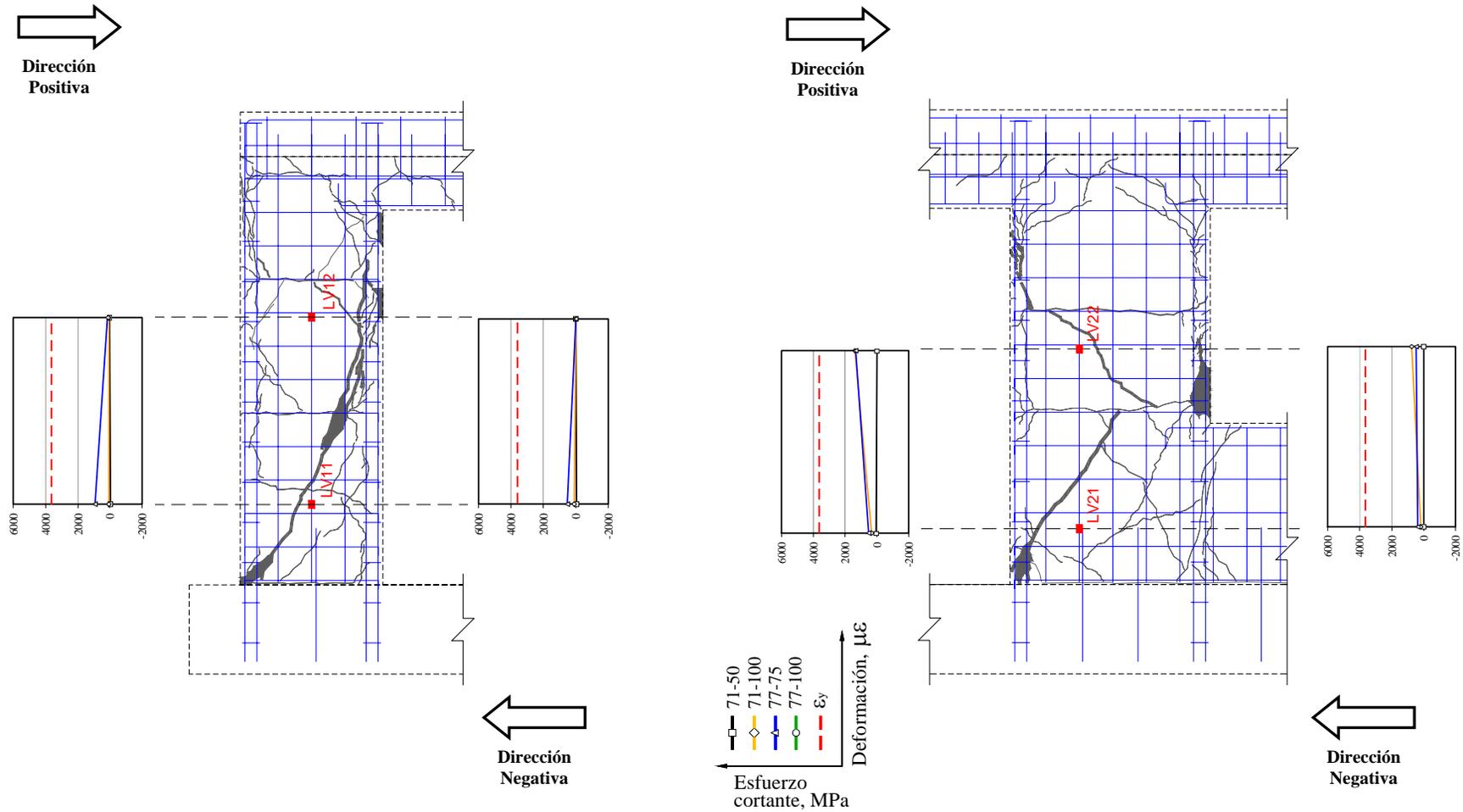
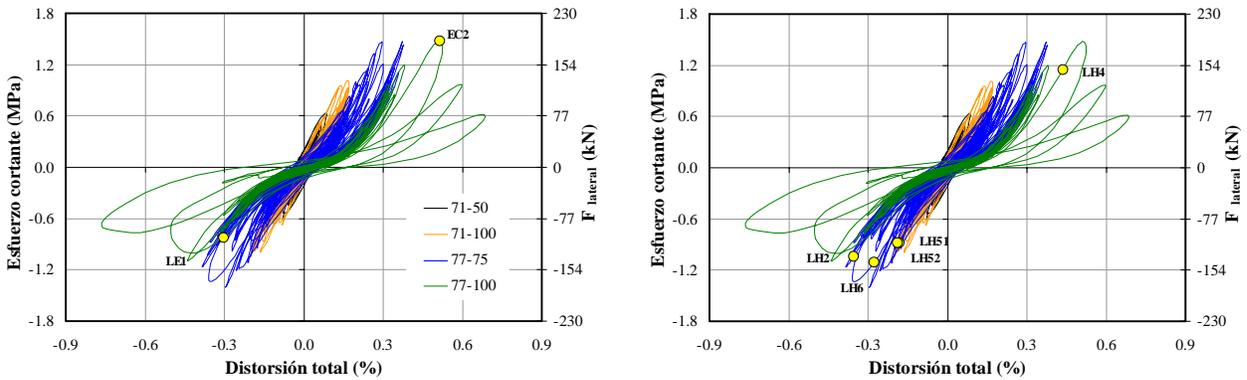


Figura 5-85. Distribución de deformaciones en el acero de refuerzo vertical del alma del modelo MVN50mD



(a) Elementos de borde
 (b) Alambres horizontales
Figura 5-86. Secuencia de fluencia del acero de refuerzo del modelo MVN50mD

5.11 Modelo MVN100D

Algunas de las viviendas en México actualmente se construyen con el tipo y la cuantía de refuerzo de este modelo; es decir, utilizando la cuantía mínima de refuerzo a cortante estipulada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-C, 2004) y refuerzo por medio de barras corrugadas de acero. Adicionalmente, de forma similar al modelo anterior, este modelo representa una configuración característica de aberturas en muros para vivienda. En la Figura 5-87 se muestran dos fotografías del modelo antes de iniciar con el programa de pruebas. En la fotografía del lado derecho se observa el dispositivo de aplicación de masa y el sistema de carga axial utilizados.

5.11.1 Características generales

Relación de aspecto (H/l_w): 0.63 (cociente $M/Vl_w = 0.76$); para la longitud total del espécimen.
 Tipo de concreto: Peso Normal.
 Cuantía de refuerzo a cortante: 0.0026 ($\approx 100\% \rho_{min}$).
 Tipo de refuerzo a cortante: Barras corrugadas.

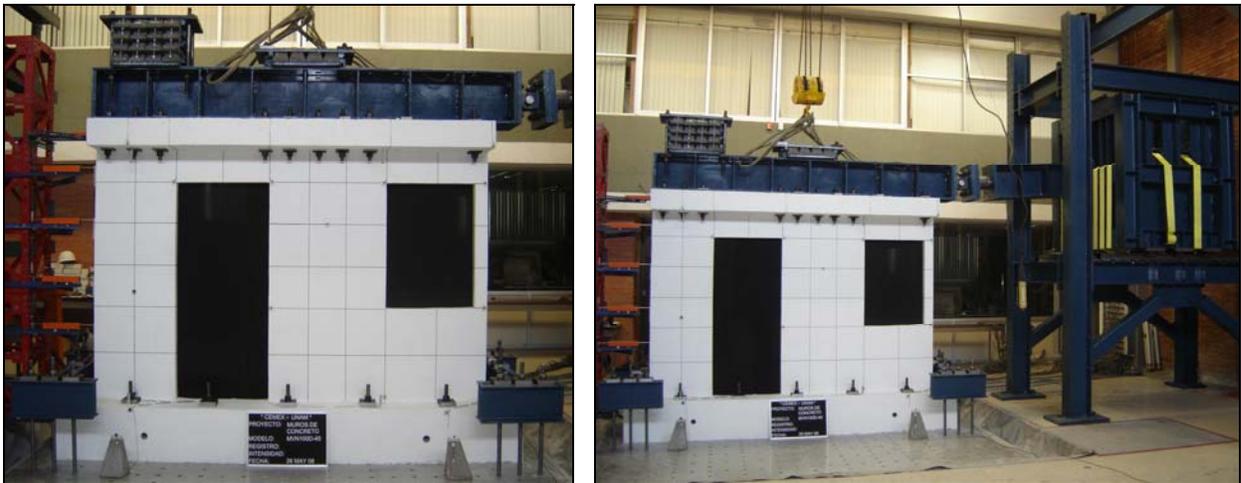


Figura 5-87. Modelo MVN100D antes del ensayo

5.11.2 Descripción del daño y mecanismo de falla

En la Figura 5-88 se muestra la evolución y el estado final del muro después de la aplicación de cada uno de los registros sísmicos. Adicionalmente, se presenta el patrón de grietas iniciales causadas especialmente por

la contracción del concreto y probablemente, durante el montaje del modelo en la plataforma de la mesa. De forma similar al modelo MVN50mD, las grietas horizontales se extendieron a lo largo de barras de refuerzo horizontal; es decir, los separadores del refuerzo no facilitaron el colado del concreto en estas zonas y, de esta manera, promovieron un problema local por adherencia de las barras de refuerzo. Sin embargo, estas grietas no se prolongaron apreciablemente durante la aplicación de los registros sísmicos y su anchura inicial fue menor que 0.05 mm. En la Tabla 5-19 se presenta la descripción del daño durante las pruebas y el modo de falla del espécimen.

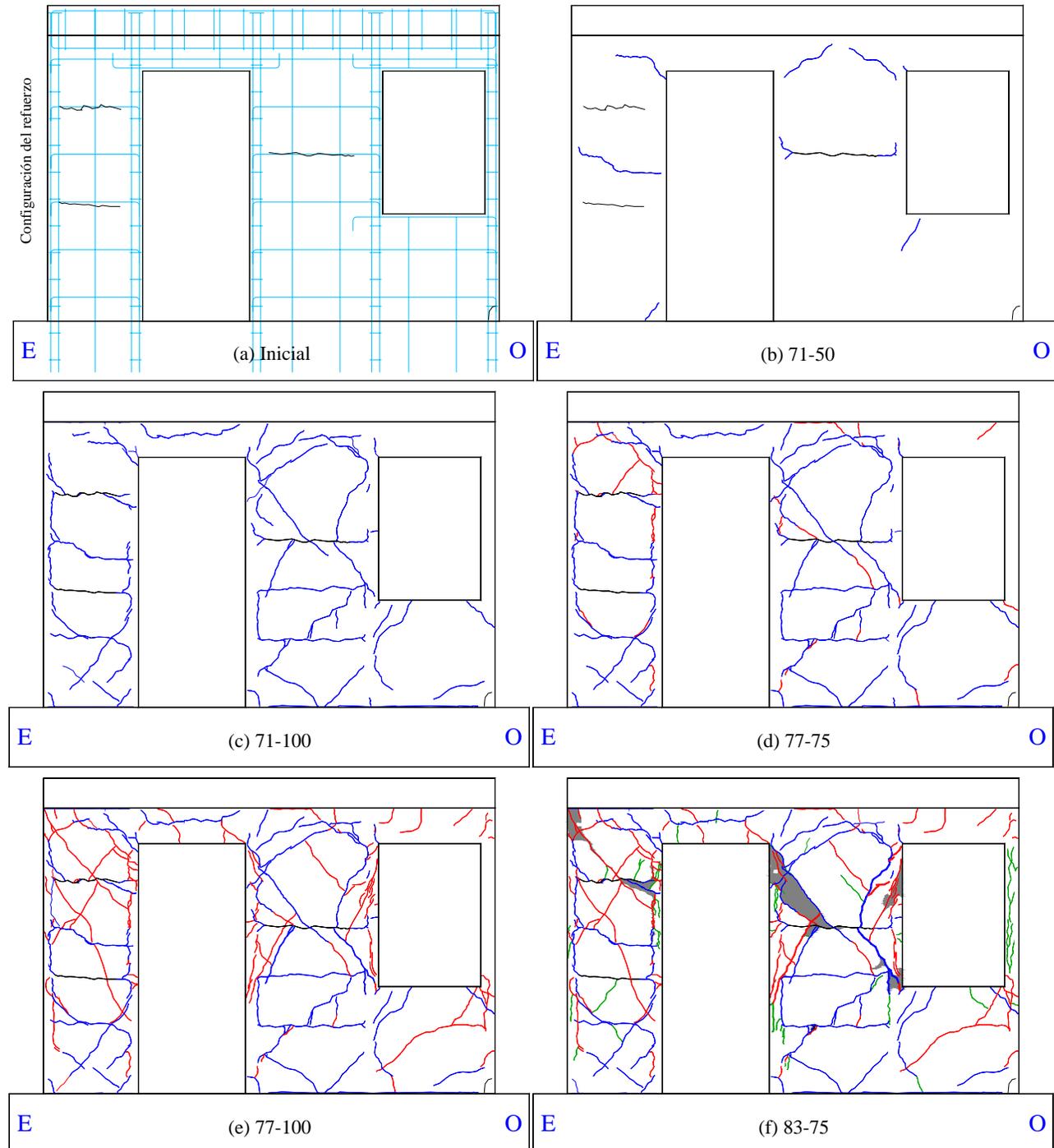


Figura 5-88. Evolución del agrietamiento en el modelo MVN100D

Tabla 5-19. Descripción del daño y modo de falla del modelo MVN100D

Registro	Descripción	Distorsión máxima: total (R) y cortante (γ)	Anchura máxima grieta residual, w_{max}
71-50	Sólo se alargaron las grietas iniciales y aparecieron algunas grietas en las esquinas de las aberturas (Figura 5-88(b)).	$R = 0.09 \%$ $\gamma_1 = 0.04 \%$ $\gamma_2 = 0.07 \%$	0.05 mm
71-100	Aparecieron las primeras grietas inclinadas y distribuidas sobre el muro con un patrón de inclinación aproximadamente a 45° . En el segmento de muro No. 1 (lado <i>Este</i> de la puerta), sólo las grietas de la parte inferior siguieron este patrón de inclinación. En los costados interiores de los elementos de borde se generó un patrón de grietas vertical, el cual impidió que las grietas del alma del muro penetraran los elementos de borde. Adicionalmente, apareció una grieta de deslizamiento en la base de los dos segmentos de muro con anchura residual igual a 0.05 mm. Se considera que para esta prueba se alcanzó el estado límite de agrietamiento (Figura 5-88(c)).	$R = 0.25 \%$ $\gamma_1 = 0.12 \%$ $\gamma_2 = 0.21 \%$	0.30 mm
77-75	El nivel de daño se incrementó levemente. Aparecieron sólo algunas grietas inclinadas, especialmente en la parte superior de los segmentos de muro y, se prolongaron unas grietas existentes (Figura 5-88(d)).	$R = 0.40 \%$ $\gamma_1 = 0.26 \%$ $\gamma_2 = 0.35 \%$	0.50 mm
77-100	Se presentó el esfuerzo cortante resistente máximo, pero al mismo tiempo se observó que la disminución de la resistencia pico fue mayor que 20%. Por lo tanto, el comportamiento estuvo asociado a los estados límite de resistencia y último. El agrietamiento inclinado se incrementó de forma significativa, especialmente en la parte superior de los segmentos. En el segmento de muro No. 2 (entre la puerta y la ventana), se observó agrietamiento diagonal severo con anchura máxima residual aproximadamente igual a 4 mm. La anchura residual de la grieta de deslizamiento en la base de los segmentos de muro fue igual a 0.10 mm, pero no se incrementó durante la aplicación del siguiente registro. Adicionalmente, se apreciaron las primeras grietas por flexión en la altura media inferior del elemento de borde del segmento de muro No. 1 (Figura 5-88(e)).	$R = 0.90 \%$ $\gamma_1 = 0.64 \%$ $\gamma_2 = 0.84 \%$	Seg. 1 = 1.25 mm Seg. 2 = 4.00 mm
83-75	Aunque sólo aparecieron unas cuantas grietas adicionales, las grietas inclinadas penetraron los elementos de borde y se produjo el desprendimiento de varios bloques de concreto, especialmente en la zona entre la puerta y la ventana del segmento de muro No. 2 y en la parte superior del segmento de muro No. 1. En la columna aparecieron algunas grietas de flexión con anchura residual menor que 0.05 mm. La falla en el modelo estuvo asociada a falla combinada de <i>tensión y compresión diagonal</i> (Figura 5-88(f)).	$R = 1.54 \%$ $\gamma_1 = 1.44 \%$ $\gamma_2 = 1.50 \%$	Seg. 1 = 3.00 mm Seg. 2 = 8.00 mm

En la Figura 5-89 se muestra el estado final del daño en el modelo, junto con el espécimen similar ensayado bajo carga lateral cíclica reversible. Aunque el modo de falla fue comparable, en la figura se observa que en el espécimen ensayado bajo carga lateral cíclica se generó mayor cantidad de grietas en el alma del muro.



Figura 5-89. Estado final del daño en el modelo MVN100

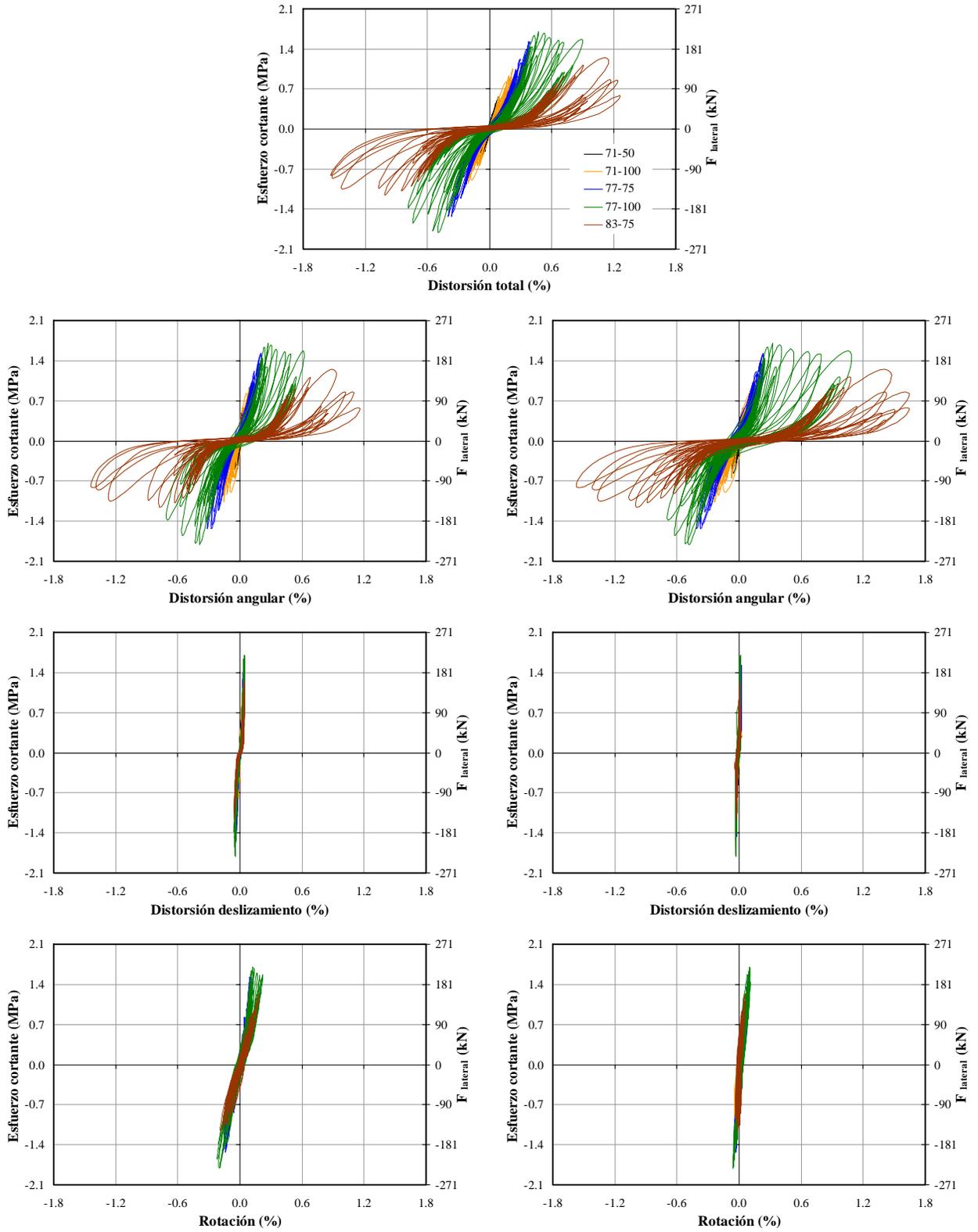
5.11.3 Comportamiento histerético

En la Figura 5-90 se muestran la curva de histéresis del modelo en términos de distorsión total y las curvas de histéresis en términos de los tres modos de deformación (angular, deslizamiento y rotación). Los lazos de histéresis no fueron simétricos dada la configuración y ubicación de los segmentos de los muros. De forma similar al modelo anterior reforzado con malla de alambre soldado, además del estrangulamiento de los ciclos de histéresis también se observa en la curva de histéresis de rotación, la contribución de las deformaciones de flexión en la respuesta global del modelo. En cuanto a la capacidad de desplazamiento, se observa que la porción del comportamiento inelástico fue superior que la del muro anterior. Adicionalmente, para distorsiones mayores que las asociadas al esfuerzo cortante máximo, los ciclos de histéresis también fueron más estables.

A diferencia de los muros con relación de aspecto igual a uno y reforzados con barras corrugadas, en los cuales la tasa de degradación de resistencia fue elevada, en este modelo la tendencia fue menos pronunciada. Esto se debe principalmente a la interacción del comportamiento de los dos segmentos de muro, ya que un segmento está controlado principalmente por el cortante y el otro, por la interacción del cortante y la flexión. Por lo tanto, nuevamente el efecto de la redundancia jugó un papel importante en el comportamiento global del modelo.

5.11.4 Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica

En la Tabla 5-20 se presentan los coeficientes sísmicos (C_s) y la amplificación dinámica (A_d) del modelo en cada una de las etapas del ensayo. En la Figura 5-91(a) se graficaron los valores del coeficiente sísmico y las distorsiones totales asociadas al cortante basal máximo en cada registro (V_m , R_m). En la Figura 5-91(b) se muestra la variación de la amplificación dinámica con la distorsión total del modelo. Como se mencionó anteriormente, durante el registro 71-100 se alcanzaron los estados límite de resistencia y último y, por lo tanto, en estas gráficas no se incluyeron los valores asociados al evento 83-75.



(a) Segmento No. 1 (lado Este de puerta)

(b) Segmento No. 2 (entre puerta y ventana)

Figura 5-90. Curvas de histéresis del modelo MVN100D

Tabla 5-20. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MVN100D

Registro	Estado límite	a_g (g)		V_m (kN)		R_m (%)		C_s (g)		A_d	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
71-50	---	0.14	0.13	73.5	72.3	0.09	0.09	0.40	0.39	2.89	2.95
71-100	Agrietamiento	0.33	0.37	135.9	136.9	0.23	0.25	0.74	0.74	2.26	2.01
77-75	---	0.41	0.58	197.5	197.7	0.39	0.40	1.07	1.07	2.61	1.87
77-100	Resistencia	0.71	0.77	218.8	233.6	0.48	0.50	1.19	1.27	1.69	1.66
	Último			175.1	186.9	0.88	0.77	0.95	1.02	1.35	1.32
83-75	---	0.93	0.91	160.0	148.7	1.14	1.01	0.87	0.81	0.93	0.81

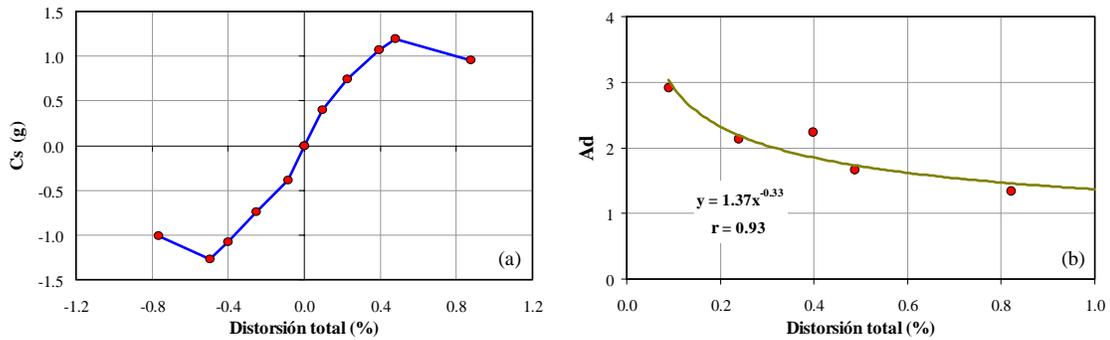


Figura 5-91. Coeficientes sísmicos y amplificación dinámica del modelo MVN100D

5.11.5 Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral

De forma similar al modelo anterior, en la Figura 5-92 se muestran los perfiles correspondientes al instante de tiempo donde se alcanzó la distorsión máxima (positiva y negativa) en cada uno de los registros.

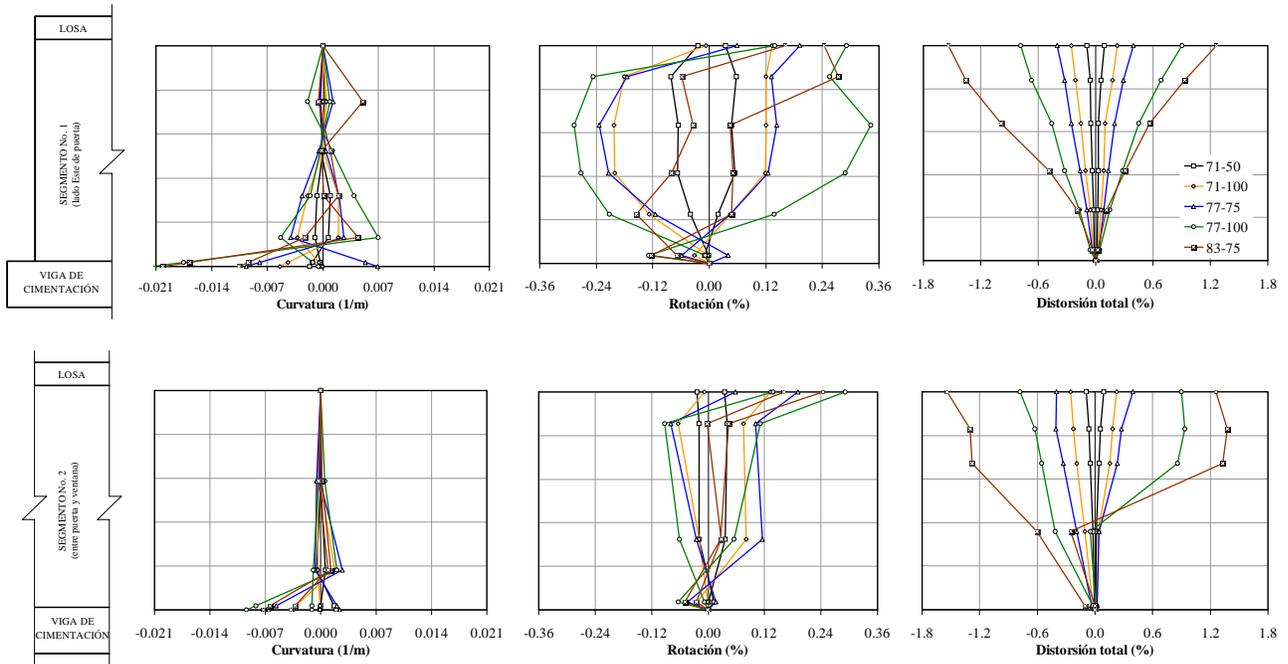
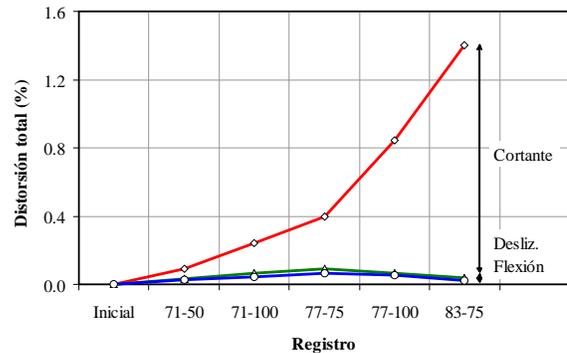
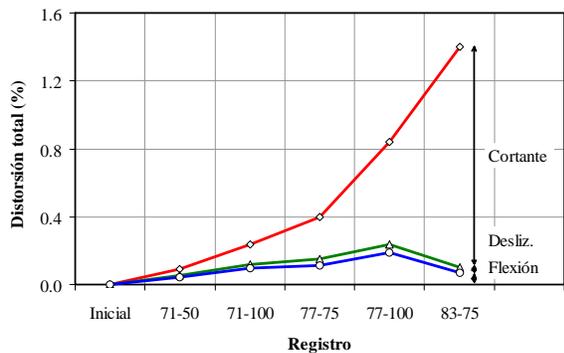
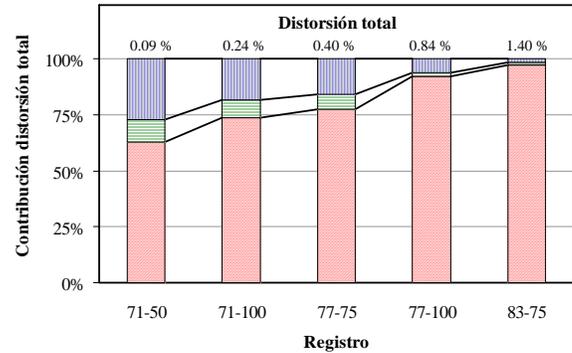
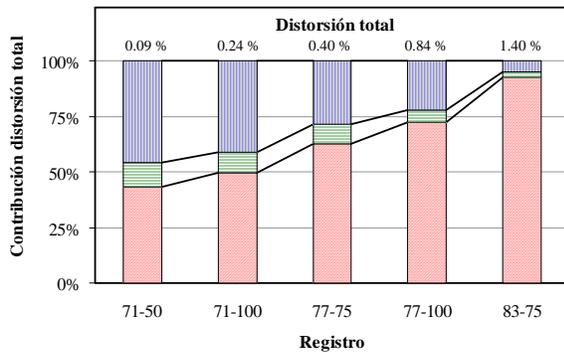


Figura 5-92. Perfiles de curvatura, rotación y desplazamiento lateral del modelo MVN100D

5.11.6 Componentes de distorsión

En la Figura 5-93 se muestra la contribución de cada modo de deformación a la distorsión total promedio de los dos segmentos de muro, en función de los registros sísmicos utilizados. La distorsión total, igual en los dos segmentos, corresponde al promedio de las distorsiones máximas observadas en cada registro. Como se mencionó anteriormente y de forma similar que en el modelo MVN50mD, la respuesta global del espécimen no estuvo controlada exclusivamente por cortante. Tal como se esperaba, para el segmento de muro No. 1 (lado *Este* de la puerta), la contribución del modo de flexión jugó un papel importante en la respuesta del segmento, especialmente para demandas bajas de distorsión (Figura 5-93(a)). Inicialmente, la contribución de la flexión fue aproximadamente igual al 46% (registro 71-50) y disminuyó al 5% para condiciones últimas (registro 83-75). La contribución del deslizamiento disminuyó del 11% al 2% entre la condición inicial y la condición última. La contribución del cortante fue igual al 43% en condiciones iniciales y aumentó al 93% para condiciones últimas. Para el registro 77-100, durante el cual se alcanzó el estado límite de resistencia, las contribuciones del cortante en el alma, del deslizamiento y de la flexión fueron iguales a 72%, 6% y 22%, respectivamente.

Para el segmento de muro No. 2 (entre la puerta y la ventana), el comportamiento fue similar al de los muros con relación de aspecto igual a uno; es decir, la contribución del modo de cortante jugó un papel importante en todas las etapas del ensayo (Figura 5-93(b)). Inicialmente, la contribución de la flexión fue aproximadamente igual al 27% (registro 71-50) y disminuyó al 2% para condiciones últimas (registro 83-75). La contribución del deslizamiento disminuyó del 10% al 1% entre la condición inicial y la condición última. En cambio, la contribución del cortante fue igual al 63% en condiciones iniciales y aumentó al 97% para condiciones últimas. Para el registro 77-100, durante el cual se alcanzó el estado límite de resistencia, las contribuciones del cortante en el alma, del deslizamiento y de la flexión fueron iguales a 92%, 2% y 6%, respectivamente.



(a) Segmento No. 1 (lado *Este* de puerta)

(b) Segmento No. 2 (entre puerta y ventana)

Figura 5-93. Componentes de distorsión del modelo MVN100D

5.11.7 Frecuencias naturales de vibración y factores de amortiguamiento

En la Figura 5-94 se muestran las funciones de transferencia obtenidas a partir de los registros de aceleración en la base (mesa vibradora) y en el extremo superior del muro (viga de carga). En la figura se indican las frecuencias naturales de vibración y los factores de amortiguamiento efectivo. En la Figura 5-95 se muestran gráficas que relacionan la frecuencia natural de vibración y el factor de amortiguamiento efectivo con la capacidad de desplazamiento del modelo en términos de distorsión. Como se observa en la Figura 5-95(b), para la distorsión asociada a la resistencia máxima ($R_{max} = 0.49\%$), la frecuencia natural correspondió al 56% de la frecuencia natural inicial. Para el muro reforzado con el 50% de la cuantía mínima y utilizando malla de alambre soldado, dicho valor fue idéntico. En cuanto al factor de amortiguamiento efectivo, su magnitud varió aproximadamente entre 6% y 11% entre la condición inicial y última.

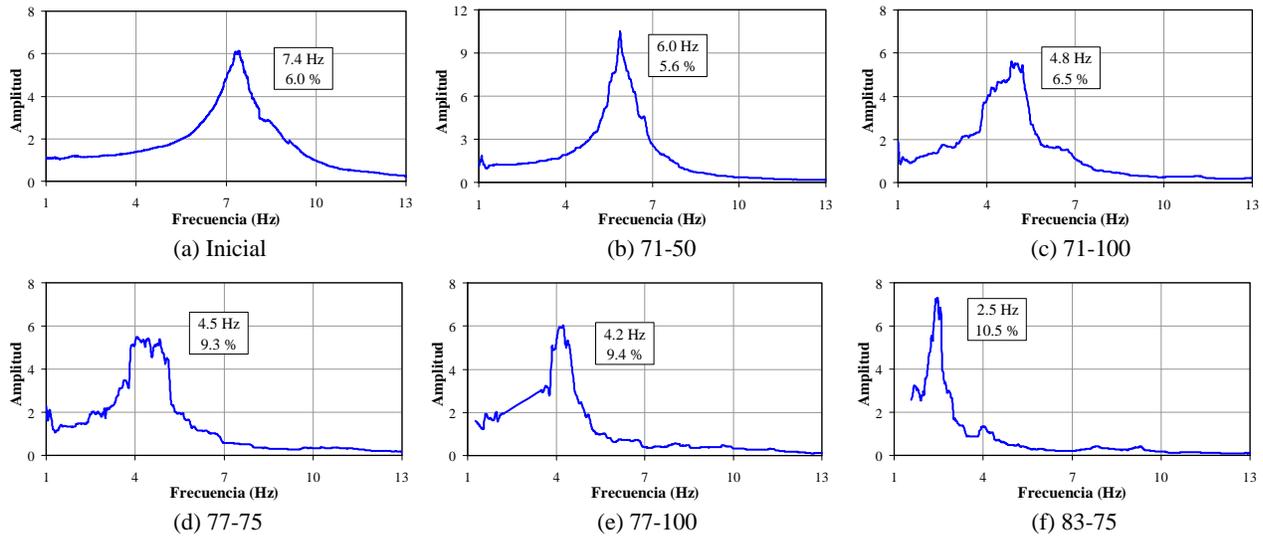


Figura 5-94. Frecuencias de vibración y factores de amortiguamiento efectivo del modelo MVN100D

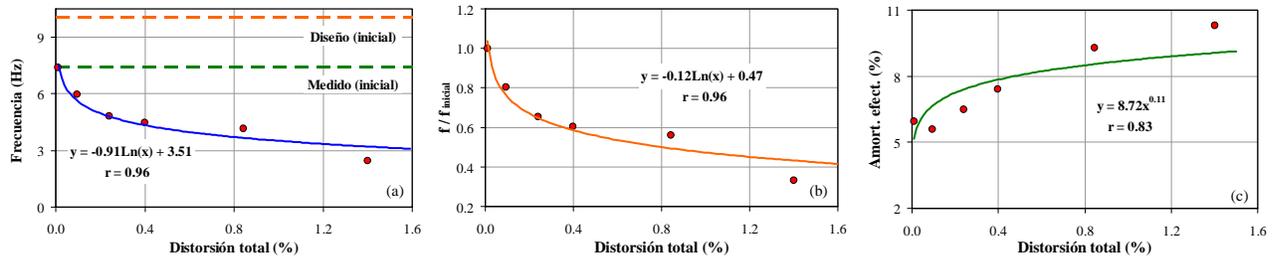


Figura 5-95. Relación entre la frecuencia de vibración y el factor de amortiguamiento con la distorsión del modelo MVN100D

5.11.8 Deformaciones en el acero de refuerzo

La descripción detallada de la configuración del refuerzo se presentó en el Capítulo 4. En general, la configuración y las propiedades mecánicas del acero de refuerzo de los elementos de borde y de las aberturas son idénticas a las del modelo anterior (sección 5.10.8). Sin embargo, en el alma de los segmentos de muro de este modelo se dispusieron barras verticales y horizontales de 3/8 pulg (9.5 mm, $\epsilon_y = 2,200 \mu\epsilon$) separadas cada 320 mm.

5.11.8.1 Refuerzo de elementos de borde

En la Figura 5-96 se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo de los elementos de borde. Con excepción del deformímetro EC2 colocado en un estribo a media altura del elemento de borde *Oeste* del segmento No. 2 y del deformímetro LE1 colocado en la base del elemento de borde *Este* del segmento No. 1, el refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de los elementos de borde exhibió comportamiento elástico durante todas las etapas de ensayo.

5.11.8.2 Refuerzo vertical y de aberturas

En la Figura 5-97 se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo vertical del alma y de la parte superior e inferior de las aberturas. La fluencia se registró sólo en dos deformímetros adheridos a barras colocadas a lo largo de grietas inclinadas; uno en la altura media superior del segmento No. 2 (LV22) y otro en la parte inferior del segmento No. 1 (LV11).

5.11.8.3 Refuerzo horizontal

En la Figura 5-98 se muestran las curvas esfuerzo cortante–deformación del acero para los deformímetros adheridos al refuerzo horizontal del alma. Con excepción de los deformímetros LH1 (en la barra horizontal colocada arriba de las aberturas) y LH4 (fluencia en estado límite último), para el estado límite de resistencia, todos los instrumentos exhibieron deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores que las de fluencia. Dichos deformímetros estuvieron colocados en los sitios donde se generó el agrietamiento inclinado del modelo.

5.11.8.4 Distribución de deformaciones

En las Figuras 5-99 y 5-100 se presentan las deformaciones registradas por los deformímetros eléctricos colocados a lo largo de las diagonales en el refuerzo horizontal y vertical, respectivamente, para el instante de tiempo en el que se alcanzó el esfuerzo cortante máximo (positivo y negativo) en cada registro. Los datos se muestran hasta el registro donde se alcanzó la resistencia del muro. En las figuras se observa que aunque las deformaciones en el refuerzo vertical fueron menores que en el refuerzo horizontal, las deformaciones en el refuerzo vertical fueron importantes, especialmente en el segmento de muro No. 2. Para dicho segmento, las deformaciones se concentraron en la altura media superior (justo entre la puerta y la ventana) y, para el segmento No. 1, la distribución fue aproximadamente constante en la altura. Adicionalmente, se observa que no todo el refuerzo horizontal alcanzó la fluencia en el momento que se registró el cortante máximo resistente.

5.11.8.5 Secuencia de fluencia

Con el propósito de observar el efecto de la fluencia del acero en el comportamiento global del muro, en la Figura 5-101 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo dentro de la curva de histéresis del modelo. Inicialmente, se presentó la fluencia de las barras horizontales colocadas en la altura media superior del segmento No. 2 (LH21, LH31 y LH22). Luego, se registraron deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores que las de fluencia en una barra horizontal (LH41 y LH42) y en una vertical (LV22) de la misma zona del segmento No. 2. Para el estado límite de resistencia, primero se presentó la fluencia en la parte inferior de la barra vertical (LV11) y en la base de una barra del elemento de borde *Este* del segmento No. 1 (LE1), luego en dos barras horizontales de dicho segmento (LH5 y LH2), después en un estribo colocado a media altura del elemento de borde *Oeste* (EC2) y en las barras horizontales de la zona inferior del segmento No. 2 (LH52, LH51 y LH61), seguido de la fluencia de dos barras horizontales de las zonas inferior e intermedia del segmento No. 1 (LH6 y LH3). La fluencia del deformímetro LH4 está relacionada a un nivel de daño mayor que el asociado al estado límite último.

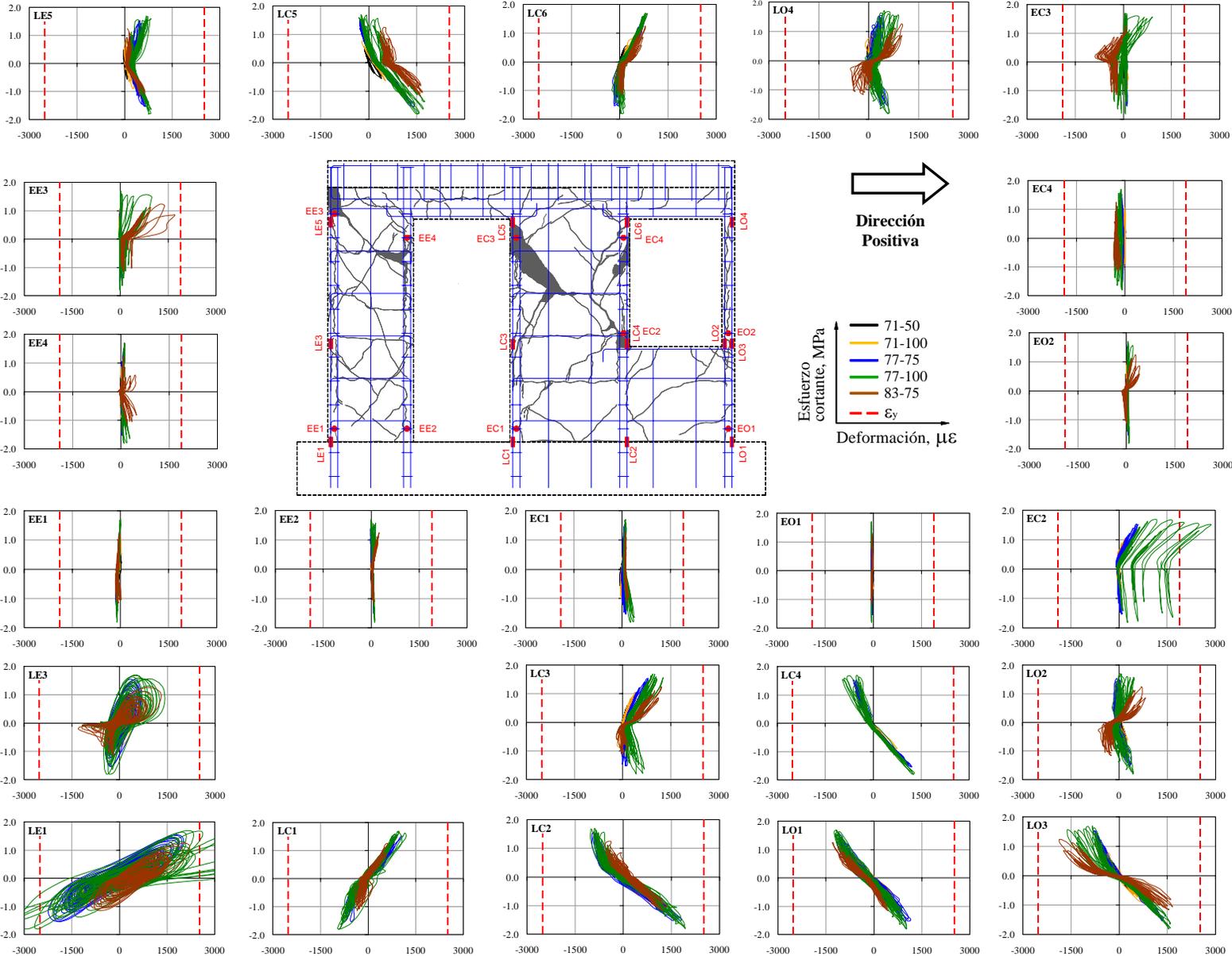


Figura 5-96. Deformaciones en el acero de refuerzo de los elementos de borde del modelo MVN100D

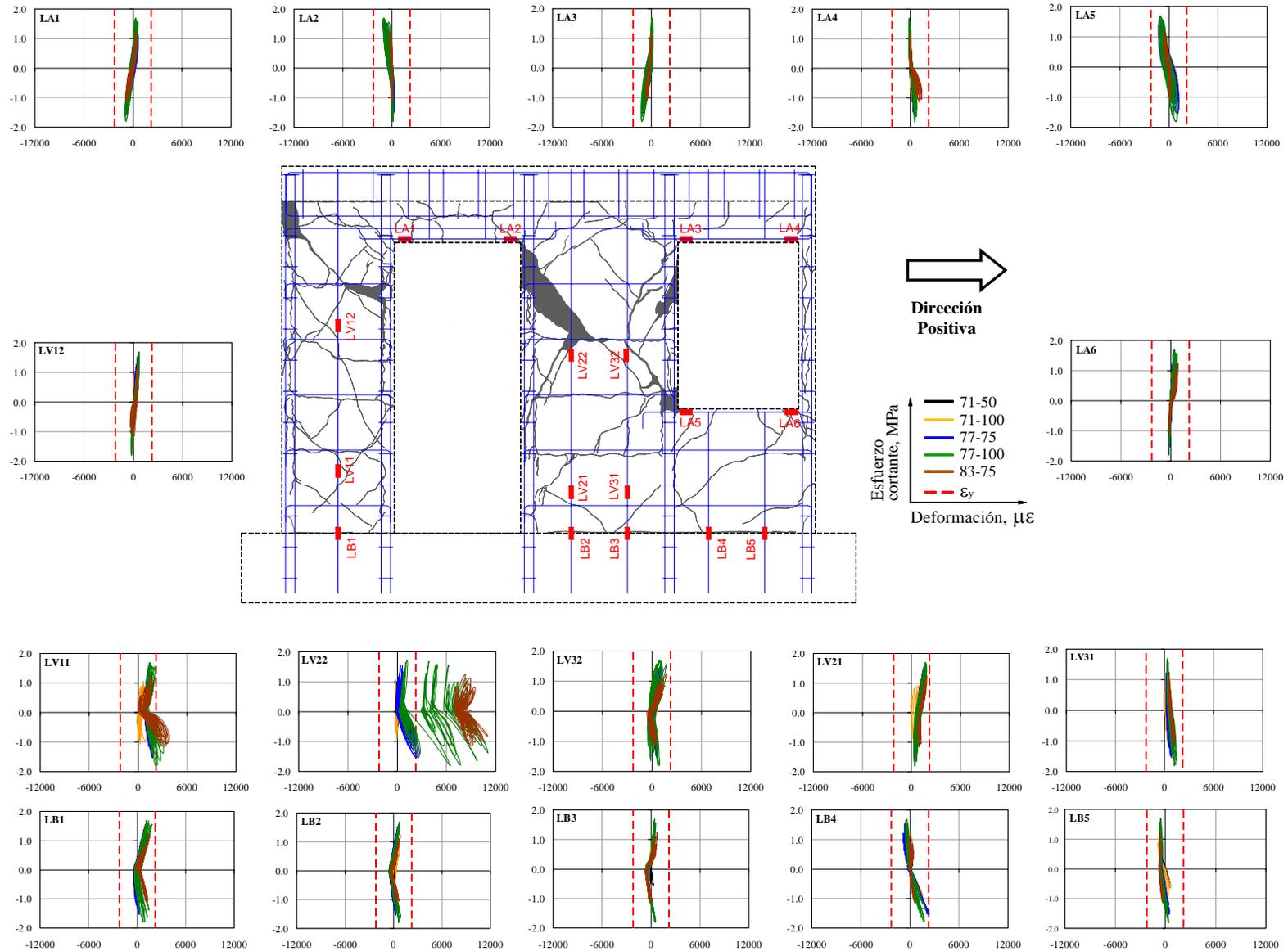


Figura 5-97. Deformaciones en el acero de refuerzo vertical y de aberturas del modelo MVN100D

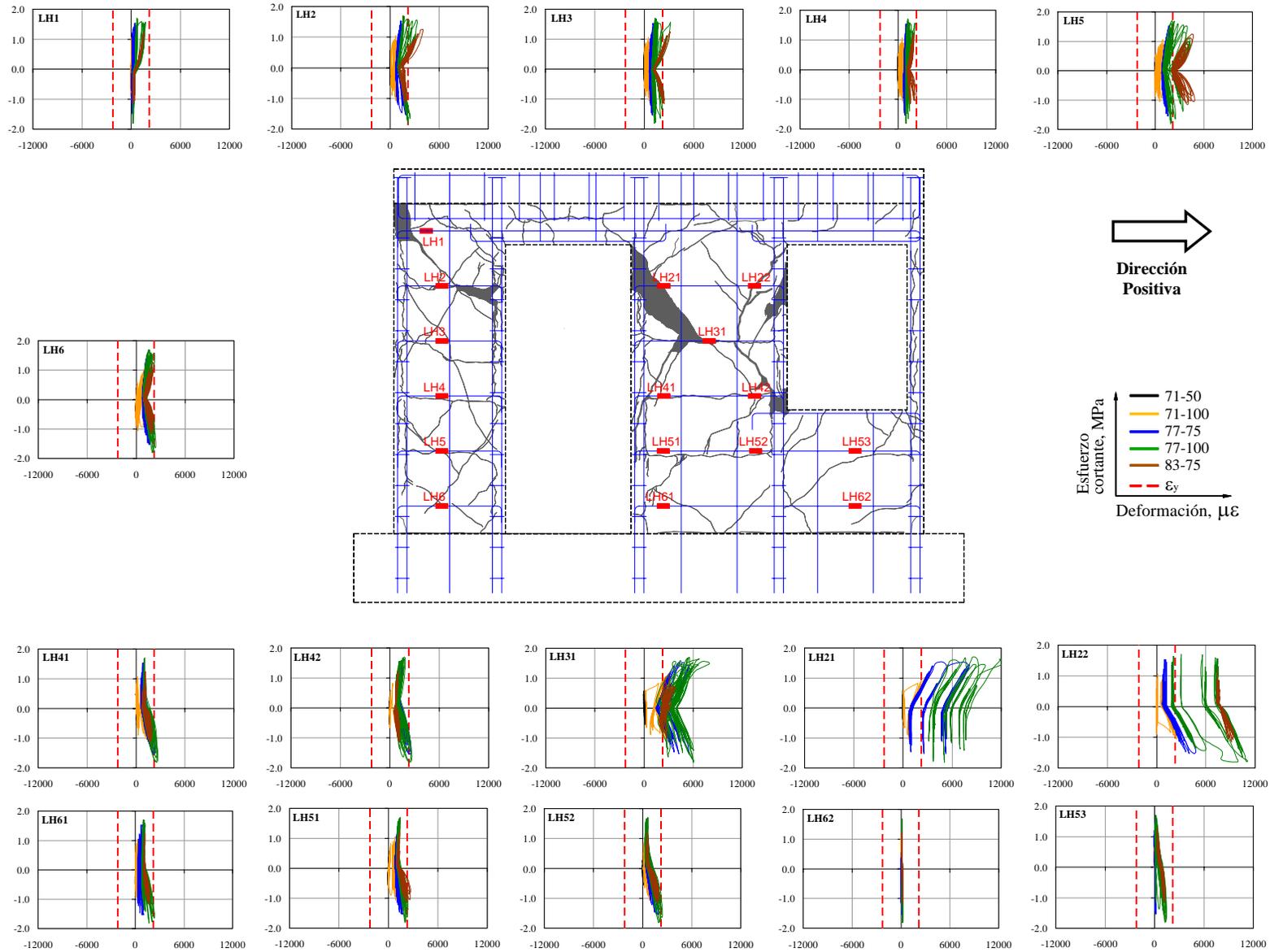


Figura 5-98. Deformaciones en el acero de refuerzo horizontal del modelo MVN100D

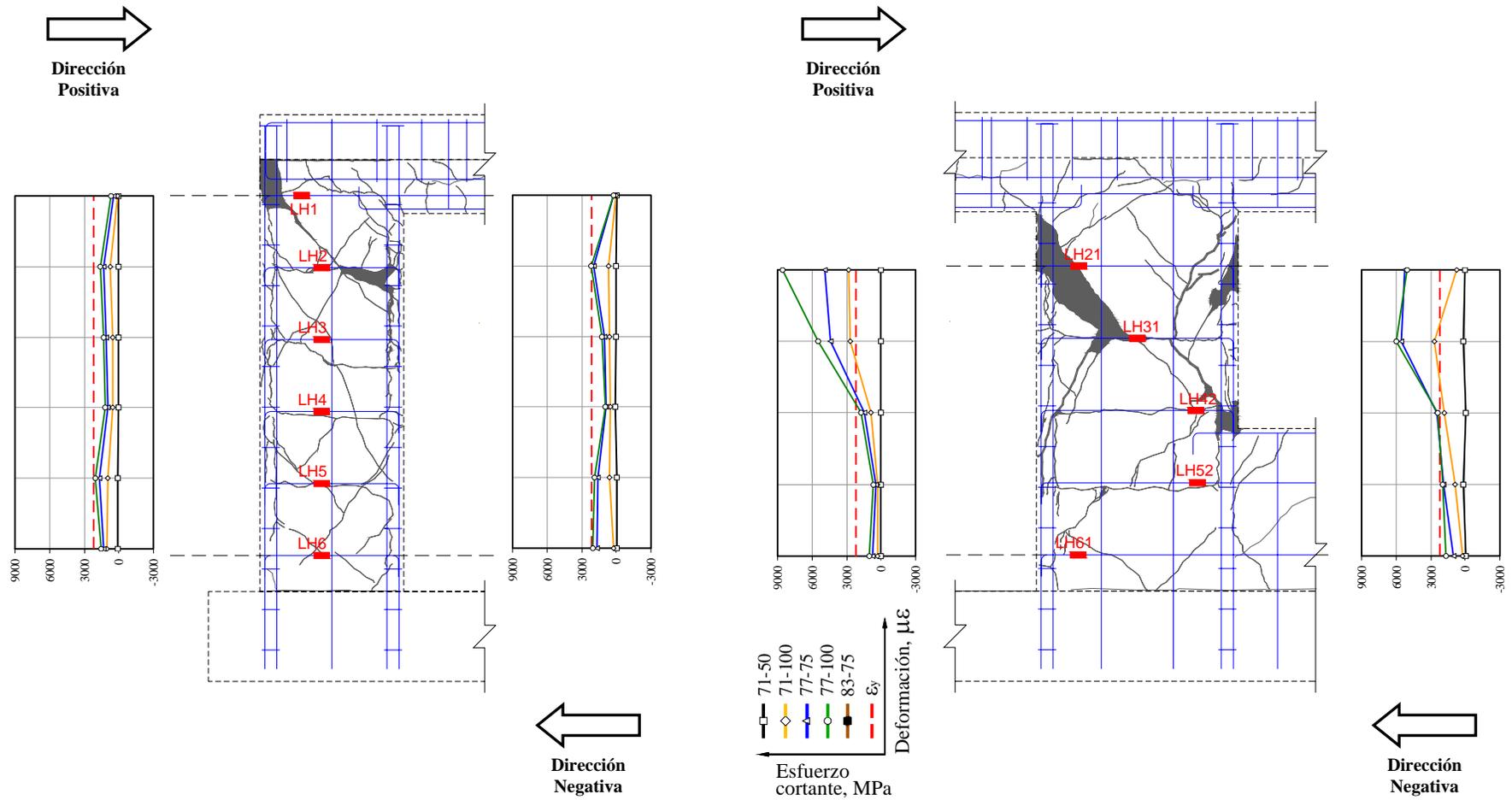


Figura 5-99. Distribución de deformaciones en el acero de refuerzo horizontal del modelo MVN100D

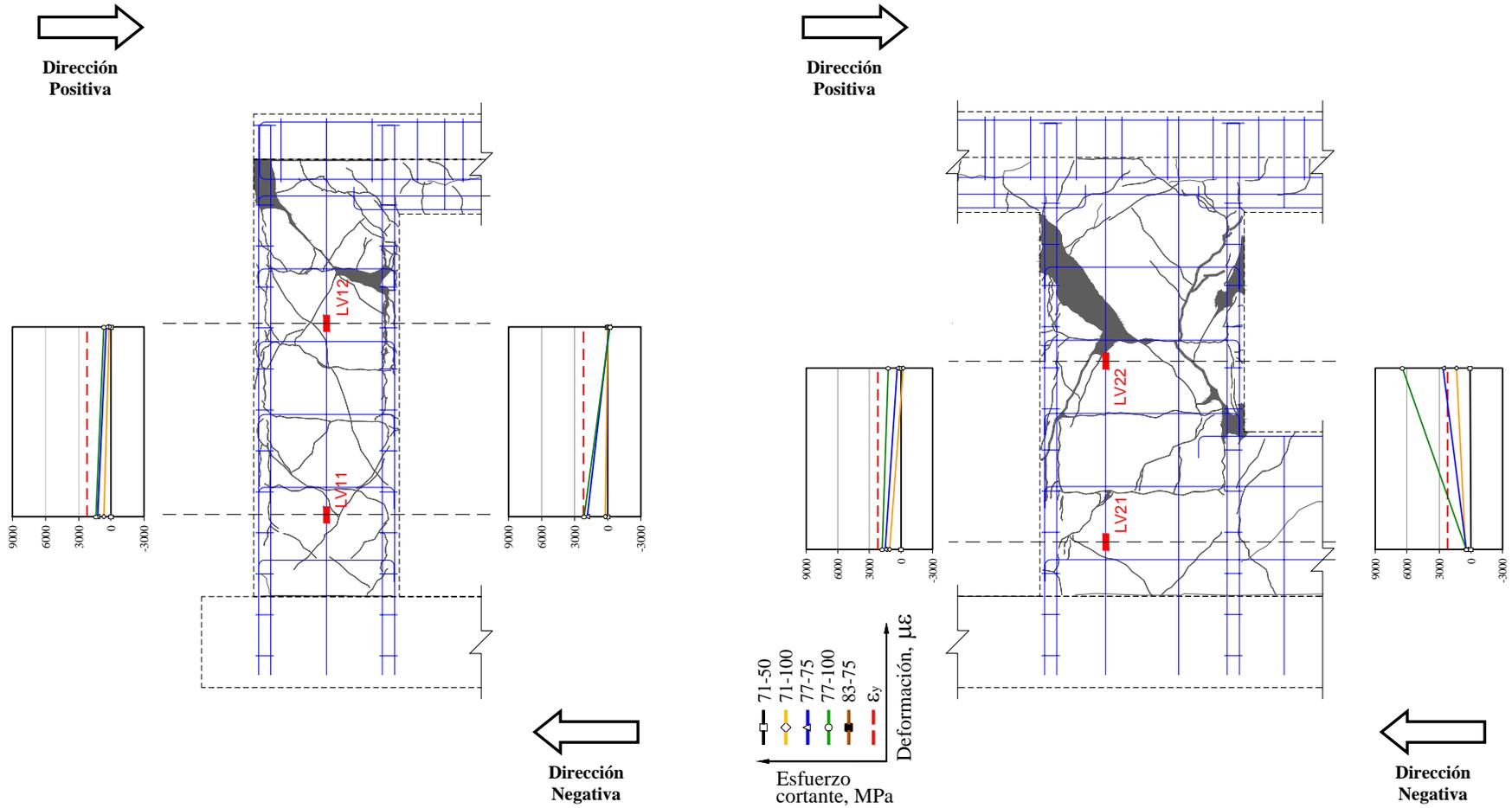


Figura 5-100. Distribución de deformaciones en el acero de refuerzo vertical del modelo MVN100D

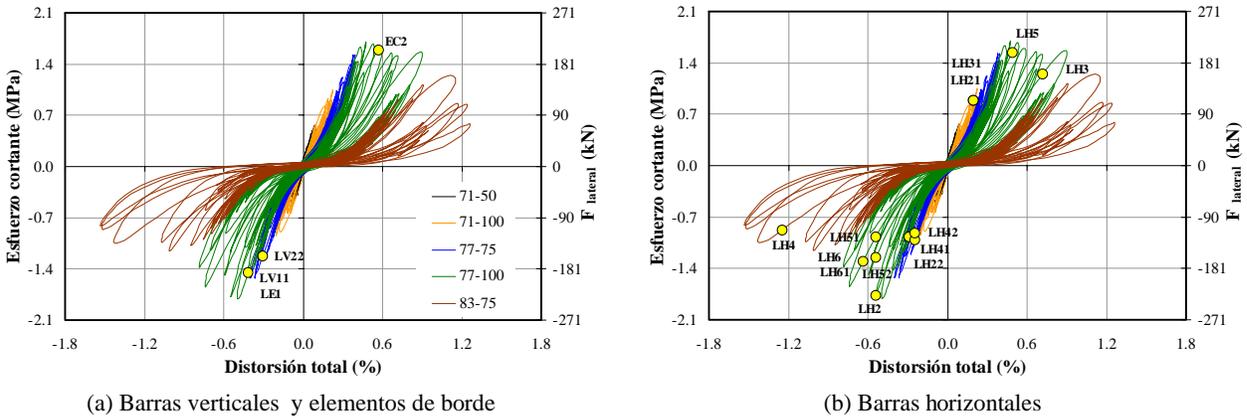


Figura 5-101. Secuencia de fluencia del acero de refuerzo del modelo MVN100D

5.12 Agrietamiento residual

En esta sección se presentan los resultados de la anchura máxima de grietas residuales (w_{max}) medidas en los muros ensayados, así como los índices de agrietamiento residual ($I_{grietas}$). Los resultados corresponden a un estado residual de agrietamiento. Como se indicó en la sección 5.3.6, $I_{grietas}$ se calculó utilizando la anchura de las grietas al final de la aplicación de cada registro. Dicha anchura puede ser considerablemente menor que la anchura de grieta alcanzada durante la aplicación del movimiento. Asimismo, es importante mencionar que la anchura que se utilizó corresponde al valor máximo medido en cada grieta, el cual puede variar apreciablemente a lo largo de la longitud de la misma y, por lo tanto, se tiende a sobreestimar el índice de agrietamiento (del lado conservador). La anchura w_{max} corresponde al valor máximo de todas las anchuras de grietas residuales al final de la aplicación de cada registro. Teniendo en cuenta lo anterior, para cada uno de los modelos se graficaron los datos w_{max} y $I_{grietas}$, respecto a la distorsión total alcanzada durante la secuencia de ensayos. Luego, los datos se agruparon en función del tipo de refuerzo a cortante en el alma. Para obtener las ecuaciones de dichas tendencias se realizaron análisis de regresión no-lineal. La precisión de las ecuaciones se evaluó por medio de dos parámetros estadísticos (Apéndice B): el error estándar residual (EE) y el coeficiente de correlación (r).

En las Figuras 5-102(a) y 5-102(b) se muestran gráficas que relacionan la anchura máxima de grietas residuales y la distorsión alcanzada durante la secuencia de ensayos, para los muros reforzados con malla de alambre soldado y barras corrugadas, respectivamente. En las Figuras 5-103(a) y 5-103(b) se muestran los resultados asociados al índice de agrietamiento residual. En las figuras se incluyen curvas de tendencia potencial obtenidas a partir de análisis de regresión no-lineal. No se incluyeron los datos asociados al registro donde se presentó la falla de los modelos (77-100 en los muros con malla de alambre soldado y 83-75 en los muros con barras corrugadas), ya que el nivel de daño observado fue significativamente mayor que el asociado al estado límite último definido en este estudio. En las Figuras 5-102(b) y 5-103(b) no se incluyeron los datos del muro MCN100D, ya que como se mencionó en la sección 5.8.2, en este modelo se presentó una grieta horizontal en el centro del muro al inicio del ensayo, la cual originó dispersión importante en los resultados. Los coeficientes de correlación son cercanos a 1.0 y los errores estándar residuales son relativamente bajos y, por lo tanto, se considera que los modelos de regresión no-lineal describen adecuadamente los datos medidos.

Como se observa en las Figuras 5-102(a) y (b) y, 5-103(a) y (b), la tasa de agrietamiento es similar para los dos grupos de muros; es decir, el agrietamiento residual no estuvo notablemente influenciado por el tipo y la cuantía de refuerzo. Es importante mencionar que aunque el refuerzo a cortante de los muros con malla de alambre soldado (0.11%) equivale aproximadamente a la mitad de la cuantía de refuerzo de los muros con barras corrugadas (0.28%), los alambres de la malla están separados una distancia (150 mm),

aproximadamente igual a la mitad de la separación de las barras (320 mm). De acuerdo con las tendencias observadas, en las Figuras 5-102(c) y 5-103(c) se muestran los resultados para todos los muros estudiados. De acuerdo con los modelos de regresión no-lineal de las Figuras 5-102(c) y 5-103(c), para distorsión igual a 0.5%, la anchura máxima de grietas residuales (w_{max}) y el índice de agrietamiento residual ($I_{grietas}$) son iguales a 0.78 mm y 0.17%, respectivamente. Por ejemplo, para un muro con $H/l_w=1.0$ y $H = 2.4$ m, el área total de las grietas residuales es igual a $9,800 \text{ mm}^2$; es decir, la longitud total de grietas con espesor igual a 0.78 mm que se deben reparar es aproximadamente igual a 12.5 m ($9,800 \text{ mm}^2 / 0.78 \text{ mm}$). En el Capítulo 6 se establecen valores límite de los parámetros de desempeño con base en la anchura de grietas residuales (w_{max}) y el índice de agrietamiento residual ($I_{grietas}$).

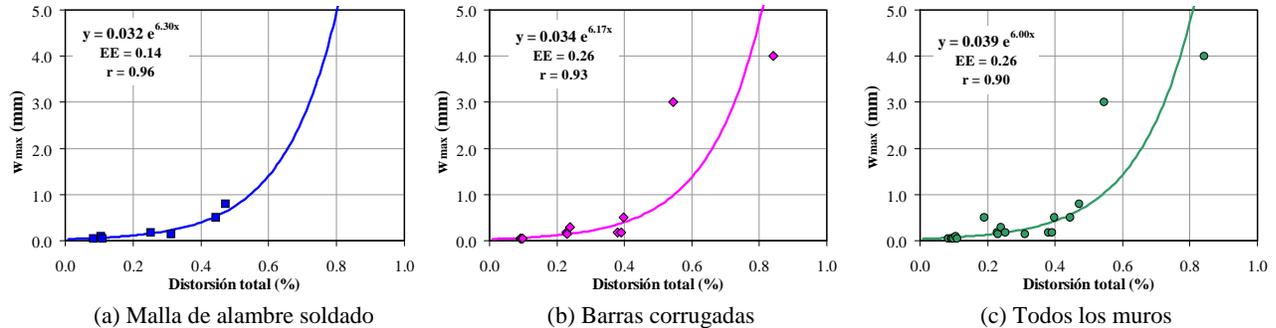


Figura 5-102. Anchura de grietas residuales de los modelos

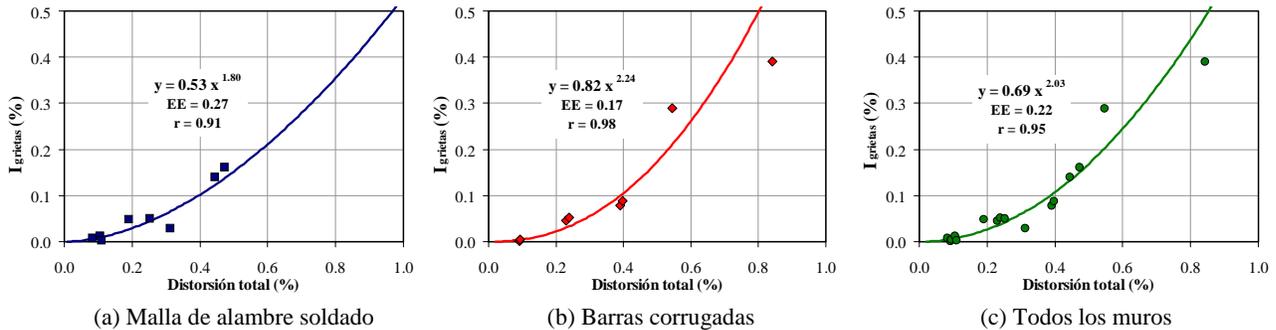


Figura 5-103. Índices de agrietamiento de los modelos

5.13 Contribución del acero de refuerzo

A partir del registro de deformaciones y las curvas de histéresis medidas, en esta sección se analiza y discute la contribución del acero de refuerzo en la capacidad resistente y la capacidad de desplazamiento de los especímenes estudiados.

5.13.1 Identificación y secuencia de fluencia

En la Tabla 5-21 se indican la cantidad y la ubicación de barras/alambres de refuerzo en los modelos, junto con la cantidad de elementos donde se colocaron deformímetros eléctricos. Como se indicó en la sección 4.9.1, en algunas barras/alambres de refuerzo se colocaron dos o más deformímetros. En la Tabla 5-21 también se indica la cantidad de barras/alambres donde se registró fluencia del acero, hasta el registro donde se presentó el estado límite de resistencia. Con excepción de una barra longitudinal en un elemento de borde del segmento No. 1 y de un estribo en un elemento de borde del segmento No. 2 de los dos modelos con aberturas, el refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de todos los modelos exhibió un comportamiento elástico durante las etapas de ensayo. En el refuerzo del alma de los muros, la fluencia se registró en los

deformímetros colocados cerca de las grietas inclinadas. Por ejemplo, en los muros reforzados con malla de alambre soldado, la fluencia se registró en los deformímetros colocados cerca de la grieta sobre la cual se fracturaron los alambres de la malla y luego se generó la falla de los modelos. En los muros con relación de aspecto igual a uno y reforzados con barras corrugadas, la fluencia de las barras horizontales se registró en los deformímetros colocados en la parte central del alma y, en las barras verticales se registró en los deformímetros colocados en la parte media superior donde se concentró el daño de dichos modelos.

Tabla 5-21. Identificación de fluencia del acero de refuerzo para el estado límite de resistencia

Muro		Longitudinal en elementos borde - L			Estribo en elementos borde - E			Vertical en alma de muro - V			Horizontal en alma de muro - H		
		Total	Instr.	Flue.	Total	Instr.	Flue.	Total	Instr.	Flue.	Total	Instr.	Flue.
MCN50mD		12	4	---	20	8	---	10	5	1	11	5	3
MCL50mD		12	4	---	20	8	---	10	5	2	11	5	4
MCN100D		16	4	---	20	8	---	5	5	3	5	5	4
MCL100D		16	4	---	20	8	---	5	5	3	5	5	4
MVN50mD	Seg. 1	8	2	1	20	4	1	3	1	---	11	6	3
	Seg. 2	8	2	---	20	4	---	5	2	---	11	5	1
MVN100D	Seg. 1	8	2	1	20	4	1	1	1	1	5	5	4
	Seg. 2	8	2	---	20	4	---	2	2	1	5	5	5

Notas: Total = número total de barras / alambres, Instr. = barras / alambres instrumentados; Flue. = barras / alambres donde se observó fluencia.

En la Tabla 5-22 se muestra la secuencia de fluencia del acero de refuerzo en el alma de los modelos hasta registrar la resistencia a cortante. Como se observa en la tabla, en todos los modelos, la fluencia siempre inició y se concentró en las barras de refuerzo horizontal. Sin embargo, de forma similar a los muros ensayados bajo carga lateral cíclica (Sánchez, 2010), se observó que la distribución de la fluencia del refuerzo horizontal a lo largo de las diagonales varió en la altura del muro y, que no todo el refuerzo horizontal alcanzó la fluencia en el momento que se registró el cortante máximo resistente. En general, la fluencia del refuerzo horizontal sobre las diagonales se concentró en las zonas donde se generaron las grietas inclinadas; es decir, en la altura media de los modelos con relación de aspecto igual a uno y en la altura media superior del segmento No. 2 de los modelos con aberturas.

Tabla 5-22. Secuencia de fluencia del acero de refuerzo para el estado límite de resistencia

Muro	Secuencia	Referencia
MCN50mD	3H - 1V	Figura 5-31
MCL50mD	4H - 2V	Figura 5-44
MCN100D	2H - 2V - 2H - 1V	Figura 5-57
MCL100D	2H - 1V - 2H - 2V	Figura 5-70
MVN50mD	1H2 - 2H1 - 1L1 - 1E1 - 1H1	Figuras 5-84 y 5-85
MVN100D	3H2 - 1V2 - 1V1 - 1L1 - 2H1 - 1E1 - 2H2 - 2H1	Figuras 5-99 y 5-100

Notas: L = longitudinal en elementos de borde, E = estribo en elementos de borde, V = vertical en alma de muro,

H = horizontal en alma de muro; 1,2 = segmentos de muro 1 y 2,

1H2 = 1 barra / alambre Horizontal colocada en el segmento No. 2.

Como se muestra en la Tabla 5-22, a pesar de que primero se presentó la fluencia en el refuerzo horizontal, algunas barras/alambres de refuerzo vertical también registraron fluencia. Sin embargo, antes de analizar el efecto del refuerzo en la respuesta de los muros, se ajustaron las deformaciones en el refuerzo vertical con base en las características reales de los muros dentro del prototipo de vivienda, en comparación con las características de los muros de ensayo.

5.13.2 Deformaciones efectivas del refuerzo vertical

A continuación se describen los dos efectos por los cuales se ajustaron las deformaciones del acero de refuerzo vertical de los muros y el procedimiento que se utilizó para llevar a cabo el ajuste.

5.13.2.1 Concentración de refuerzo en los elementos de borde

Al concentrar un área importante de refuerzo vertical en los extremos de un muro ensayado en voladizo, se tiende a restringir la deformación del refuerzo vertical del alma del muro. Como se explicó en el Capítulo 4, el refuerzo en los elementos de borde de los muros de ensayo se colocó sólo con el propósito de impedir que se presentara una falla por flexión, diferente de la falla de cortante que gobierna el comportamiento de los muros en las viviendas. Sin embargo, el área de refuerzo a flexión en los elementos de borde de los muros en las viviendas reales es significativamente menor, ya que la configuración tridimensional de la estructura (muros transversales, losa de entrepiso, etc.) reduce considerablemente las demandas por flexión en los elementos. En la Tabla 5-23 se muestran las proporciones de refuerzo utilizadas en los muros aquí estudiados, junto con los resultados de especímenes reportados en otros estudios. En la tabla se indica el factor K_{me} , el cual representa la rigidez axial relativa del refuerzo vertical del alma respecto al refuerzo vertical en toda la sección transversal del muro (K_{vw}/K_{vt}). Cuando el refuerzo vertical del muro tiene igual módulo de elasticidad (E_s) e igual longitud (H), como en este caso, el factor K_{me} se calcula por medio de la Ec. 5-44.

$$K_{me} = \frac{K_{vw}}{K_{vt}} = \frac{E_s A_{vw} / H}{E_s A_{vt} / H} = \frac{A_{vw}}{A_{vt}} = \frac{A_{vw}}{2A_{sb} + A_{vw}} \quad (5-44)$$

donde A_{vw} representa el área total de refuerzo vertical en el alma, A_{vt} es el área total de refuerzo vertical en toda la sección transversal del muro de ensayo y, A_{sb} es el área total de acero vertical concentrado en uno de los elementos de borde del muro. El menor valor del límite superior de K_{me} que se indica en la Tabla 5-23 es aproximadamente igual al 10% y corresponde a los muros aquí estudiados (junto con los especímenes similares ensayados baja carga lateral cíclica por Flores *et al.*, 2007 y Sánchez, 2010); es decir, la rigidez axial del refuerzo vertical en el alma de dichos muros fue equivalente al 10% de la rigidez axial del refuerzo vertical total del muro. En el estudio de Hidalgo *et al.* (2002), el límite superior de K_{me} fue igual a 22.1%; es decir, aproximadamente el doble de rigidez axial de refuerzo vertical en el alma en comparación con los muros aquí estudiados. En la Tabla 5-23 también se observa que el valor de K_{me} cambia significativamente entre los estudios y, por lo tanto, los resultados experimentales que se reportan en la literatura no se pueden extrapolar de forma directa a todos los tipos de estructuras; es decir, se deben adaptar a las características del prototipo al cual representan.

5.13.2.2 Rotación en el extremo superior de los muros

Cuando los muros se ensayan utilizando una configuración en voladizo, la sección superior del espécimen está libre de rotar y, por lo tanto, se puede desarrollar libremente la contribución del refuerzo vertical en la resistencia. En cambio, en el prototipo de vivienda estudiado, el efecto de acoplamiento muro–muro y muro–losa (efecto del diafragma) disminuyen significativamente la rotación en la sección superior de los muros. La configuración de ensayo en voladizo es la más utilizada debido a su facilidad de implantación. Sin embargo, de acuerdo con Hidalgo *et al.* (2002), la configuración que proporciona la representación adecuada del comportamiento real del muro se debe establecer a partir del estudio de las restricciones rotacionales en los extremos del muro, generadas por el sistema estructural que lo rodea. Aunque dicha concepción de ensayo es ideal, su implantación en laboratorio puede generar complicaciones importantes. En esta investigación se implantó un enfoque práctico que consiste en llevar a cabo una técnica de ensayo “híbrida”, en la cual el muro se ensaya en una configuración en voladizo pero los resultados medidos se ajustan en función de las rotaciones del muro al hacer parte del prototipo. A continuación se describe el procedimiento de ajuste de las deformaciones en el refuerzo, teniendo en cuenta la concentración de refuerzo en los elementos de borde y la rotación en el extremo superior de los muros.

Tabla 5-23. Comparación de las características del refuerzo en estudios similares

Referencia	Notas	H/l_w	A_{sb} (cm ²)	$A_{vw}^{(1)}$ (cm ²)	$A_{hw}^{(1),(2)}$ (cm ²)	K_{me} (%)
Barda <i>et al.</i> (1977)	Elementos de borde	0.25 - 1	11.4 - 39.6	4.5 - 8.5	2.0 - 9.3	8.2 - 27.3
Cárdenas <i>et al.</i> (1980)	---	1	11.9	9.9 - 29.7	8.6 - 13.5	29.4 - 55.6
Lefas <i>et al.</i> (1990)	---	1 - 2	3	5 - 7	2.5 - 7.4	45.5 - 53.8
Hidalgo <i>et al.</i> (2002)	Ensayo en doble curvatura	0.35 - 1.0 ⁽³⁾	6 - 12.7	1.7 - 4.0	1.5 - 11.4	8.7 - 22.1
Flores <i>et al.</i> (2007) y Sánchez (2010)	---	0.5 - 2 (1) ⁽⁴⁾	7.9 - 22.8	0.7 - 13.5	1.5 - 6.4	4.5 - 37.2 (4.5 - 9.8) ⁽⁴⁾
Gulec y Whittaker (2009, 2011)	Con y sin elementos de borde	0.35 - 0.7	4.5 - 9.0	3.6 - 10.8	1.7 - 10.1	16.6 - 54.4
Este estudio	---	1	5.1 - 15.8	0.4 - 3.6	0.8 - 4.3	3.8 - 10.1

Notas: ⁽¹⁾ No se incluyeron muros sin refuerzo vertical u horizontal en alma, ⁽²⁾ Área total de las barras horizontales del alma, ⁽³⁾ Cociente M/Vl_w , ⁽⁴⁾ Muros con características similares a los especímenes aquí reportados.

5.13.2.3 Ajuste de las deformaciones

En cuanto al refuerzo horizontal, se considera que los dos efectos mencionados anteriormente no modifican la magnitud de sus deformaciones y, por lo tanto, no se realizó ningún tipo de ajuste. Las deformaciones medidas en el refuerzo vertical de los elementos de borde y del alma del muro (ε') se modificaron utilizando la Ec. 5-45.

$$\varepsilon = \varepsilon' \times F_{Tm} \quad (5-45)$$

donde:

$$F_{Tm} = F_{Km} \times F_{Rm} \quad (5-46)$$

donde F_{Km} y F_{Rm} representan factores de ajuste por la concentración de refuerzo en los elementos de borde y por la rotación en el extremo superior de los muros, respectivamente. El factor F_{Km} se estimó tomando en cuenta que la deformación del refuerzo vertical del alma disminuye a medida que se incrementa la rigidez axial relativa del refuerzo vertical del muro. El factor F_{Rm} considera que la deformación del refuerzo vertical del alma aumenta con la rotación en el extremo superior del muro. Por lo tanto, para ajustar o extrapolar los valores medidos de deformación del refuerzo vertical al comportamiento real del prototipo, F_{Km} y F_{Rm} se calcularon a partir de las Ecs. 5-47 y 5-48, respectivamente.

$$F_{Km} = \frac{K_{mp}}{K_{me}} \quad (5-47)$$

$$F_{Rm} = \frac{R_{mp}}{R_{me}} \quad (5-48)$$

donde K_{me} representa la rigidez axial relativa del refuerzo vertical del alma respecto al refuerzo vertical en toda la sección transversal del muro ensayado en voladizo (Ec. 5-44). La rigidez K_{mp} está asociada al prototipo y se calcula de forma similar a K_{me} (Ec. 5-44), pero utilizando la configuración del refuerzo del muro dentro del prototipo de vivienda ($t_w = 10$ cm); es decir, para los muros con malla de alambre soldado ($\rho_h = \rho_v = 50\% \rho_{min}$), $A_{sb} \approx 4$ No. 3 y, para los muros con barras corrugadas ($\rho_h = \rho_v = \rho_{min}$), $A_{sb} \approx 4$ No. 4. Los parámetros R_{me} y R_{mp} representan las rotaciones medidas en el extremo superior del muro ensayado en voladizo y en el muro dentro del prototipo de vivienda, para el instante de tiempo en el que se alcanza la resistencia, respectivamente. Para estimar R_{mp} se utilizaron los resultados de modelos numéricos de ocho prototipos de vivienda de uno (1N) y dos niveles (2N) situados en diferentes zonas de la República Mexicana

(Apéndice G). Con el propósito de incluir la condición más desfavorable, se utilizaron los datos obtenidos para las viviendas ubicadas en la zona de amenaza sísmica con mayor peligro de acuerdo con las recomendaciones de la sección 3.1 de MDOC-CFE (2008) y diseñadas con un factor de comportamiento sísmico $Q = 2.5$. En la Figura 5-104 se muestran los resultados junto con la curva y la ecuación que representa la tendencia y la envolvente de los resultados para calcular R_{mp} . De acuerdo con la información anterior, para los muros aquí estudiados, el factor F_{Km} tomará valores mayores que uno, pues K_{mp} es mayor que K_{me} y, por lo tanto, F_{Km} incrementará las deformaciones del refuerzo vertical. En cambio, el factor F_{Rm} tomará valores menores que uno, pues R_{mp} es menor que R_{me} y, por lo tanto, F_{Rm} reducirá las deformaciones del refuerzo vertical en el prototipo.

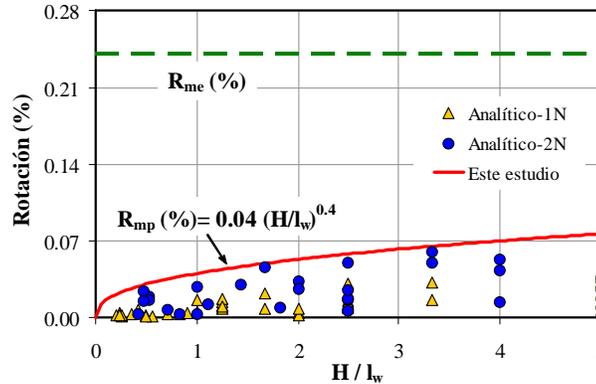


Figura 5-104. Rotación de muros en ensayo y en vivienda

De acuerdo con las Ecs. 5-47 y 5-48, los factores de ajuste F_{Km} y F_{Rm} se basan en un enfoque “elástico–lineal”. Tomando en cuenta que el refuerzo vertical en los elementos de borde de todos los especímenes exhibió comportamiento elástico durante todas las etapas de los ensayos, se considera aceptable la utilización del factor F_{Km} , el cual toma en cuenta la concentración de refuerzo en los elementos de borde de los muros. Para determinar íntegramente el factor F_{Rm} , el cual considera la rotación en el extremo superior de los muros, se tendría que incluir la redistribución de esfuerzos y deformaciones producto de la inelasticidad de los materiales del muro (acero y concreto), principalmente, en la estimación de las deformaciones del acero de refuerzo vertical del alma que registró fluencia. Para disminuir las incertidumbres asociadas a dicho efecto, el factor de ajuste F_{Rm} incluyó procedimientos que permiten estimar, de forma práctica y conservadora, las deformaciones del refuerzo vertical en el prototipo. Por ejemplo, R_{mp} se calculó utilizando la ecuación que representa la envolvente de los resultados analíticos (Figura 5-104) y, de esta manera, el factor F_{Rm} genera la estimación de las deformaciones verticales de forma segura. Adicionalmente, el enfoque “elástico–lineal” del factor F_{Rm} genera, en todos los casos que se indican en la Figura 5-105, que las deformaciones en el prototipo (ε') sean mayores o iguales que las deformaciones que se calcularían al incluir la inelasticidad de los materiales (ε_i).

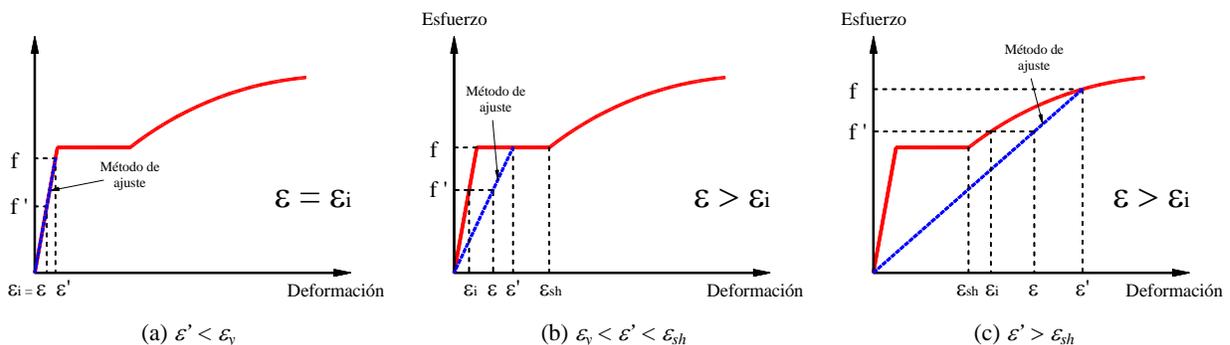


Figura 5-105. Modelo carga–desplazamiento propuesto

En la Tabla 5-24 se presentan los factores de ajuste de las deformaciones del refuerzo vertical en cada uno de los especímenes estudiados. Para los especímenes con aberturas se muestran los datos para tres segmento de muro: a) el segmento de muro ubicado en el lado *Este* de la puerta (Seg. 1), b) el segmento ubicado entre la puerta y la ventana (Seg. 2s) y, c) el segmento de muro ubicado en la parte inferior de la ventana (Seg. 2i). En las Tablas 5-25 y 5-26 se indican las deformaciones medidas en el refuerzo de los muros y las deformaciones ajustadas a las condiciones del prototipo de vivienda. Las deformaciones que se presentan en las tablas corresponden a aquéllas registradas en el momento que se alcanzó la resistencia de los muros. En el refuerzo del alma, las deformaciones fueron medidas en los deformímetros colocados sobre las diagonales. Para propósitos de diseño, se indican los cocientes entre la deformación promedio medida y la deformación de fluencia del acero de refuerzo determinada experimentalmente ($\varepsilon/\varepsilon_y \leq 1.0$). En las Figuras 5-106 y 5-107 se muestran las deformaciones verticales medidas (“Sin ajuste” y “Ajustadas”) e indicadas en las Tablas 5-25 y 5-26.

Tabla 5-24. Factores de ajuste para las deformaciones del refuerzo vertical

Tipo refuerzo	Muro	H/l_w	Ajuste por refuerzo en bordes			Ajuste por rotación			Total	
			K_{me} (%)	K_{mp} (%)	F_{Km}	R_{me} (%)	R_{mp} (%)	F_{Rm}	F_{Tm}	
Malla alambre soldado	MCN50mD	1.0	5.3	25.0	4.7	0.24	0.04	0.17	0.80	
	MCL50mD	1.0	5.3	25.0	4.7	0.24	0.04	0.17	0.80	
	MVN50mD	Seg. 1	2.63	3.8	7.9	2.1	0.24	0.06	0.24	0.51
		Seg. 2s	1.07	3.8	11.9	3.2	0.24	0.04	0.17	0.53
Seg. 2i		0.57	3.8	22.3	5.9	0.24	0.03	0.13	0.78	
Barras corrugadas	MCN100D	1.0	10.1	30.9	3.1	0.26	0.04	0.15	0.47	
	MCL100D	1.0	10.1	30.9	3.1	0.18	0.04	0.22	0.68	
	MVN100D	Seg. 1	2.63	6.5	8.6	1.3	0.29	0.06	0.20	0.27
		Seg. 2s	1.07	6.5	14.1	2.2	0.29	0.04	0.14	0.31
Seg. 2i		0.57	6.5	27.6	4.2	0.29	0.03	0.11	0.46	

Tabla 5-25. Deformación del acero de refuerzo en muros con malla de alambre soldado

Muro	H/l_w	F_{Tm}	$\varepsilon/\varepsilon_y$					
			ε'_b (1)	ε'_v (1)	ε_b (2)	ε_v (2)	ε_h (1)	
MCN50mD	1.0	0.80	0.48	0.48	0.38	0.39	0.71	
MCL50mD	1.0	0.80	0.48	0.60	0.36	0.48	0.88	
MVN50mD	Seg. 1	2.63	0.51	0.45	0.31	0.23	0.15	0.75
	Seg. 2s	1.07	0.53	0.39	0.31	0.21	0.17	0.71
	Seg. 2i	0.57	0.78	0.42	0.40	0.32	0.31	0.82
\bar{X}					0.30	0.30	0.78	
CV (%)					23.4	41.6	8.5	

Notas: (1) Utilizando la deformación medida en el muro ensayado en voladizo,

(2) Incluyendo el factor de ajuste por refuerzo en elementos de borde y por rotación (Ec. 5-45).

5.13.3 Eficiencia del refuerzo

En la Figura 5-108 se ilustran los datos indicados en las Tablas 5-25 y 5-26, junto con las tendencias observadas, en función de la relación de aspecto del muro y, la ubicación y orientación del refuerzo. Las observaciones principales de estas gráficas se presentan a continuación:

- La contribución del refuerzo a cortante en el alma está asociada fundamentalmente al refuerzo horizontal y, su eficiencia promedio fue igual a 78% para los muros reforzados con malla de alambre soldado y 86% para los muros con barras corrugadas.

Tabla 5-26. Deformación del acero de refuerzo en muros con barras corrugadas

Muro	H/l_w	F_{Tm}	$\varepsilon/\varepsilon_y$					
			ε'_b (1)	ε'_v (1)	ε_b (2)	ε_v (2)	ε_h (1)	
MCN100D	1.0	0.47	0.37	0.74	0.17	0.35	0.88	
MCL100D	1.0	0.68	0.30	0.70	0.20	0.47	0.79	
MVN100D	Seg. 1	2.63	0.27	0.45	0.64	0.12	0.17	0.79
	Seg. 2s	1.07	0.31	0.39	0.74	0.12	0.23	1.00
	Seg. 2i	0.57	0.46	0.51	0.67	0.24	0.31	0.86
			\bar{X}		0.17	0.30	0.86	
			CV (%)		26.8	34.2	8.9	

Notas: Similares a las de la Tabla 5-25.

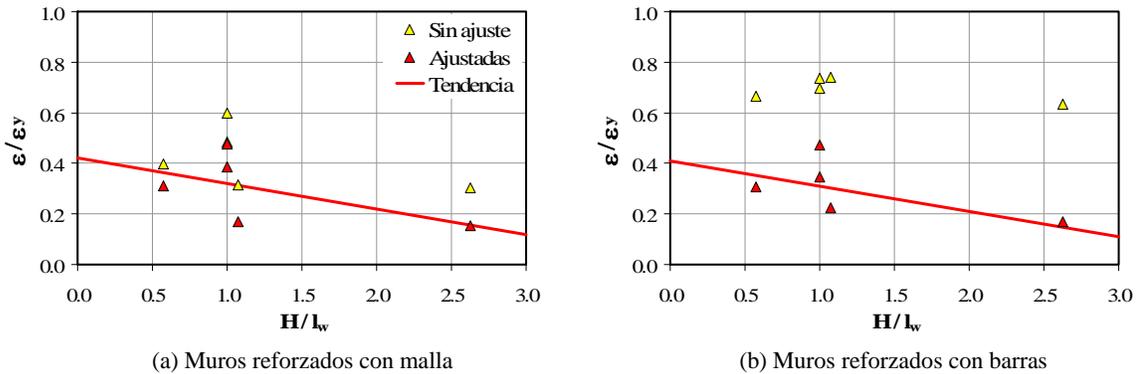


Figura 5-106. Deformaciones del refuerzo vertical del alma, en el modelo y en el prototipo

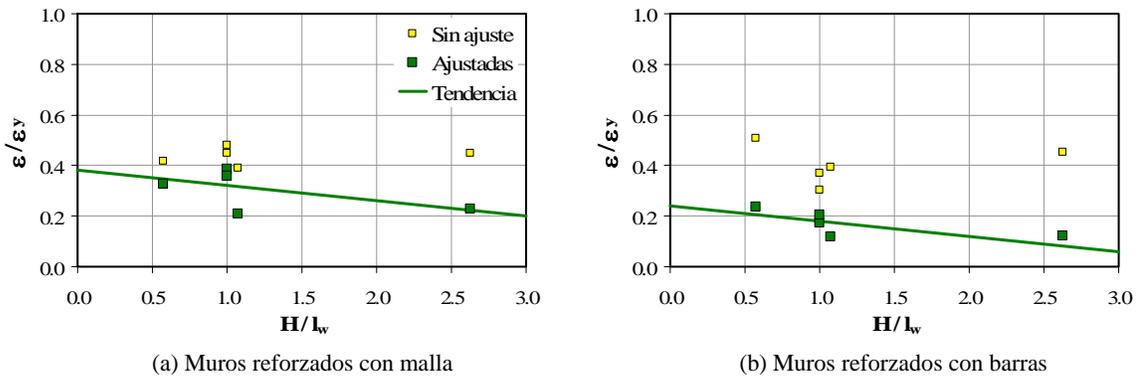


Figura 5-107. Deformaciones del refuerzo vertical de los bordes, en el modelo y en el prototipo

- La contribución del refuerzo horizontal del alma a la resistencia a cortante no depende de la relación de aspecto del muro (H/l_w). Los coeficientes de variación son bajos (8.5% y 8.9%, Tablas 5-25 y 5-26), aun cuando se incluyen los resultados de muros con cuatro valores de la relación de aspecto. En cuanto al valor promedio de su eficiencia, se observa que no todo el refuerzo horizontal en el alma alcanza la fluencia y que su magnitud depende de la cuantía y el tipo de refuerzo. En este caso, la eficiencia fue mayor en los muros con barras corrugadas reforzados con la cuantía mínima de refuerzo a cortante especificada en los reglamentos vigentes. En el Reglamento ACI-318 (2008), la contribución del refuerzo horizontal tampoco depende de H/l_w , pero contrario a los resultados observados, su eficiencia no depende de la cuantía y el tipo de refuerzo.
- Las deformaciones del refuerzo vertical en el alma del muro están asociadas principalmente con la distribución uniforme de grietas inclinadas y, tal como lo han reportado otros estudios, su eficiencia sí depende de la relación de aspecto del muro. La deformación es mayor para muros robustos y disminuye a

medida que aumenta la relación de aspecto. Los coeficientes de variación son altos (23.4% y 26.8%, Tablas 5-25 y 5-26), pues se incluyen resultados de muros con cuatro valores de la relación de aspecto. Al disminuir la relación de aspecto del muro, el ángulo de las grietas inclinadas también se reduce y, por lo tanto, la distribución “adecuada” (uniforme) del agrietamiento en el alma del muro aumenta a medida que el ángulo entre las barras/alambres verticales y las grietas inclinadas se acerca a 90°. De esta manera, sí es necesaria una cuantía mínima de refuerzo vertical distribuido en el alma, tal como lo recomienda el Reglamento ACI-318 (2008), la cual depende de la cuantía de refuerzo horizontal y la relación de aspecto del muro. Adicionalmente, en la Figura 5-108(c) se observa que la cuantía mínima de refuerzo vertical en el alma no depende notoriamente del tipo de refuerzo.

- En cuanto al refuerzo longitudinal en los bordes, su contribución está asociada fundamentalmente con la rotación del muro (resistencia a flexión) y su eficiencia disminuye al aumentar la relación de aspecto del muro.

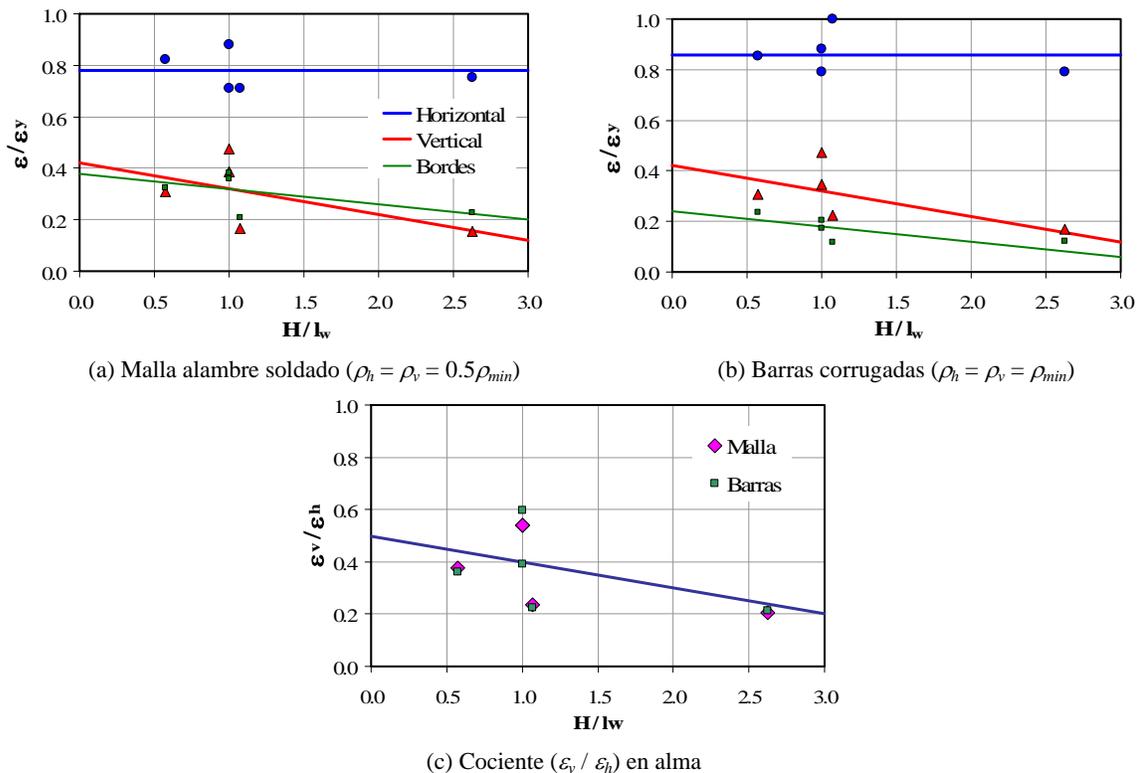


Figura 5-108. Deformación del acero de refuerzo

5.13.4 Contribución de la cuantía de refuerzo en el alma, a la resistencia a cortante

Aunque el tipo de refuerzo de los muros con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo a cortante (malla de alambre soldado) fue diferente al de los muros con el 100% de dicha cuantía (barras corrugadas), es posible cuantificar, de forma simplificada, el efecto de la cuantía de refuerzo horizontal en el alma sobre la capacidad resistente de los muros aquí estudiados. En la Tabla 5-27 se presentan los resultados del cociente entre los esfuerzos cortantes máximos de los muros con la cuantía mínima ($\tau_{1.0}$) y aquéllos de los muros con el 50% de la cuantía ($\tau_{0.5}$). No es necesario normalizar el esfuerzo cortante para realizar la comparación, ya que cada pareja de los muros ensayados de forma dinámica fue construida con el mismo tipo de concreto y, por lo tanto, es posible utilizar de forma directa el esfuerzo cortante máximo como parámetro de comparación. En las Figuras 5-109(a) y 5-110(a) y, en las Figuras 5-109(b) y 5-110(b) se presenta la comparación para los modelos con $H/l_w=1$ construidos con concretos de peso normal y peso ligero, respectivamente. En la Figura 5-111 se presenta la comparación de las curvas de histéresis para los modelos construidos con concreto de peso normal y con aberturas.

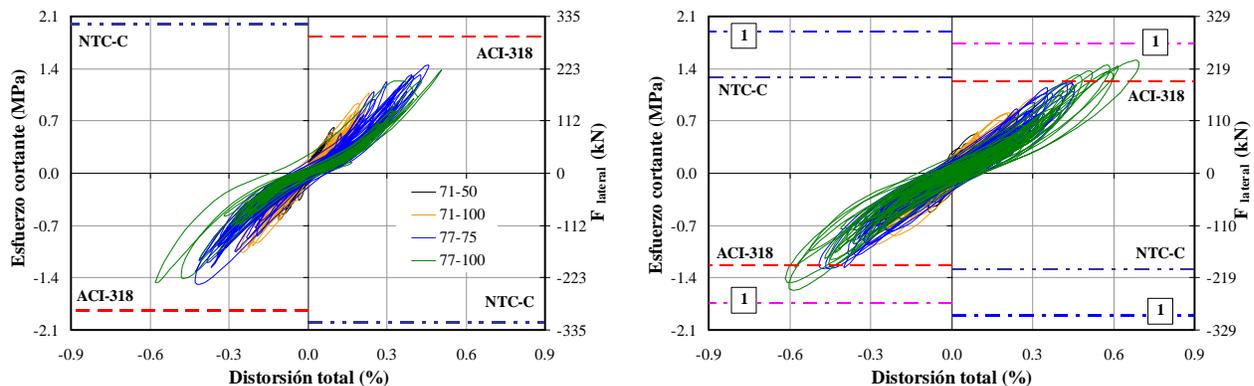
Tabla 5-27. Efecto de la cuantía de refuerzo horizontal en la capacidad resistente

Tipo de muro	τ_{max} MPa		$\tau_{1.0} / \tau_{0.5}$
	$\rho_h = \sim 100\% \rho_{min}^{(1)}$ (0.28 %)	$\rho_h = \sim 50\% \rho_{min}^{(1)}$ (0.11 %)	
	$\tau_{1.0}$	$\sim 50, \tau_{0.5}$	
Cuadrados, CN ⁽²⁾	1.70	1.47	1.16
Cuadrados, CL ⁽²⁾	1.60	1.53	1.04
Aberturas, CN ⁽²⁾	1.75	1.44	1.22
	\bar{X}		1.14
	CV (%)		6.3

Notas: ⁽¹⁾ Porcentaje de ρ_h respecto a la cuantía mínima a cortante estipulada en el Reglamento ACI-318 (2008),

⁽²⁾ CN = Concreto de peso Normal, CL = Concreto de peso Ligero.

Como se observa en la Tabla 5-27 y en las Figuras 5-109 a 5-111, la capacidad resistente de los muros $\tau_{1.0}$ y $\tau_{0.5}$ fue comparable. Es decir, al incrementar de 0.11% a 0.28% la cuantía de refuerzo horizontal en el alma de los muros, la resistencia aumentó, en promedio, 14% ($\bar{X} = 1.14$). En especímenes similares ensayados bajo carga lateral cuasi-estática se han observado tendencias similares cuando se utiliza refuerzo por medio de malla de alambre soldado (Flores *et al.*, 2007) y barras corrugadas (Sánchez, 2010). Por lo tanto, para viviendas construidas en zonas de amenaza sísmica baja o moderada, parece viable disminuir la cuantía mínima de refuerzo a cortante en el alma. Es importante mencionar que los valores de $\tau_{1.0}$ y $\tau_{0.5}$ no son directamente comparables entre sí, ya que el número de ciclos y los parámetros acumulados de distorsión y disipación de energía asociados a la resistencia en los muros $\tau_{0.5}$, son menores que en los muros $\tau_{1.0}$, pero al mismo tiempo, el efecto de dichos parámetros es mayor en los muros $\tau_{1.0}$. En el Capítulo 7 se analiza el efecto de los parámetros mencionados sobre la degradación de rigidez y resistencia de muros de concreto con las características aquí estudiadas.



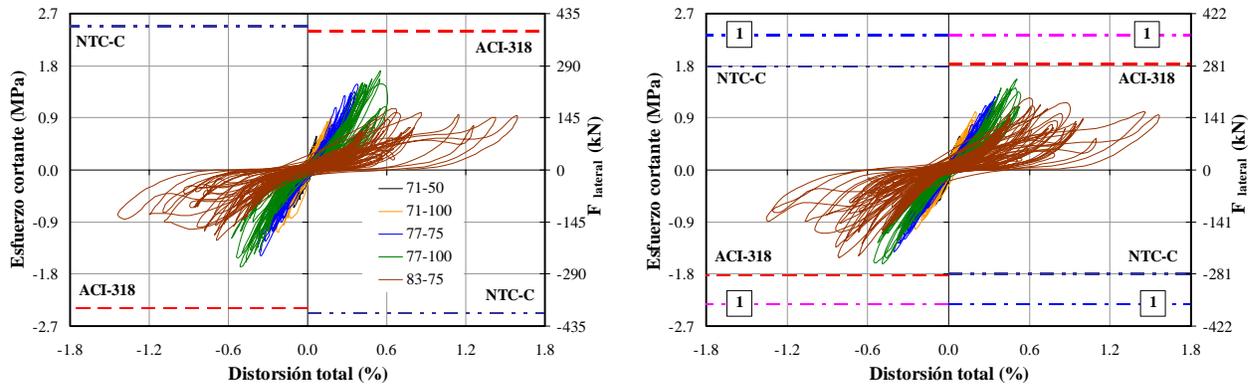
(a) Concreto de peso Normal (MCN50mD)

(b) Concreto de peso Ligero (MCL50mD)

Figura 5-109. Curvas de histéresis de los modelos cuadrados con malla de alambre soldado

5.13.5 Efecto del tipo de refuerzo en el alma sobre el desplazamiento

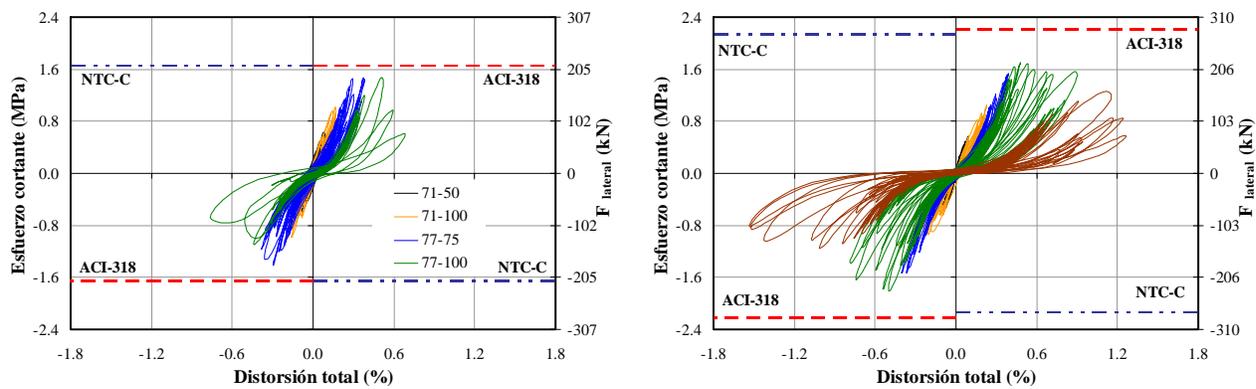
Si se acepta que la cuantía de refuerzo a cortante no afecta considerablemente la capacidad de desplazamiento (Sánchez, 2010), es posible comparar y cuantificar el efecto del tipo de refuerzo en el alma sobre la capacidad de desplazamiento de los muros estudiados. En la Tabla 5-28 se presentan los resultados del cociente entre la distorsión asociada al estado límite último de los muros reforzados a cortante en el alma con la cuantía mínima por medio de barras corrugadas ($R_{u-barra}$) y, la distorsión asociada al estado límite último de los muros con el 50% de la cuantía mínima por medio de malla de alambre soldado ($R_{u-malla}$). Como se indicó en la sección 2.2.3, el estado límite último está asociado a una disminución de resistencia del 20% respecto a la máxima alcanzada.



(a) Concreto de peso Normal (MCN100D)

(b) Concreto de peso Ligero (MCL100D)

Figura 5-110. Curvas de histéresis de los modelos cuadrados con barras convencionales



(a) Malla de alambre soldado (MVN50mD)

(b) Barras corrugadas (MVN100D)

Figura 5-111. Curvas de histéresis de los modelos con concreto de peso normal y con aberturas

Tabla 5-28. Efecto del tipo de refuerzo en la capacidad de desplazamiento

Tipo de muro	Distorsión última, R_u		$R_{u-barra} / R_{u-malla}$
	Barras, $R_{u-barra}^{(1)}$	Malla, $R_{u-malla}^{(2)}$	
Cuadrados, CN ⁽³⁾	0.58	0.54	1.06
Cuadrados, CL ⁽³⁾	0.73	0.65	1.12
Aberturas, CN ⁽³⁾	0.82	0.44	1.85
		\bar{X}	1.34
		CV (%)	26.9

Notas: ⁽¹⁾ Cuantía mínima de refuerzo a cortante, ⁽²⁾ 50% de la cuantía mínima de refuerzo a cortante,

⁽³⁾ CN = Concreto de peso Normal, CL = Concreto de peso Ligero.

En la Tabla 5-28 se observa que la distorsión última de los muros con barras corrugadas es, en promedio, 34% mayor que la distorsión última de los muros con malla de alambre soldado ($\bar{X}=1.34$). Como se describió en las secciones 5.8.3, 5.9.3 y 5.11.3, los muros reforzados con barras corrugadas experimentaron demandas de distorsión considerablemente mayores que las distorsiones en los muros reforzados con malla de alambre soldado, pero la tasa de degradación de resistencia fue elevada. Los especímenes con malla de alambre soldado reportados por Flores *et al.* (2007), presentaron resistencias similares a los especímenes reforzados con barras corrugadas con las mismas cuantías; sin embargo, estos modelos también exhibieron menor capacidad de desplazamiento inelástico. Como se observa en la Tabla 5-28, en algunos casos las diferencias entre las capacidades de desplazamiento último no son significativas y, por lo tanto, la utilización de la malla de alambre soldado como refuerzo debe estar limitada a zonas donde las demandas de desplazamiento no son una preocupación importante durante el proceso de diseño.

5.14 Efecto del tipo de concreto

Para los muros construidos con concreto de peso ligero, los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008) incluyen un factor de reducción que toma en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso ligero, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión, λ (Ecs. 2-4 y 2-18). De acuerdo con el ACI-318 (2008), el factor toma en cuenta que, para demandas de desplazamiento elevadas, la degradación de resistencia del concreto ligero es mayor que la del concreto de peso normal. No obstante, en el Capítulo 7 no se observaron diferencias significativas entre la degradación de rigidez y resistencia entre muros con concretos de peso normal y peso ligero. Adicionalmente, en la ecuación propuesta por el ACI-318 (Ec. 2-17), se supone que la resistencia promedio a la tensión del concreto de peso normal, f_t , es aproximadamente igual a $0.56\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.78\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm²); sin embargo, éste valor difiere significativamente de la relación determinada a partir de los ensayos del concreto de peso normal empleado en la construcción de los modelos estudiados ($0.42\sqrt{f_c'}$ en MPa, $1.30\sqrt{f_c'}$ en kgf/cm²) (Tabla 4-18).

Para evaluar la efectividad del factor λ en los concretos utilizados en esta investigación, se compararon las resistencias a cortante medidas con aquéllas calculadas utilizando las Normas NTC-C (2004) y el capítulo 21 del Reglamento ACI-318 (2008). Las resistencias se calcularon utilizando las propiedades probables de los materiales y las dimensiones reales del muro y, por lo tanto, no se incluyeron los factores de reducción de resistencia. La comparación se efectuó a partir de las curvas de histéresis medidas en términos del esfuerzo cortante (o fuerza lateral) y la distorsión total. En la Figuras 5-109 y 5-110 se presentan los resultados para los muros con $H/l_w=1$ reforzados con malla de alambre soldado y con barras corrugadas, respectivamente. En cuanto a la predicción de resistencia, se observa en las gráficas que las resistencias calculadas con los dos reglamentos son notoriamente similares. En cuanto a la respuesta medida, se observa que el comportamiento de los modelos con concretos de peso normal y peso ligero fue, en general, comparable. Sin embargo, el cociente entre la resistencia medida y calculada es significativamente diferente para los dos modelos. Por ejemplo, los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008) sobrestiman la capacidad resistente de los modelos construidos con concreto de peso normal (MCN50mD y MCN100D), pero hacen una estimación acertada (un poco subestimada) para el modelo con concreto de peso ligero y malla de alambre soldado (MCL50mD) y, una predicción un poco sobrestimada para el modelo con concreto de peso ligero y barras corrugadas (MCL100D). Como se discute en el Capítulo 7, el efecto del número de ciclos y los parámetros acumulados de distorsión y energía tienen efecto más pronunciado sobre la degradación de resistencia en muros con falla combinada de tensión y compresión diagonal, que en los muros con falla por tensión diagonal. Cuando no se tiene en cuenta el factor de modificación de la resistencia del concreto de peso ligero ($\lambda = 1.0$), se obtienen las resistencias indicadas por la línea "1" de las Figuras 5-109(b) y 5-110(b). De esta manera, el cociente entre la resistencia medida y calculada es similar para los modelos con concretos de peso normal y peso ligero y, por lo tanto, la resistencia calculada es congruente con el comportamiento comparable observado entre los modelos. Teniendo en cuenta lo anterior, para el concreto de peso ligero empleado en la construcción de los modelos aquí estudiados, no parece adecuado incluir el factor de modificación λ en la ecuación de estimación de resistencia de los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008).

En la Figura 5-111 se presentan los resultados para los modelos con concreto de peso normal y con aberturas. De modo similar a los modelos con $H/l_w=1$ construidos con concretos de peso normal y peso ligero (para $\lambda = 1.0$), las Normas NTC-C (2004) y el capítulo 21 de ACI-318 (2008) sobreestiman la capacidad resistente de muros con aberturas. Por lo tanto, es necesario desarrollar un modelo para estimar la capacidad de resistencia y desplazamiento en muros con las características aquí estudiadas. Por ejemplo, en las ecuaciones de predicción de resistencia se debe incluir implícitamente el efecto de la baja resistencia de todos los tipos de concreto empleados. Para que la resistencia calculada sea cercana pero menor que la resistencia medida, en algunos casos, como el que se muestra en la Figura 5-110(b), la magnitud del efecto de la baja resistencia del concreto probablemente tendrá que ser mayor que la asociada al factor λ .

5.15 Resumen y discusión de resultados

En este capítulo se han presentado los resultados de la respuesta de los especímenes ensayados en mesa vibradora. Asimismo, se desarrollaron las ecuaciones dinámicas entre la mesa vibradora y el dispositivo especialmente diseñado para los ensayos. En general, el comportamiento de los especímenes se explicó a partir de la descripción del daño y del mecanismo de falla, del estudio de las curvas de histéresis, del cálculo de los componentes de deformación, del análisis de la variación de las frecuencias naturales de vibración durante los ensayos de los modelos, del estudio de las deformaciones en el acero de refuerzo y de los índices de agrietamiento. A continuación se presentan las observaciones principales y se discuten los resultados.

5.15.1 Agrietamientos previos al ensayo

- En todos los modelos se observaron grietas inclinadas previas al ensayo, principalmente en las esquinas de los muros, causadas especialmente por la contracción del concreto y probablemente, durante el montaje de los modelos en la plataforma de la mesa. De acuerdo con su ubicación e inclinación, el fenómeno fue acelerado por la restricción que produjo la concentración del refuerzo longitudinal en los elementos de borde del muro, el cual se dispuso para evitar la falla por flexión y así obligar a la falla por cortante. En todos los modelos, dichas grietas no se prolongaron apreciablemente durante la aplicación de los registros sísmicos y su anchura inicial fue menor que 0.05 mm.
- En tres modelos (MCN100D, MVN100D y MVN50mD), se observaron algunas grietas horizontales previas al ensayo, las cuales se extendieron a lo largo del refuerzo horizontal en el alma del muro (barras o alambres). En los modelos MVN100D y MVN50mD, dichas grietas no se prolongaron apreciablemente durante la aplicación de los registros sísmicos y su anchura inicial fue menor que 0.05 mm. Sin embargo, en el modelo MCN100D se observó una grieta horizontal que afectó la evolución del daño, ya que ésta dificultó la prolongación de grietas inclinadas en el alma del muro. Es probable que dichas grietas se hayan generado porque los separadores de refuerzo no facilitaron el colado del concreto en estas zonas y, de esta manera, los separadores hayan tenido implicaciones sobre la adherencia de las barras de refuerzo del alma del muro.

5.15.2 Agrietamiento residual

- Al analizar los parámetros del agrietamiento residual (anchura máxima e índice de agrietamiento), se observó que no existen diferencias significativas en los muros reforzados con malla de alambre soldado y barras corrugadas. Por lo tanto, la separación, el diámetro y el tipo de refuerzo a cortante en el alma, no afectan considerablemente el agrietamiento residual en muros de concreto con las características estudiadas. De acuerdo con lo anterior, se considera que las modificaciones en la separación del refuerzo de los modelos respecto a la ley de similitud empleada, especialmente en los muros con barras corrugadas, no tuvieron efectos importantes en la respuesta de los modelos.
- A partir de un análisis de regresión no-lineal se obtuvieron ecuaciones que permiten estimar la anchura máxima de grietas residuales y el índice de agrietamiento residual para un valor de distorsión determinado.

5.15.3 Modos de falla

- En los modelos con refuerzo a cortante en el alma utilizando malla de alambre soldado, la falla estuvo asociada a la tensión diagonal. Por ejemplo, en los muros con relación de aspecto igual a uno, después de aumentar el agrietamiento inclinado en el alma del muro, se presentó la falla súbita debido a la fractura simultánea de los alambres de la malla a lo largo de una de las grietas inclinadas aproximadamente a 45°, extendida entre los extremos del muro. En el modelo con aberturas se observó un tipo de falla similar, es decir, fractura de los alambres de la malla y, agrietamiento severo y pérdida del recubrimiento del

concreto en los sitios extremos desde donde se extendieron las grietas inclinadas. Sin embargo, en este modelo, la fractura de los alambres no se presentó de forma simultánea en los dos segmentos de muro.

- En los modelos con refuerzo a cortante en el alma utilizando barras corrugadas se presentó una falla combinada de tensión y compresión diagonal. En los muros con relación de aspecto igual a uno se observó agrietamiento diagonal severo y fluencia de algunas barras de refuerzo colocadas en el alma del muro. El agrietamiento diagonal se observó especialmente en el extremo superior del alma de los muros; en esta zona, las grietas inclinadas penetraron en la esquina de los elementos de borde y se originó el desprendimiento de bloques de concreto. En el modelo con aberturas, este tipo de daño se concentró en la parte superior del segmento de muro No. 1 y, significativamente entre la puerta y la ventana del segmento de muro No. 2.
- Aunque el modo de falla de los especímenes similares ensayados bajo carga lateral cíclica fue comparable, en los especímenes ensayados de forma dinámica se presentó menor agrietamiento en el alma de los muros. En el Capítulo 7 se estudian las causas de dichas diferencias.

5.15.4 Comportamiento histerético

- En los modelos con relación de aspecto igual a uno, los ciclos histeréticos fueron característicos de muros de concreto de baja altura sometidos a acciones dinámicas y comportamiento controlado por cortante. Cuando el refuerzo a cortante en el alma estuvo formado por malla de alambre soldado, la porción inelástica de la curva fue casi inexistente, dada la capacidad limitada de deformación de este refuerzo (malla de alambre soldado). Es decir, la resistencia se alcanzó casi simultáneamente con la capacidad máxima de desplazamiento del modelo, revelando valores de demanda de distorsión cercanos a 0.5 % y 0.6 %, para los muros con concretos de peso normal y peso ligero, respectivamente. Por lo tanto, el estado límite último estuvo asociado a una disminución de resistencia menor que 20%. Aunque el fenómeno de estrangulamiento de los ciclos de histéresis fue evidente, especialmente en el muro con concreto de peso normal, los lazos fueron aproximadamente simétricos y estables durante todas las etapas del ensayo.
- Cuando el refuerzo a cortante en el alma de los muros con relación de aspecto igual a uno estuvo formado por barras corrugadas, la porción del comportamiento inelástico de la curva fue importante. Sin embargo, una vez alcanzada la resistencia del modelo, la tasa de degradación de resistencia fue considerable, especialmente en el muro con concreto de peso normal. Los ciclos de histéresis fueron simétricos y estables sólo hasta una demanda de distorsión cercana a 0.5%; para valores mayores, el fenómeno de estrangulamiento de los ciclos de histéresis fue evidente. A pesar de que se registraron demandas de distorsión cercanas a 1.5%, para dichos niveles, la degradación de resistencia fue muy elevada; de 47% y 36% para los muros con concretos de peso normal y peso ligero, respectivamente.
- En los modelos con aberturas, aunque el fenómeno de estrangulamiento de los ciclos de histéresis fue importante, también se observó la contribución del modo de flexión en la respuesta global de los modelos. Tal como se esperaba, los lazos de histéresis no fueron simétricos debido a la configuración y ubicación de los segmentos de los muros. A diferencia del muro con relación de aspecto igual a uno, en el muro con aberturas y con refuerzo a cortante en el alma utilizando malla de alambre soldado, se alcanzó a registrar la porción descendente de la curva de histéresis. Lo anterior se originó dado que la falla súbita de la malla de alambre soldado no se presentó de forma simultánea en los dos segmentos del muro. Sin embargo, aunque la redundancia estructural tiene efecto positivo en los muros reforzados con malla de alambre soldado, la capacidad de desplazamiento es aún limitada y está controlada por la fractura frágil de los alambres de la malla.
- Cuando el refuerzo a cortante en el alma de los muros con aberturas estuvo formado por barras corrugadas, la porción del comportamiento inelástico fue superior que la del muro reforzado con malla de alambre soldado; además, los ciclos de histéresis fueron mucho más estables para distorsiones mayores que las asociadas al esfuerzo cortante máximo. A diferencia de los muros con relación de aspecto igual a uno, la tasa de degradación de resistencia fue menos pronunciada. Esto se debe, principalmente, a la interacción del comportamiento de los dos segmentos de muro, ya que un segmento estuvo controlado principalmente por el cortante y el otro, por la interacción del cortante y la flexión. Por lo tanto,

nuevamente el efecto de la redundancia jugó un papel importante en el comportamiento global del modelo.

5.15.5 Modos de deformación

- En la Tabla 5-29 se muestran las contribuciones de cada modo de deformación a la distorsión total promedio, para el registro durante el cual se alcanzó el estado límite de resistencia. Para los muros con relación de aspecto igual a uno, se observó que la respuesta estuvo siempre controlada por cortante. En los muros con refuerzo a cortante en el alma utilizando malla de alambre soldado, se observó que la contribución relativa de cada modo no varió significativamente con la distorsión. En cambio, en los muros con refuerzo a cortante en el alma utilizando barras corrugadas, la contribución del cortante aumentó a medida que se incrementó la demanda de desplazamiento, pero las contribuciones de la flexión y del deslizamiento disminuyeron.
- En los muros con aberturas se observó que la respuesta global no estuvo controlada exclusivamente por cortante. Tal como se esperaba, para el segmento de muro No. 1 (lado *Este* de la puerta), la contribución del modo de flexión jugó un papel importante en la respuesta del segmento, especialmente para demandas de distorsión menores que 0.2%. Para el segmento de muro No. 2 (entre la puerta y la ventana), el comportamiento fue similar al de los muros con relación de aspecto igual a uno, es decir, la contribución del modo de cortante jugó un papel importante en todas las etapas del ensayo.

Tabla 5-29. Componentes de distorsión para el estado límite de resistencia

Muro		Cortante alma, %	Deslizamiento, %	Flexión, %
MCN50mD		55	9	36
MCL50mD		72	7	21
MCN100D		75	8	17
MCL100D		73	5	22
MVN50mD	Seg. 1	56	8	36
	Seg. 2	76	2	22
MVN100D	Seg. 1	72	6	22
	Seg. 2	92	2	6

5.15.6 Frecuencias naturales de vibración

- A pesar de que durante el diseño de los ensayos dinámicos se tuvo en cuenta el 75% de la inercia bruta y el 75% del área de cortante de las secciones de concreto de los especímenes ($0.75I_g$ y $0.75A_c$), la frecuencia inicial en todos los muros fue menor que la frecuencia teórica objetivo (10 Hz, 0.10 s). Por lo tanto, el efecto del agrietamiento inicial causado por la contracción del concreto pudo haber sido relevante en la reducción de la rigidez. Tal como se esperaba, la frecuencia natural disminuyó con el aumento de distorsión, es decir, con la reducción de rigidez originada por la excitación sísmica. Adicionalmente, se observó que sólo un leve incremento en el daño originó reducción considerable de la frecuencia natural del espécimen. En cuanto al factor de amortiguamiento efectivo, su magnitud aumentó levemente con la distorsión.
- En la Tabla 5-30 se muestra el cociente (en porcentaje) entre la frecuencia natural de vibración y la frecuencia inicial ($f/f_{inicial}$) y, el factor de amortiguamiento efectivo (ζ_{eq}), para la distorsión asociada a la resistencia máxima, R_{max} . Como se observa en la tabla, para el estado límite de resistencia, el promedio de los cocientes $f/f_{inicial}$ y del factor de amortiguamiento efectivo (ζ_{eq}), fueron iguales a 56% y 8.3%, respectivamente.

Tabla 5-30. Frecuencias de vibración y factores de amortiguamiento para el estado límite de resistencia (R_{max})

Muro	$f / f_{inicial}$ (%)	ζ_{eq} (%)
MCN50mD	55	7.2
MCL50mD	61	8.7
MCN100D	52	8.5
MCL100D	54	7.7
MVN50mD	56	9.4
MVN100D	56	8.1
\bar{X}	56	8.3
CV (%)	4.9	8.3

Notas: \bar{X} = media aritmética, CV = coeficiente de variación.

5.15.7 Contribución del acero de refuerzo

5.15.7.1 Tendencias generales

- El refuerzo longitudinal y transversal (estribos) de los modelos exhibió esencialmente un comportamiento elástico durante las etapas de los ensayos.
- En el refuerzo del alma de los muros, la fluencia se registró en los deformímetros colocados cerca de las grietas inclinadas. Por ejemplo, en los muros reforzados con malla de alambre soldado, la fluencia se registró en los deformímetros colocados cerca de la grieta sobre la cual se fracturaron los alambres de la malla y luego se generó la falla de los modelos. En los muros con relación de aspecto igual a uno y reforzados con barras corrugadas, la fluencia de las barras horizontales se registró en los deformímetros colocados en la parte central del alma; en las barras verticales se registró específicamente en los deformímetros colocados en la parte media superior donde se concentró el daño de dichos modelos.
- En todos los modelos, la fluencia siempre inició y se concentró en las barras de refuerzo horizontal. Sin embargo, de forma similar a los muros ensayados bajo carga lateral cíclica (Sánchez, 2010), se observó que la distribución de la fluencia del refuerzo horizontal a lo largo de las diagonales varió en la altura del muro y, que no todo el refuerzo horizontal alcanzó la fluencia en el momento que se registró el cortante máximo resistente. En general, la fluencia del refuerzo horizontal sobre las diagonales se concentró en las zonas donde se generaron las grietas inclinadas; es decir, en la altura media de los modelos con relación de aspecto igual a uno y en la altura media superior del segmento No. 2 de los modelos con aberturas.
- Las deformaciones en el refuerzo vertical se ajustaron teniendo en cuenta las características reales de los muros dentro del prototipo de vivienda, en comparación con las características de los muros de ensayo; es decir, se consideró la concentración del refuerzo en los elementos de borde y la rotación en el extremo superior de los muros. En el primer caso, el ajuste se originó por la concentración de una cantidad importante de refuerzo en los elementos de borde, el cual se diseñó sólo con el propósito de impedir que se presentara una falla por flexión, diferente de la falla de cortante que gobierna el comportamiento de los muros en las viviendas. En el segundo caso, el ajuste consideró el incremento significativo de la rotación de la sección superior de los muros durante el ensayo, en comparación con la rotación de los muros dentro del prototipo de vivienda.
- Cuando se dificulta reproducir rigurosamente las condiciones del prototipo sobre los especímenes de ensayo, es absolutamente necesario ajustar los resultados medidos de acuerdo con las condiciones reales del prototipo. Asimismo, se debe tener precaución al utilizar, de forma directa, los resultados reportados en la literatura, ya que cada estudio experimental involucra suposiciones particulares de acuerdo con las limitaciones de ensayo y las características del prototipo que representan. En el caso específico de los muros de concreto aquí estudiados, se deben manejar con cautela los datos reportados de deformación del refuerzo vertical, pues en la mayoría de los estudios experimentales que se reportan en la literatura, el prototipo corresponde a edificios altos o de mediana altura, en los cuales, la magnitud de las deformaciones del refuerzo vertical podría ser mayor que las medidas en los muros estudiados.

5.15.7.2 Eficiencia del refuerzo

- La contribución del refuerzo a cortante en el alma estuvo asociada fundamentalmente al refuerzo horizontal y su eficiencia promedio fue igual a 78% para los muros reforzados con malla de alambre soldado y 86% para los muros con barras corrugadas. Adicionalmente, se observó que dicha contribución no depende significativamente de la relación de aspecto del muro. En cuanto al valor promedio de su eficiencia, se observó que no todo el refuerzo horizontal en el alma alcanzó la fluencia y que su magnitud depende de la cuantía y el tipo de refuerzo. En este caso, la eficiencia fue mayor en los muros con barras corrugadas reforzados con la cuantía mínima de refuerzo a cortante especificada en los reglamentos vigentes. En el Reglamento ACI-318 (2008), la contribución del refuerzo horizontal tampoco depende de la relación de aspecto, pero contrario a los resultados observados, su eficiencia no depende de la cuantía y el tipo de refuerzo.
- Las deformaciones del refuerzo vertical en el alma del muro están asociadas principalmente con la distribución uniforme de grietas inclinadas y, tal como lo han reportado otros estudios, su eficiencia sí depende de la relación de aspecto del muro; es decir, la deformación es mayor para muros robustos y disminuye a medida que aumenta la relación de aspecto. Por ejemplo, al disminuir la relación de aspecto del muro, el ángulo de las grietas inclinadas también se reduce y, por lo tanto, la distribución “adecuada” (uniforme) del agrietamiento en el alma del muro aumenta a medida que el ángulo entre las barras/alambres verticales y las grietas inclinadas se acerca a 90°. De esta manera, sí es necesaria una cuantía mínima de refuerzo vertical distribuido en el alma, tal como lo recomienda el Reglamento ACI-318 (2008), la cual depende de la cuantía de refuerzo horizontal y la relación de aspecto del muro. Adicionalmente, se observó que la cuantía mínima de refuerzo vertical en el alma no depende notoriamente del tipo de refuerzo.
- En cuanto al refuerzo longitudinal en los bordes, su contribución está asociada fundamental con la rotación del muro (resistencia a flexión) y su eficiencia disminuye al aumentar la relación de aspecto del muro.

5.15.7.3 Contribución de la cuantía y el tipo de refuerzo

- Al incrementar de 0.11% a 0.28% la cuantía de refuerzo horizontal en el alma de los muros, se presentó un aumento de la capacidad resistencia cercana al 14%. En especímenes similares ensayados bajo carga lateral cuasi-estática, se han observado tendencias similares cuando se utiliza refuerzo por medio de malla de alambre soldado (Flores *et al.*, 2007) y barras corrugadas (Sánchez, 2010). Por lo tanto, para viviendas construidas en zonas de amenaza sísmica baja o moderada, parece viable disminuir la cuantía mínima de refuerzo a cortante en el alma.
- Se observó que la distorsión última de los muros con barras corrugadas es, en promedio, 34% mayor que la distorsión última de los muros con malla de alambre soldado. Los muros reforzados con barras corrugadas experimentaron demandas de distorsión considerablemente mayores que las distorsiones en los muros reforzados con malla de alambre soldado, pero la tasa de degradación de resistencia fue elevada. Los especímenes con malla de alambre soldado reportados por Flores *et al.* (2007), presentaron resistencias similares a los especímenes reforzados con barras corrugadas con las mismas cuantías; sin embargo, estos modelos también exhibieron menor capacidad de desplazamiento inelástico. En algunos casos, las diferencias entre las capacidades de desplazamiento último no son significativas y, por lo tanto, la utilización de la malla de alambre soldado como refuerzo debe estar limitada a zonas donde las demandas de desplazamiento no son una preocupación importante durante el proceso de diseño.
- En el Capítulo 6 se desarrolla un modelo de predicción de resistencia y se analiza la contribución y eficiencia del refuerzo en el mecanismo de resistencia a cortante de muros de concreto para vivienda de baja altura.

5.15.8 Efecto del tipo de concreto

- Para los muros construidos con concreto de peso ligero, los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008) incluyen un factor de reducción que toma en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso ligero, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión. El factor toma en

cuenta que, para demandas de desplazamiento elevadas, la degradación de resistencia del concreto ligero es mayor que la del concreto de peso normal. No obstante, en el Capítulo 7 no se observaron diferencias significativas entre la degradación de rigidez y resistencia entre muros con concretos de peso normal y peso ligero. Adicionalmente, la resistencia promedio a la tensión del concreto de peso normal que se supone en el ACI-318, difiere significativamente de la relación determinada a partir de los ensayos del concreto de peso normal empleado en la construcción de los modelos estudiados.

- Se observó que aunque el comportamiento de los modelos con concretos de peso normal y peso ligero fue, en general, comparable, el cociente entre la resistencia medida y calculada es evidentemente diferente para los dos modelos. Por ejemplo, los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008) sobrestiman la capacidad resistente de los modelos construidos con concreto de peso normal, pero hacen una estimación relativamente aceptable para los modelos construidos con concreto de peso ligero. Cuando no se tiene en cuenta el factor de modificación de la resistencia del concreto de peso ligero, el cociente entre la resistencia medida y calculada es similar para los modelos con concretos de peso normal y peso ligero y, por lo tanto, la resistencia calculada es congruente con el comportamiento comparable observado entre los modelos. Teniendo en cuenta lo anterior, para el concreto de peso ligero empleado en la construcción de los modelos aquí estudiados, no parece adecuado incluir el factor de modificación en la estimación de resistencia.
- Es necesario desarrollar un modelo para estimar la capacidad de resistencia y desplazamiento en muros con las características aquí estudiadas. Por ejemplo, en las ecuaciones de predicción de resistencia se debe incluir implícitamente el efecto de la baja resistencia de todos los tipos de concreto empleados. Para que la resistencia calculada sea cercana pero menor que la resistencia medida, en algunos casos la magnitud del efecto de la baja resistencia del concreto, probablemente tendrá que ser mayor que el asociado al factor de reducción del concreto de peso ligero que se especifica en los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008). En el Capítulo 6 se evalúa la bondad de las metodologías disponibles y se desarrolla un modelo de predicción de resistencia y desplazamiento en muros con las características aquí estudiadas.

5.15.9 Efecto del dispositivo de ensayo

- Cuando se utiliza un dispositivo de masa inercial por deslizamiento, además de incluir la fuerza de fricción en la ecuación de movimiento, se debe extraer el amortiguamiento inducido por el dispositivo, del amortiguamiento viscoso equivalente en el espécimen. Si el nivel de fricción del dispositivo es alto, se introduce fuerte amortiguamiento en la respuesta de los modelos y, por lo tanto, se genera un factor de amplificación dinámico significativamente menor. Sin embargo, al comparar el valor máximo del factor de amortiguamiento inducido por el dispositivo utilizado (0.30%), con el valor mínimo del factor de amortiguamiento medido en los ensayos de los especímenes (5.7%), se comprobó que la modificación de la respuesta de los especímenes a causa del amortiguamiento que introduce el dispositivo fue casi irrelevante; es decir, en el peor de los casos, el amortiguamiento introducido por el dispositivo fue equivalente al 5% del amortiguamiento del modelo.
- El aumento de las deformaciones del acero en el extremo superior de las barras fue originado principalmente por el método de transmisión de fuerza inercial utilizado durante el ensayo de los modelos. Dado que las rótulas del dispositivo permiten la rotación de la viga de carga, el ángulo de aplicación de fuerza inercial respecto a la horizontal no siempre es cero y, por lo tanto, se genera una componente de carga vertical en dicho punto de aplicación de carga. Esta es la razón principal por la cual el daño de los muros se incrementó en las esquinas superiores y no en las inferiores donde converge la compresión diagonal y la compresión por flexión. Por lo tanto, para el diseño de los muros que se ensayen utilizando el dispositivo, se debe incluir dicho incremento de fuerza de tensión en los elementos de borde, lo cual resultará en un mejor confinamiento y anclaje del refuerzo en las esquinas superiores del muro. El efecto del incremento de rotación a causa del dispositivo se incluyó a partir del factor de ajuste de rotación.

6 PREDICCIÓN DE LA CAPACIDAD Y RECOMENDACIONES PARA DISEÑO

6.1 *Introducción*

En este capítulo se presentan los parámetros principales para diseño sísmico de muros de concreto para viviendas de baja altura y se proponen recomendaciones para el diseño sísmico desde un punto de vista de reglamentos de construcción. Inicialmente, se describe la metodología de diseño sísmico basada en desempeño y se señalan las diferencias con los reglamentos tradicionales. Luego, se desarrolla un modelo envolvente de predicción de resistencia y desplazamiento, el cual se calibró con los resultados experimentales de los muros aquí estudiados, junto con especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica en etapas preliminares del proyecto. El modelo propuesto se planteó de tal manera que pueda ser utilizado tanto en procedimientos de diseño basados en resistencia o en desempeño, así como en el desarrollo de modelos histeréticos. Asimismo, se evalúa la predicción de la envolvente del comportamiento utilizando las metodologías disponibles en la literatura. Posteriormente, se presentan recomendaciones para estimar el periodo de vibración, el factor de comportamiento sísmico y se especifican indicadores de desempeño (distorsiones permisibles de entrepiso y daño esperado) para cada uno de los niveles de desempeño establecidos. Por último, se proponen valores de la cuantía mínima de refuerzo a cortante y se verifica el desempeño de viviendas de concreto de baja altura a partir de resultados experimentales y analíticos. Al final del capítulo se discuten los resultados principales.

6.2 *Diseño sísmico basado en desempeño*

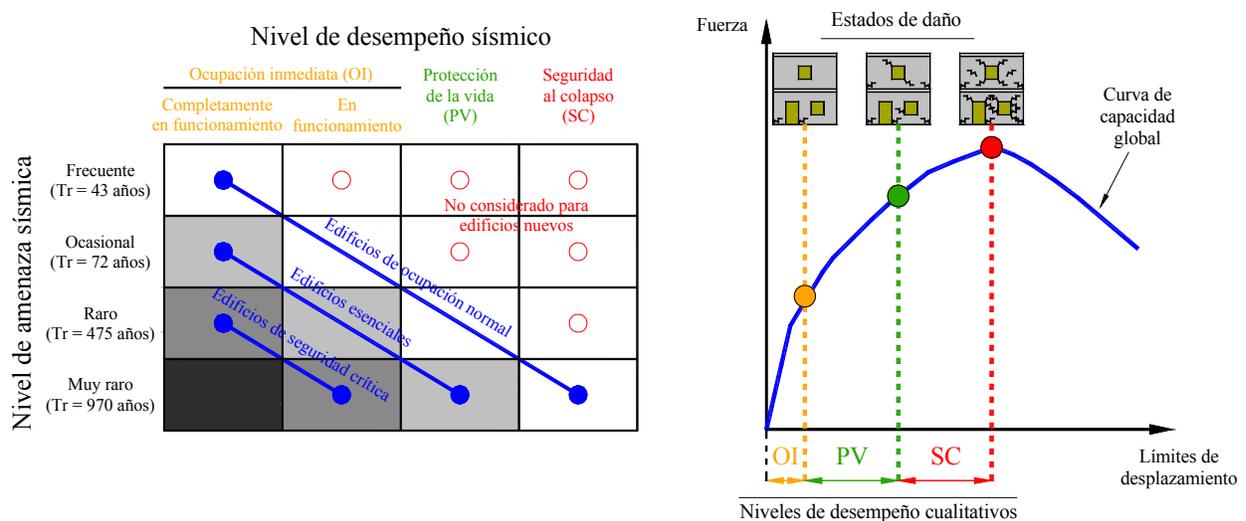
En los últimos años se ha intensificado la reevaluación de los criterios fundamentales del diseño sísmico. Uno de los avances principales ha sido el planteamiento de la ingeniería sísmica basada en desempeño, la cual se refiere a la evaluación explícita del nivel de daño de la estructura a partir de los parámetros de respuesta estructural, para niveles de amenaza sísmica definidos. El objeto fundamental del diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), consiste en diseñar estructuras que tengan un desempeño predecible y confiable ante sismos de intensidad supuesta. El DSBD permite cuantificar los riesgos esperados de las estructuras y, de esta manera, establecer y acordar entre el propietario y el diseñador del edificio, el nivel de desempeño que cumple con necesidades específicas, mientras se mantiene un nivel de seguridad básico. Por lo tanto, en el DSBD, la identificación y la evaluación de la capacidad de desempeño de un edificio es una parte integral del proceso de diseño (FEMA-349, 2000; FEMA-445, 2006).

Con la intención de describir explícitamente el desempeño deseado de una estructura, se han publicado varios documentos como parte de estas metodologías. Los documentos que más se destacan son Visión 2000 (SEAOC, 1995), ATC-40 (1996), FEMA-273 (1997), FEMA-356 (2000), ASCE-41 (2007) y ACI-374 (2010). Aunque existen diferencias menores entre estos documentos, el enfoque fundamental es similar. Sin embargo, con excepción de los documentos Visión 2000 y ACI-374, todos estos documentos están orientados a edificios existentes. No obstante, a la fecha, el documento ACI-374 es una versión en desarrollo. El documento Visión 2000 ha sido el catalizador crucial para el DSBD. El núcleo de este documento es la selección de “objetivos de desempeño sísmico” definidos como “la relación entre el nivel de desempeño esperado con los niveles esperados de movimiento sísmico del suelo” (Priestley, 2000). En general, el cambio importante en el proceso de diseño de resistencia sísmica en los últimos años, ha sido la consideración explícita de varios objetivos de desempeño para definir el nivel de riesgo aceptable (Rai, 2000).

6.2.1 Objetivos de desempeño

Un objetivo de desempeño es la especificación de un nivel de daño aceptable (nivel de desempeño) de un edificio, al estar sometido a un sismo de severidad determinada (nivel de amenaza). Este concepto crea una “escala deslizante” en una matriz, según la cual un edificio puede ser diseñado para que se desempeñe de una manera que cumpla los objetivos económicos y de seguridad del propietario. Si se define sólo un objetivo de desempeño para que el edificio permanezca en operación aun para los eventos más severos, resultará en costos extraordinariamente altos. Por otro lado, un diseño donde la seguridad a la vida es la única consideración, podría no proteger adecuadamente el interés económico de los inversionistas del edificio (FEMA-349, 2000).

El documento Visión 2000 (SEAOC, 1995) define los objetivos de desempeño para edificios a partir del nivel de desempeño esperado del edificio, dado un cierto nivel del movimiento esperado del suelo en un sismo. En la Figura 6-1(a) se indican el desempeño en el eje horizontal (con incremento de daño hacia la derecha) y la severidad del sismo (en términos de frecuencia) en el eje vertical. Cada cuadro representa un objetivo de desempeño, es decir, el estado de desempeño para una intensidad sísmica determinada. Los objetivos de desempeño varían desde los mínimos establecidos en los reglamentos (los cuales están usualmente basados en un nivel de desempeño de “protección a la vida”, para un evento raro de un sismo importante), hasta la capacidad de funcionamiento para los sismos más frecuentes de peligro moderado. En la matriz de la Figura 6-1(a), a lo largo de las líneas diagonales se identifican tres tipos de edificios: edificios de ocupación normal, edificios esenciales y edificios de seguridad crítica. Por ejemplo, los edificios de ocupación normal se deben diseñar para alcanzar cuatro objetivos de desempeño: a) permanecer completamente en funcionamiento para sismos frecuentes, b) continuar en funcionamiento para sismos ocasionales, c) proteger la vida para sismos raros y, d) garantizar la seguridad al colapso para sismos muy raros.



(a) Matriz de objetivos de desempeño (SEAOC, 1995) (b) Capacidad de desplazamiento para niveles de desempeño

Figura 6-1. Objetivos y niveles de desempeño

6.2.1.1 Niveles de desempeño

Un nivel de desempeño representa básicamente una banda distinta en el espectro de daño de los elementos estructurales y no estructurales (Figura 6-1(a)). Los niveles de desempeño son introducidos como valores límite de indicadores de desempeño medibles de la respuesta estructural, tales como distorsión, ductilidad, anchura de grietas, índices de daño estructural, entre otros (Guljas y Sigmund, 2006). Cuando se seleccionan los niveles de desempeño, los valores límite asociados (variables de decisión) se convierten en el criterio de aceptación que se debe verificar en las etapas posteriores del diseño. Para determinar si el edificio cumple con cada uno de los niveles de desempeño, los parámetros de respuesta obtenidos del análisis se comparan con los

valores límite definidos. En el DSBD de una estructura, se deben seleccionar los siguientes niveles de desempeño sísmico o estados de daño: completamente en funcionamiento, en funcionamiento, protección de la vida y seguridad al colapso. Con propósitos de simplificación, los dos primeros estados de daño pueden ser agrupados en un nivel de desempeño denominado “ocupación inmediata”. En la Tabla 6-1 se presenta una descripción breve del daño de la estructura asociado a los niveles de desempeño cualitativos establecidos en FEMA-356 (2000). En la Figura 6-1(b) se muestran dichos niveles dentro de la curva fuerza cortante–desplazamiento de una vivienda, así como la representación gráfica de los estados de daño asociados.

Tabla 6-1. Niveles de desempeño para edificios

Nivel de desempeño	Descripción del daño global	Seguridad de la vida
Ocupación inmediata	Sin daño estructural: sistemas esenciales en operación, daño global mínimo o leve	---
Protección de la vida	Daño estructural reparable: probable daño estructural, riesgos de falla mínimos, salidas de emergencia adecuadas, el daño global es moderado a significativo	Sustancialmente protegida
Seguridad al colapso	Daño estructural severo: riesgos de falla probable, estabilidad ante cargas verticales de modo que existan rutas seguras de evacuación	En riesgo

6.2.1.2 Niveles de amenaza

La amenaza sísmica en un sitio determinado está representada por un grupo de movimientos sísmicos, los cuales están usualmente definidos por una probabilidad de excedencia en un lapso de tiempo determinado o por un periodo de retorno específico (T_r). Los niveles de amenaza pueden variar desde sismos frecuentes a eventos sísmicos de muy rara ocurrencia (máximo sismo considerado). La relación entre los niveles de desempeño y los niveles de amenaza sísmica se resume en la Figura 6-1(a). En la figura se observa que los niveles de desempeño se combinan con los movimientos esperados del suelo, para establecer el criterio de aceptación de la estructura (básico, esencial o seguridad crítica).

6.2.2 Indicadores de desempeño

Los indicadores de desempeño o variables de decisión no son definidas por el diseñador, ya que éstas se especifican en el reglamento que está siendo utilizado. Estos indicadores de desempeño podrían ser un nivel de esfuerzos, una carga, un desplazamiento o un estado de daño. El daño sufrido por una estructura mientras disipa energía durante un sismo, es dependiente de los desplazamientos inelásticos que la estructura experimenta. Por lo tanto, los objetivos de desempeño estructural definidos en términos de límites de distorsión pueden ser relacionados de forma directa con el daño. Sin embargo, la definición de límites confiables y realistas de distorsión que estén asociados a estados de daño conocidos, continúa siendo uno de los temas primordiales sin resolver en los procedimientos de DSBD. De acuerdo con Ghobarah (2004), los límites de distorsión disponibles son conservadores para estructuras con comportamiento dúctil, pero son inseguros para estructuras con comportamiento poco dúctil.

6.2.3 Similitudes y diferencias con reglamentos tradicionales

La clave para conocer cómo se desempeñará un edificio en un sismo determinado, es tener la habilidad de estimar el daño que el edificio sufrirá y las consecuencias de dicho daño. La mayoría de los reglamentos vigentes no evalúa el desempeño de un edificio después de la ocurrencia del daño (FEMA-349, 2000). La práctica tradicional del diseño sísmico se ha enfocado en limitar las fuerzas (o esfuerzos) y los desplazamientos, a los niveles estipulados en los reglamentos. Sin embargo, las recomendaciones tradicionales pueden ser vistas como “orientadas a desempeño”, pues éstas fueron desarrolladas con la intención de evitar el colapso de los edificios y proteger la vida de sus ocupantes. Los ingenieros que han preparado estos reglamentos supusieron que los edificios diseñados con tales recomendaciones deberían

cumplir cuatro objetivos de desempeño: 1) permanecer sin daño en sismos menores y frecuentes, 2) sufrir solamente daño limitado y reparable en sismos moderados, 3) proteger la vida en sismos raros y, 4) no colapsar en sismos muy raros. Por lo tanto, el concepto de diseño sísmico para varios movimientos del suelo conectados con el daño asociado, no es esencialmente innovador. A pesar de estas similitudes, en los últimos años la atención se ha enfocado a otros objetivos de desempeño que están asociados, principalmente, con el control del daño, la funcionalidad y la mitigación de los costos enormes ocasionados por los sismos (Hadjian, 2001). Por ejemplo, una diferencia importante entre el DSBD y la mayoría de los reglamentos tradicionales es que, mientras estos últimos suponen los objetivos 2 y 3 a partir del cumplimiento de los objetivos 1 y 4, el DSBD define explícitamente estos objetivos adicionales. Asimismo, el DSBD establece intensidades específicas del movimiento del suelo en términos de la probabilidad de excedencia en un lapso de tiempo determinado o del periodo de retorno, en lugar de las descripciones utilizadas en los reglamentos tradicionales (menor, moderado, raro y muy raro).

Las desventajas de la mayoría de los procedimientos tradicionales también están asociadas a definiciones confusas del desempeño y, al hecho de que los procedimientos no incluyen una evaluación real de la capacidad de desempeño para alcanzar alguno de los cuatro objetivos de desempeño definidos. Adicionalmente, los registros de daño sísmico ocurridos en los últimos 70 años; incluyendo movimientos sísmicos menores, moderados e intensos, han demostrado que ninguno de los cuatro objetivos de desempeño definidos implícitamente en los reglamentos tradicionales ha sido alcanzado de forma adecuada y confiable (Whittaker *et al.*, 2003). Sin embargo, los primeros diseños por desempeño tampoco han sido puestos a prueba y, por lo tanto, no se ha verificado su efectividad de forma precisa.

En México, para el diseño sísmico de edificios de ocupación normal, el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 2004) y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE, 2008), utilizan dos niveles de desempeño (“servicio” – ocupación inmediata y “seguridad al colapso”) y, dos espectros con niveles de amenaza sísmica diferente (“servicio” y “diseño”). El nivel de desempeño de “servicio” está asociado esencialmente con la limitación de daños a elementos no estructurales. Para edificios esenciales (hospitales, centros de emergencia, etc.), el nivel de desempeño de seguridad al colapso está relacionado con un espectro de “importancia alta”. Los espectros de “servicio” y de “importancia alta” corresponden al espectro de “diseño”, pero dividido por un factor cercano a seis e incrementado por un factor igual a 1.5, respectivamente. Esta definición de la amenaza va en contra del DSBD, pues ésta se debe establecer en términos de la probabilidad de excedencia en un lapso de tiempo determinado o de un periodo de retorno específico. Adicionalmente, los indicadores de desempeño se establecen exclusivamente en términos de distorsión. En la Figura 6-2 se muestra la analogía de los objetivos y niveles de desempeño de los reglamentos en México y en la mayoría de los reglamentos a nivel mundial.

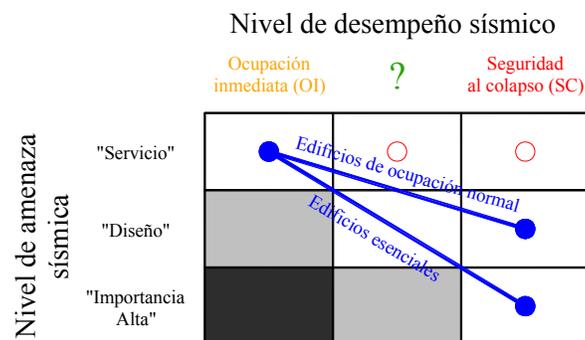


Figura 6-2. Analogía de objetivos y niveles de desempeño en Apéndice A de NTC-S (2004) y MDOC-CFE (2008)

Los procedimientos tradicionales para diseño sísmico son probablemente de más fácil entendimiento para los ingenieros y son métodos de diseño esencialmente directos. Sin embargo, los propietarios no están familiarizados con estas medidas de ingeniería, lo cual dificulta la comunicación objetiva en términos de la

calidad de la estructura. Si se lleva a cabo un diseño basado en desempeño, probablemente el ingeniero estará en capacidad de comunicarse más fácilmente con los inversionistas en los términos que ellos entienden claramente, es decir, en términos del costo anual esperado de reparación o del ahorro anual que podría resultar en una estrategia de rehabilitación determinada (Bohl, 2009).

6.2.4 Procedimiento de diseño

En la Figura 6-3 se muestra el diagrama de flujo que representa los pasos principales en el procedimiento de DSBD. Es un proceso iterativo que consiste básicamente en tres pasos: inicia con la selección de los objetivos de desempeño, seguido por la ejecución de un diseño preliminar y, finalmente, la evaluación para saber si el diseño cumple los objetivos de desempeño. Sin embargo, cuando se requiera, se debe realizar el rediseño y la reevaluación hasta que se alcance el nivel de desempeño deseado. Como se indicó en la sección anterior, en un reglamento tradicional, el diagrama de flujo es similar al que se muestra en la Figura 6-3.

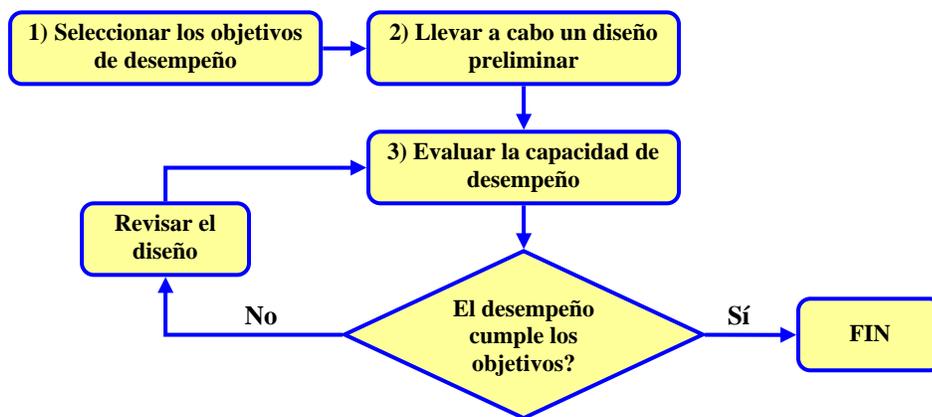


Figura 6-3. Diagrama de flujo del procedimiento de DSBD (FEMA-445, 2006)

En el primer paso se establece el nivel de desempeño esperado para niveles de amenaza diferentes. Para cada uno de los niveles de amenaza seleccionados, el objetivo de desempeño debe ser descrito en términos de variables de decisión cuantitativas; por ejemplo, desplazamientos, rotaciones plásticas, anchura de grietas o índices de daño. El siguiente paso es determinar la respuesta de la estructura para cada nivel de amenaza sísmica. La respuesta calculada dependerá significativamente de las características del registro de entrada, la modelación de los elementos estructurales y del método de análisis empleado. La mayoría de las metodologías basadas en desempeño recomiendan el uso de métodos de análisis no-lineal, dado que la motivación del desarrollo de estos métodos, es alejarse del diseño lineal tradicional. Sin embargo, se debe tener precaución al utilizar métodos de análisis estático no-lineal, los cuales, incluyen simplificaciones que pueden no representar la respuesta dinámica tridimensional de algunas estructuras irregulares y, al mismo tiempo, sólo permiten estimar la envolvente global del comportamiento. El último paso es evaluar el desempeño a partir de la transformación de la respuesta de la estructura a las variables de decisión que fueron establecidas en el primer paso. Este es el paso que hace que estas metodologías sean “basadas en desempeño” y, es además, el paso con mayor desafío, pues actualmente es difícil hacer esta transformación en una manera conveniente y racional (Bohl, 2009).

6.3 Modelo de predicción propuesto

Como se mencionó en la sección anterior, la mayoría de los reglamentos vigentes, incluyendo NTC-C (2004) y ACI-318 (2008), mantiene un enfoque de diseño basado fundamentalmente en estados límite asociados a la resistencia, así como a servicio, pero sin una relación establecida entre demanda y capacidad. No obstante, los

procedimientos de diseño modernos ponen mayor énfasis en la capacidad de deformación del sistema. Por ejemplo, el diseño sísmico basado desempeño (DSBD) requiere la consideración explícita del desplazamiento lateral como un indicador de desempeño, así como la revisión de la estructura a partir de un procedimiento basado esencialmente en resistencia (Priestley, 2000). El diseño por desempeño se ha aplicado fundamentalmente a sistemas que presentan fallas en flexión. Su empleo en sistemas que fallan en cortante ha sido limitado. De acuerdo con Alcocer (2003), a la fecha no existe una metodología de diseño que correlacione en forma adecuada el diseño por resistencia con el diseño por desempeño para muros que presentan falla en cortante. Uno de los obstáculos principales que impiden la aplicación del DSBD en este tipo de elementos, es la ausencia de modelos apropiados para predecir su comportamiento. En esta sección se desarrolla un modelo envolvente para estimar el comportamiento completo carga–desplazamiento de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura.

6.3.1 Limitaciones de los modelos disponibles

Como se describió en el Capítulo 2, existen varios modelos de predicción de resistencia (Barda *et al.*, 1977; Hernández y Zermeno, 1980; Mau y Hsu, 1986; Wood, 1990; Hwang *et al.*, 2001; Leiva y Montaña, 2001; Flores *et al.*, 2007; ACI-318, 2008; Gulec y Whittaker, 2009, 2011; entre otros) y del comportamiento completo carga–desplazamiento de muros de concreto (Benjamín y Williams, 1957; Hidalgo y Jordán, 1996; Habasaki *et al.*, 2000; FEMA-356, 2000; Gérin y Adebar, 2004; Tu *et al.*, 2006; Wallace, 2007; ASCE-41, 2007; Sánchez, 2010; entre otros). Sin embargo, teniendo en cuenta las características particulares de los muros de concreto para viviendas de baja altura, la mayoría de las recomendaciones y ecuaciones de predicción de los modelos disponibles no es directamente aplicable para el diseño de viviendas con las características estudiadas. En general, las limitaciones de dicho modelos son las siguientes:

- a) se calibraron para un intervalo muy amplio de los parámetros que controlan el comportamiento de muros de concreto; sin embargo, para las viviendas analizadas, la mayoría de los parámetros varía en un intervalo limitado (resistencias bajas del concreto, espesor reducido de muros, esfuerzo axial bajo, cuantías de refuerzo reducidas, entre otras),
- b) no se incluyen muros reforzados con malla de alambre soldado, en los cuales, el alargamiento de los alambres y la capacidad de desplazamiento del muro es un parámetro de diseño ineludible,
- c) todas las metodologías disponibles tanto para estimar la resistencia (máxima) como para predecir el comportamiento carga–desplazamiento, se han calibrado utilizando resultados de especímenes ensayados bajo carga lateral monótona y cíclica; es decir, no se incluyen los efectos de la velocidad de aplicación de carga, la “fatiga de bajo número de ciclos”, los parámetros acumulados de distorsión y energía disipada (Capítulo 7) y, los efectos dinámicos de interacción de la carga axial (compresión y/o tensión), el momento flexionante y la fuerza cortante en el plano,
- d) fueron planteadas para fines académicos y no de una forma práctica y sencilla para ser utilizadas en diseño.

Por lo tanto, es necesario disponer con un modelo de predicción en el cual no sólo se realice una estimación apropiada del comportamiento, sino que se plantee de una forma sencilla para su utilización en la práctica de diseño.

6.3.2 Características y estados límite del modelo

En los procedimientos de diseño modernos es necesario conocer explícitamente la rigidez, la resistencia y el desplazamiento de los elementos estructurales. En la medida que se logra mejorar la predicción del comportamiento, se puede determinar con mayor precisión el nivel de seguridad estructural. En este trabajo se desarrolló un modelo envolvente de predicción de resistencia y desplazamiento para muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura. A partir de la forma de las curvas de histéresis medidas en este tipo de muros, la envolvente del comportamiento de muros de concreto con falla por cortante puede ser aproximada mediante un modelo trilineal. Por lo tanto, como se muestra en la Figura 6-4, el modelo

trilineal propuesto está definido para tres estados límite: agrietamiento diagonal (V_{cr} , Δ_{cr}), resistencia máxima (V_{max} , Δ_{max}) y capacidad última de desplazamiento (V_u , Δ_u). De forma simplificada se hace referencia a los estados límite de agrietamiento, resistencia y último. Como se describió en la sección 2.2.3, el estado límite de agrietamiento está definido por la ocurrencia del primer agrietamiento inclinado y distribuido sobre el alma del muro. El límite de resistencia se alcanza cuando se registra la capacidad resistente máxima a cortante. El estado límite último está asociado a cualquiera de las siguientes dos condiciones: cuando la resistencia decrece hasta un valor equivalente al 80% de la resistencia máxima ($0.8 V_{max}$) o cuando se presenta la fractura del refuerzo a cortante en el alma. En los muros estudiados, la primera condición rigió para los muros reforzados en el alma utilizando barras corrugadas y, la segunda, para los muros reforzados con malla de alambre soldado. En el modelo propuesto (Figura 6-4), la rama inicial termina al presentarse una grieta por tensión diagonal en el concreto. En esta primera rama se incluyen todas las pérdidas de rigidez del muro ocasionadas por los agrietamientos por flexión y cortante que se presentan al inicio del comportamiento. Al final de la segunda rama, la grieta por tensión diagonal penetra en los bordes de las secciones localizadas en los extremos superior e inferior del muro. Finalmente, en la rama de descarga se produce pérdida de resistencia causada por el agrietamiento diagonal y/o la fluencia de las barras de refuerzo en el alma y, luego, se presenta la falla del muro.

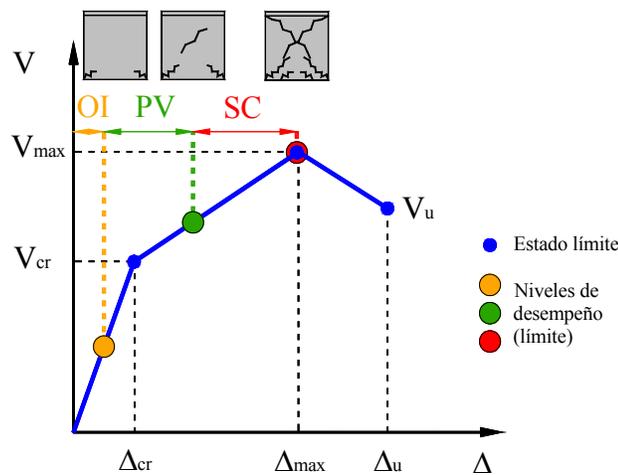


Figura 6-4. Modelo carga-desplazamiento propuesto

Teniendo en cuenta que los estados límite incluyen la predicción tanto de la resistencia como el desplazamiento, se considera que el modelo propuesto es una herramienta que puede ser utilizada tanto en procedimientos de diseño basados en resistencia o en desempeño, así como en el desarrollo de modelos histeréticos. Por ejemplo, para diseño basado en resistencia se puede utilizar el parámetro V_{max} para calcular la capacidad resistente de los muros y, luego, revisar los límites de distorsión para los estados límite de servicio y de colapso. Para diseño basado en desempeño, el modelo trilineal se puede utilizar para estimar la curva de capacidad global de la vivienda (Figura 6-1(b)) y, luego, revisar la capacidad de desempeño a partir de los parámetros de diseño o variables de decisión que están asociadas a los niveles de desempeño seleccionados. A continuación se describen los niveles de desempeño del modelo aquí propuesto.

6.3.3 Niveles de desempeño del modelo

Como se indicó en la sección 6.2, un nivel de desempeño representa básicamente un estado de daño de los elementos estructurales y no estructurales (Figura 6-1(a)). Para DSBD de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura, se propone seleccionar tres niveles de desempeño sísmico o estados de daño: a) ocupación inmediata (OI), b) protección de la vida (PV) y, c) seguridad al colapso (SC). Los niveles de desempeño de OI y PV están asociados al desarrollo del 25% y 75%, respectivamente, de la resistencia ($0.25 V_{max}$ y $0.75 V_{max}$). El nivel de desempeño de SC está asociado al desarrollo de la resistencia a cortante del muro (V_{max}). En la Tabla 6-1 se presenta una descripción breve del

daño global de la vivienda asociado a los niveles de desempeño establecidos y, en la Figura 6-4 se muestran dichos niveles dentro de la curva carga–desplazamiento del modelo de predicción propuesto. En la figura también se indican, de forma ilustrativa, los estados de daño asociados. En el proceso de DSBD, los niveles de desempeño son introducidos como valores límite de indicadores de desempeño medibles de la respuesta estructural, tales como distorsión, índices de daño estructural, entre otros (Guljas y Sigmund, 2006). Cuando se seleccionan los niveles de desempeño, los valores límite asociados (variables de decisión) se convierten en el criterio de aceptación que se verificará en las etapas posteriores del diseño. En la sección 6.7.5 se presentan los indicadores de desempeño del modelo propuesto.

6.3.4 Desarrollo del modelo

El modelo se calibró con los resultados experimentales de los muros aquí estudiados (ensayados en mesa vibradora), junto con los resultados de especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica en etapas preliminares del proyecto (Tabla 4-1). Para el desarrollo del modelo se identificaron y midieron en cada uno de los especímenes los parámetros asociados a los tres estados límite. La forma funcional de las ecuaciones del modelo se estableció a partir de las tendencias encontradas en otros modelos de predicción, los resultados de estudios previos en muros con características similares (Flores *et al.*, 2007 y Sánchez, 2010), las observaciones de las pruebas experimentales y la teoría básica del comportamiento del concreto reforzado. Además, se consideraron los lineamientos de las metodologías de diseño NTC-C (2004) y ACI-318 (2008). La forma de las ecuaciones propuestas se optimizó a partir de análisis de regresión no–lineal iterativos y la investigación de las tendencias entre los residuos (errores de predicción) y las variables de diseño. Para evaluar el comportamiento observado de los especímenes utilizados para la calibración del modelo, se definieron los cuatro modos de falla que se describieron en la sección 2.2.2: tensión diagonal (TD), compresión diagonal (CD), falla combinada de tensión y compresión diagonal (TD-CD) y, falla por deslizamiento (DZ).

6.3.5 Campo de aplicación del modelo

En general, el modelo puede aplicarse a viviendas con las siguientes características:

Número máximo de niveles:	dos.
Tipo de concreto:	peso normal ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$), peso ligero ($\gamma_{conc} < 19 \text{ kN/m}^3$) y autocompactable ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$); γ_{conc} = peso específico del concreto en estado endurecido.
Resistencia a la compresión del concreto:	150 kgf/cm ² (14.7 MPa) a 250 kgf/cm ² (24.5 MPa).
Geometría de muros:	robustos, cuadrados, esbeltos ($0.5 \leq M/Vl_w \leq 2.0$) y muros con aberturas.
Elementos de borde:	con espesor igual al del alma del muro.
Tipo de refuerzo a cortante en el alma:	barras corrugadas y malla de alambre soldado.
Cuantía de refuerzo a cortante en el alma:	0.125% hasta 0.25%.

A pesar de que el modelo de Sánchez (2010) está propuesto para muros de concreto que experimentan falla por tensión diagonal, dicho modelo no incluye de forma explícita todas las características particulares de muros en viviendas de baja altura. Por ejemplo, para la calibración de dicho modelo se utilizaron los resultados experimentales aproximadamente del 50% de los especímenes utilizados para la calibración del modelo aquí propuesto (17 muros con relación $M/Vl_w = 1.0$, reforzados con barras corrugadas y ensayados bajo carga lateral cíclica), así como resultados experimentales reportados en la literatura para muros con características diferentes a las de las viviendas de baja altura aquí estudiadas.

6.4 Capacidad de resistencia

De modo similar al enfoque de los reglamentos de diseño vigentes, el modelo aquí propuesto pretende que las fallas por tensión diagonal ocurran antes que las fallas por compresión diagonal o por deslizamiento. Por lo tanto, en el modelo propuesto, la resistencia a cortante del muro de concreto de baja altura está relacionada con el mecanismo de falla por tensión diagonal. Sin embargo, se deben revisar las resistencias a cortante asociadas a los mecanismos de falla de compresión diagonal y por deslizamiento (suponiendo el desarrollo del mecanismo resistente de cortante por fricción). Los lineamientos para el cálculo de las resistencias asociadas a dichos modos de falla se indican a continuación.

6.4.1 Resistencia (máxima)

Para calcular la resistencia a cortante de un muro de concreto, la mayoría de los reglamentos y metodologías de diseño sigue el formato definido por la Ec. 6-1, en la cual, el primer término representa la resistencia por tensión diagonal y, el segundo simboliza un límite superior de la resistencia a cortante para prevenir un modo de falla por compresión diagonal. En la Ec. 6-1, la resistencia a cortante por tensión diagonal de un muro de concreto es igual a la suma de la contribución del concreto (V_c) más la contribución a la resistencia del refuerzo del alma del muro (V_s).

$$V_{\max} = V_c + V_s = [\alpha_1 \sqrt{f_c'} + \eta_{h,v} \rho_{h,v} f_{y,h,v}] A_w \leq \alpha_2 \sqrt{f_c'} A_w \quad (6-1)$$

donde f_c' es la resistencia nominal a la compresión del concreto, $\rho_{h,v}$ es la cuantía de refuerzo horizontal y/o vertical en el alma de muro, $\eta_{h,v}$ es el factor de eficiencia de $\rho_{h,v}$, A_w es el área de la sección transversal del muro utilizada para calcular la resistencia a cortante y, α_1 y α_2 son factores para determinar la contribución del concreto a la resistencia por tensión y compresión diagonal, respectivamente.

6.4.1.1 Enfoques de la contribución del acero de refuerzo

En cuanto a la contribución del acero de refuerzo en el alma a la resistencia a cortante, en la literatura se reportan varias propuestas con enfoques notablemente diferentes. En la Figura 6-5 se ilustra la contribución del refuerzo a cortante en el alma según las metodologías de Barda *et al.* (1977), Hernández y Zermeño (1980), Wood (1990), Leiva y Montaña (2001), Flores *et al.* (2007), Sánchez (2010), Gulec y Whittaker (2009, 2011), el informe ASCE-43 (2005) y los reglamentos ACI-318 (2008), NTC-C (2004) y EC8 (2004). En este caso, las especificaciones de NTC-C (2004) son iguales a las de ACI-318 (2008). En las propuestas de EC8 (2004) y Hernández y Zermeño (1980), la contribución del refuerzo del alma depende del cociente M/Vl_w y, por lo tanto, para incluir dichas propuestas en la Figura 6-5, el cociente M/Vl_w se expresó en función de la relación H/l_w , utilizando la Ec. 6-15.

Como se observa en la Figura 6-5, no hay una tendencia uniforme de la contribución de los refuerzos horizontal y vertical del alma sobre la resistencia a cortante de muros de concreto. De acuerdo con la revisión de la literatura (Capítulo 2), los parámetros principales que influyen en la contribución y el efecto del refuerzo en el alma de los muros, son: la relación de aspecto, el valor de la cuantía de refuerzo, el esfuerzo de fluencia del acero y la geometría de la sección transversal. Los modelos de Barda *et al.* (1977) y ASCE-43 (2005) están propuestos específicamente para muros con elementos de borde (columnas o patines). En el estudio de Hernández y Zermeño (1980), el 75% de los muros utilizados tenían elementos de borde. Como se muestra en la Figura 6-5(e), el modelo de Barda *et al.* (1977) refleja las observaciones experimentales de dicho estudio; es decir, para muros con $H/l_w \leq 1.0$ y con elementos de borde, el refuerzo horizontal se vuelve menos efectivo a medida que el refuerzo vertical es más efectivo, especialmente para muros con $H/l_w \leq 0.5$. Adicionalmente, Barda *et al.* (1977) recomiendan que la cuantía de refuerzo vertical sea al menos igual a la cuantía horizontal. Como se observa en la Figura 6-5(d), a partir de pequeñas modificaciones (sección 2.3.4), el ASCE-43 (2005) extiende el modelo de Barda *et al.* (1977) a muros con $H/l_w \leq 2$. Para muros con $H/l_w < 0.75$, el modelo de Hernández y Zermeño (1980) es semejante al modelo originalmente propuesto por Barda

et al. y, para muros con $H/l_w \geq 0.75$, la contribución del refuerzo del alma está representada sólo por el refuerzo horizontal (Figura 6-5(f)). Además, Hernández y Zermeño (1980) recomiendan colocar cuantías similares de refuerzo en las dos direcciones del alma del muro. En la propuesta de EC8 (2004), la contribución del refuerzo del alma está representada exclusivamente por el refuerzo horizontal y depende del cociente M/Vl_w (Figura 6-5(a)); sin embargo, en versiones anteriores de EC8, el modelo adoptado era similar a la propuesta de Barda *et al.* (1977).

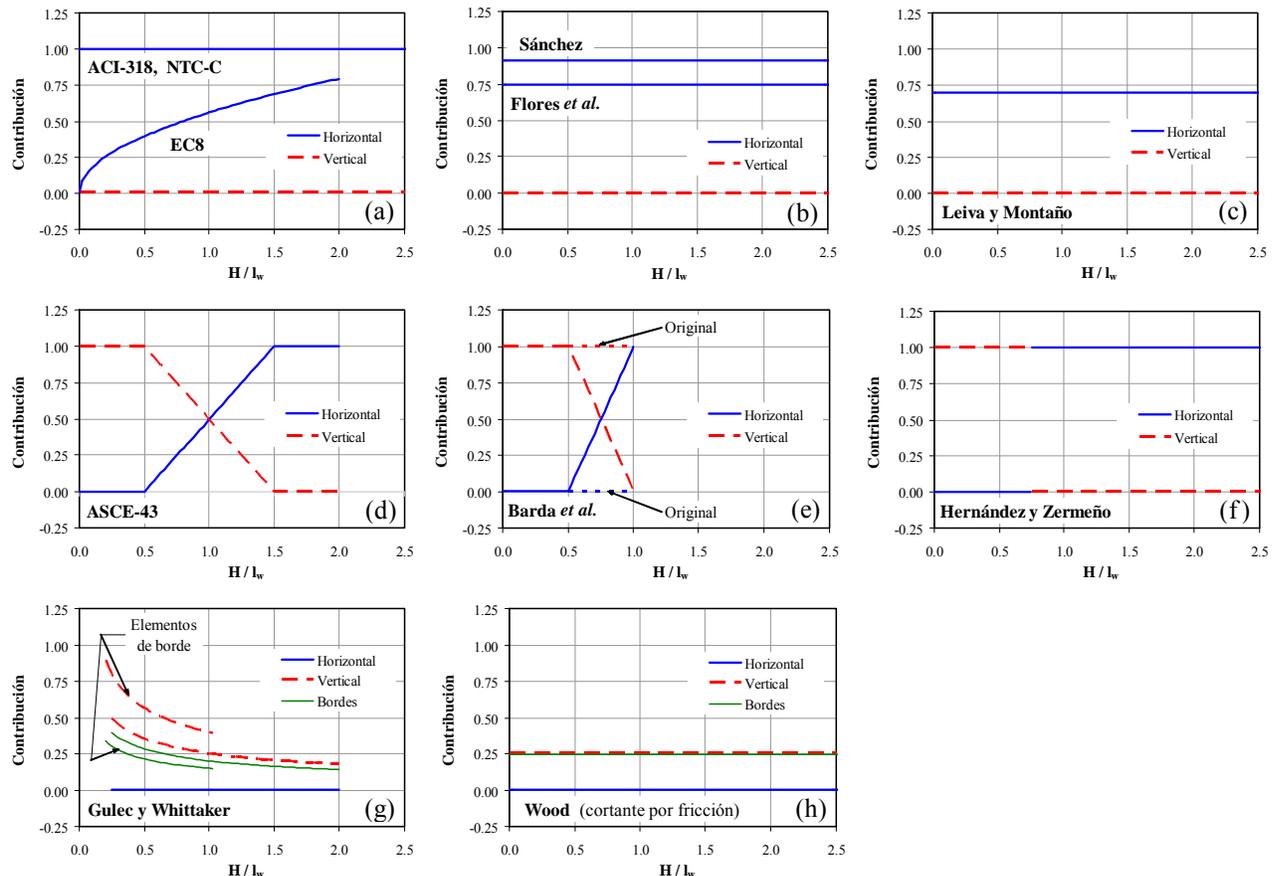


Figura 6-5. Contribución del refuerzo del alma a la resistencia a cortante

En el modelo de Gulec y Whittaker (2009, 2011) se considera que el refuerzo horizontal no contribuye a la resistencia a cortante del muro (Figura 6-5(g)). Sin embargo, a partir del análisis de los resultados experimentales, Gulec y Whittaker (2009, 2011) reportan que en muros con cuantías de refuerzo horizontal en el alma menores que la mínima establecida en el ACI-318 (2008), la cuantía de refuerzo horizontal tiene efecto significativo sobre la resistencia a cortante. Adicionalmente, se acepta que la colocación de suficiente refuerzo horizontal en el alma podría generar falla de compresión diagonal; en otras palabras, admiten que el refuerzo horizontal sí participa pero el modelo no reproduce esta tendencia. En cuanto a la contribución de otros parámetros, se considera que también existen inconsistencias entre las tendencias observadas en el análisis de los resultados experimentales y las ecuaciones del modelo de predicción propuesto por Gulec y Whittaker (2009, 2011); por ejemplo: a) aunque en el modelo se supone que para el desplazamiento asociado a la resistencia, las deformaciones en el refuerzo del alma están cercanas a la deformación de fluencia, para $H/l_w=1.0$, la contribución del refuerzo vertical es igual sólo al 25% para muros con sección rectangular y 40% para muros con elementos de borde, b) si bien se observó que el efecto de la cuantía de refuerzo vertical en el alma es comparable en los dos tipos de sección transversal, para $H/l_w=1.0$, la diferencia de los factores de contribución es cercana al 40% (0.25 para muros con sección rectangular y 0.40 para muros con elementos de borde), c) aunque se observó que el efecto de f_c' es mayor en los muros con sección rectangular, para

$H/l_w=1.0$ y $f'_c=15$ MPa, la contribución del concreto es igual a 0.48 MPa para muros con sección rectangular y 0.60 MPa para muros con elementos de borde; es decir, contrario a lo observado, la contribución calculada es menor en los muros con sección rectangular, d) aunque se observó que el efecto del refuerzo vertical en los elementos de borde es mayor en los muros con columnas o patines, para $H/l_w=1.0$, el factor de contribución del refuerzo vertical en los elementos de borde es igual a 0.20 para muros con sección rectangular y 0.15 para muros con elementos de borde; es decir, contrario a lo observado, la contribución calculada es mayor en los muros con sección rectangular. Teniendo en cuenta lo anterior, el modelo de predicción de resistencia propuesto por Gulec y Whittaker (2009, 2011) podría ser cuestionable, especialmente, para muros con las características aquí estudiados (cuantías de refuerzo reducidas y, resistencia a la compresión y esfuerzo axial bajos). Gulec y Whittaker (2009, 2011) reconocen que la calidad de los resultados obtenidos está limitada a la habilidad del modelo numérico utilizado para predecir la respuesta y, a la capacidad del procedimiento estadístico para incluir el efecto de la correlación entre los parámetros del modelo. En el modelo de Wood (1990) se considera todo el refuerzo vertical de la sección transversal del muro, ya que se basa en la analogía de cortante por fricción (Figura 6-5(h)).

El enfoque de la sección 21.9 de ACI-318 (2008) para estimar la contribución del acero de refuerzo en el alma del muro, ha sido validado por varias investigaciones (Figura 6-5(a)). Por ejemplo, en el estudio de Hidalgo *et al.* (2002) se observó el efecto favorable de la utilización del refuerzo horizontal para generar un comportamiento más dúctil, así como la influencia mínima o inexistente del refuerzo vertical en el alma a la resistencia de muros con M/Vl_w entre 0.35 y 1.0, especialmente para $M/Vl_w \geq 0.5$. En los modelos de Leiva y Montaña (2001), Flores *et al.* (2007) y Sánchez (2010), los cuales se apoyan en resultados experimentales, la contribución del refuerzo del alma del muro a la resistencia a cortante está asociada exclusivamente al refuerzo horizontal (Figuras 6-5(a), (b) y (c)). De esta forma, otros estudios reportados en la literatura siguen parcialmente o totalmente el enfoque de ACI-318 (2008), en cuanto al cálculo de la contribución del refuerzo del alma (Hidalgo y Jordán, 1996; FEMA-356, 2000; Gérin y Adebar, 2004; ASCE-41, 2007; Wallace, 2007; entre otros). En el Reglamento EC8 (2004), la contribución del refuerzo también está asociada sólo al refuerzo horizontal; sin embargo, la contribución disminuye pronunciadamente a medida que se reduce la relación H/l_w (Figuras 6-5(a)).

Los resultados de los ensayos experimentales aquí presentados también validan el enfoque de ACI-318 (2008), en cuanto a la contribución del acero de refuerzo en el alma del muro. Por ejemplo, en la Figura 6-6 se muestra la eficiencia del refuerzo de los muros ensayados dinámicamente, en términos del cociente entre la deformación promedio medida en el instante que se alcanzó la resistencia y la deformación de fluencia del acero de refuerzo determinada experimentalmente ($\varepsilon/\varepsilon_y$). Como se indicó en la sección 5.13.2, las deformaciones en el refuerzo vertical se ajustaron tomando en cuenta las características de los muros de ensayo respecto a las características reales de los muros dentro del prototipo de vivienda. Los factores de ajuste consideran los efectos de concentración de refuerzo en los elementos de borde de los especímenes, el cual se diseñó para garantizar el modo de falla de los muros en el prototipo, así como el incremento significativo de rotación de la sección superior de los muros durante el ensayo, en comparación con la rotación de los muros dentro del prototipo de vivienda. En general, el ajuste permitió estimar, de forma práctica y conservadora, las deformaciones del refuerzo vertical en el prototipo. Como se muestra en la Figura 6-6, en los muros ensayados, la fluencia se presentó sólo en las barras/alambres horizontales y, por lo tanto, la contribución del refuerzo a cortante en el alma estuvo asociada fundamentalmente al refuerzo horizontal. En cuanto a su eficiencia promedio, se observa en las Figuras 6-6(a) y (b) que no todo el refuerzo horizontal en el alma alcanzó la fluencia (la eficiencia es menor que 1.0) y que su magnitud depende de la cuantía y el tipo de refuerzo. En el Reglamento ACI-318 (2008), la contribución del refuerzo horizontal tampoco depende de H/l_w , pero contrario a los resultados observados (Figura 6-6(c)), su eficiencia no depende de la cuantía y el tipo de refuerzo.

Las deformaciones del refuerzo vertical en el alma del muro están asociadas principalmente con la distribución uniforme de grietas inclinadas y, tal como lo han reportado otros estudios (Benjamín y Williams, 1957; Barda *et al.*, 1977), su eficiencia sí depende de la relación de aspecto del muro. La deformación es

mayor para muros robustos y disminuye a medida que aumenta la relación de aspecto. Esta tendencia se origina, debido a que al disminuir la relación de aspecto del muro, el ángulo de las grietas inclinadas se reduce y, por lo tanto, el agrietamiento en el alma se distribuye adecuadamente a medida que el ángulo entre las barras/alambres verticales y las grietas inclinadas se acerca a 90° . De esta manera, si se requiere una cuantía mínima de refuerzo vertical distribuido en el alma, tal como lo recomienda el Reglamento ACI-318 (2008), la cual depende de la cuantía de refuerzo horizontal y la relación de aspecto del muro. Como se observa en la Figura 6-6(c), la cuantía de refuerzo vertical en el alma no depende notoriamente del tipo de refuerzo. En cuanto al refuerzo longitudinal en los bordes (Figura 6-6(d)), su contribución está asociada esencialmente con la rotación del muro (resistencia a flexión) y su eficiencia disminuye al aumentar la relación de aspecto del muro.

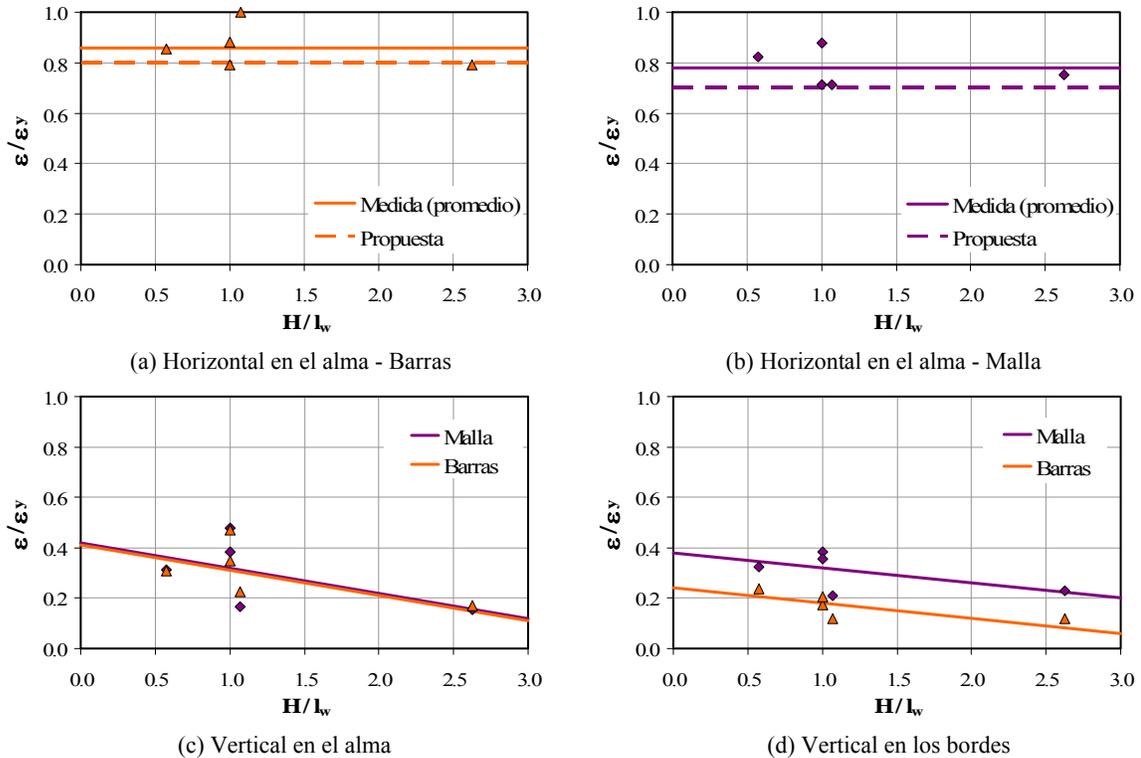


Figura 6-6. Eficiencia del acero de refuerzo del muro

6.4.1.2 Forma funcional de la ecuación de V_{max}

A partir del análisis de la información experimental de los muros aquí estudiados, junto con las tendencias y observaciones de los modelos disponibles, se propone calcular la resistencia a cortante de muros de concreto para vivienda de baja altura por medio de la Ec. 6-2.

$$V_{max} = [\alpha_1 \sqrt{f'_c} + \eta_h \rho_h f_{yh}] A_w \leq \alpha_2 \sqrt{f'_c} A_w \quad (6-2)$$

De forma similar a la Ec. 6-1, los lineamientos de la Ec. 6-2 pretenden que las fallas por tensión diagonal ocurran antes que las fallas por compresión diagonal o por deslizamiento. Sin embargo, a medida que se aumentan las cuantías de refuerzo en el alma del muro, se tiende a incrementar la probabilidad de falla de cortante por compresión diagonal. En la Ec. 6-2 no se incluyó el factor de modificación de las propiedades mecánicas del concreto de peso ligero (λ) que se especifica en los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008), pues las tendencias de los resultados experimentales demostraron que este factor no se debe aplicar al concreto de peso ligero con las características aquí estudiadas (sección 5.14); sin embargo, sí se debe incluir implícitamente el efecto de la baja resistencia de todos los tipos de concreto empleados. En algunos casos, la magnitud del efecto de la baja resistencia del concreto probablemente tendrá que ser mayor que el asociado al

factor de reducción del concreto de peso ligero que se especifica en los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008). Para facilitar los cálculos, la Ec. 6-2 se calibró con el área total del muro ($A_w = t_w \times l_w$). Los tres parámetros desconocidos en la Ec. 6-2 son: η_h , α_1 y α_2 . A continuación se describe el procedimiento para obtener dichos parámetros junto con las recomendaciones complementarias para el refuerzo vertical en el alma del muro.

6.4.1.3 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η_h

Como se observa en las Figuras 6-6(a) y (b), en la mayoría de los casos, el factor promedio de la eficiencia del refuerzo horizontal al momento de registrarse la fluencia fue menor que uno. De esta manera, el factor η_h busca representar la eficiencia del refuerzo horizontal del alma para contribuir a la resistencia a cortante del muro. De acuerdo con las tendencias de los resultados experimentales, los efectos principales que se deben considerar para evaluar η_h son: la distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales, la cuantía de refuerzo en el alma del muro y el tipo de refuerzo utilizado para proveer dicha cuantía.

En cuanto a la cuantía de refuerzo, Sánchez (2010) detectó que la eficiencia del refuerzo horizontal en transmitir cortante se reduce sistemáticamente al incrementar su cuantía. Adicionalmente, Wood (1990) observó que la ecuación propuesta por el ACI-318 para diseño sísmico de muros, sobrestima la tasa de incremento de resistencia atribuible al refuerzo del alma; es decir, la eficiencia del refuerzo en el alma disminuye a medida que se aumenta la cuantía. La cuantías de refuerzo horizontal de los especímenes utilizados en los estudios de Sánchez (2010) y Wood (1990) variaron aproximadamente entre 0.12% y 1.4% y, entre 0.1 y 1.9%, respectivamente. Sin embargo, para las cuantías de refuerzo nominales aquí utilizadas (0.11% y 0.28%), no se observó una tendencia clara de disminución de eficiencia al incrementar el valor de dicha cuantía. La distribución de deformaciones se refiere a la variación de la magnitud de esfuerzos cortantes en la altura del muro, lo cual genera que el ancho de las grietas inclinadas sea mínimo en las zonas cercanas a los extremos de las secciones del muro. Por consiguiente, en la mayoría de los casos, no es posible que todo el refuerzo transversal que cruza las grietas en la base o en el extremo superior del muro desarrolle la fluencia. En general, la fluencia del refuerzo horizontal se concentra en las barras/alambres colocadas en la parte central del alma (media altura y media longitud). Este efecto se observó en los muros ensayados dinámicamente en mesa vibradora, así como en especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica y monótona reportados por Leiva y Montaña (2001), Flores *et al.* (2007), Sánchez (2010), entre otros.

A pesar de las diferencias significativas entre el comportamiento esfuerzo–deformación de las barras corrugadas y los alambres de refuerzo, ninguna de las metodologías disponibles considera explícitamente el efecto del tipo de refuerzo en la eficiencia de refuerzo horizontal para contribuir a la resistencia a cortante. En primer lugar, el término “fluencia” se define para aceros de refuerzo en los cuales no se observa aumento de resistencia hasta tanto no se desarrolle una plataforma de fluencia bien definida (Figura 6-7(b)). En el caso de los alambres de las mallas, no existe un punto de fluencia específico y, por lo tanto, para alambres de malla se debe hacer referencia a “plastificación”. Teniendo en cuenta que la cuantía mínima de refuerzo se coloca para mantener la carga de agrietamiento por tensión diagonal, si se utiliza acero de refuerzo con mayor esfuerzo de fluencia, los reglamentos de diseño permiten la disminución de la cuantías de refuerzo, en función del incremento del esfuerzo de fluencia de los alambres de las mallas en comparación con el de las barras corrugadas de acero. En otras palabras, es necesario reconocer que en los alambres de las mallas no existe una plataforma de fluencia que retrase el aumento de su resistencia a la tensión. Las Normas NTC-M (2004) consideran dicho efecto para el diseño sísmico de muros de mampostería reforzada. Sin embargo, el concepto anterior es aplicable a los alambres de malla que desarrollan ductilidad adecuada antes de presentarse la fractura; es decir, no se debe extrapolar de forma directa a los alambres de refuerzo con capacidad de ductilidad limitada (alargamiento). Por ejemplo, en los alambres aquí utilizados, el tramo comprendido entre el inicio de la “fluencia” y la capacidad máxima de deformación fue muy corto en comparación con las barras corrugadas (Figura 6-7(b)), lo cual originó que se presentara la fractura del material con sólo un pequeño incremento de la deformación. Adicionalmente, el alargamiento promedio de estos alambres (1.9%) no cumplió con la especificación de la Norma NMX-B-253 (2006), donde se estipula que el alargamiento mínimo debe ser igual a 6%. Tal como se observó durante los ensayos de los muros, una vez se fracturan los

alambres se genera un mecanismo de falla súbito no deseado. Por lo tanto, para propósitos de diseño sísmico de muros reforzados utilizando alambres de malla con capacidad de ductilidad limitada, no se deben disminuir las cuantías de refuerzo y, al mismo tiempo, convendría utilizar parámetros de capacidad de ductilidad estructural asociados a factores de seguridad mayores que los recomendados para muros reforzados con barras corrugadas de acero (en la sección 6.7.2 se recomiendan este tipo de parámetros).

Como se observa en las Figuras 6-6(a) y (b), en los ensayos dinámicos, la eficiencia medida del refuerzo horizontal del alma fue mayor en los muros con barras corrugadas reforzados con la cuantía mínima de refuerzo a cortante especificada en el ACI-318 (2008), que en los muros reforzados con malla de alambre soldado y el 50% de la cuantía mínima. En los dos tipos de muros, las eficiencias promedio medidas fueron iguales al 86% y 78%, respectivamente; es decir, la disminución de eficiencia fue cercana al 10% para los muros con malla de alambre soldado. Teniendo en cuenta que la eficiencia del refuerzo horizontal podría aumentar al disminuir la cuantía de refuerzo y que el tipo de refuerzo no afecta de forma directa su valor numérico, el efecto de la distribución de deformaciones en los muros con malla de alambre soldado es mayor que en los muros con barras corrugadas. A partir de las observaciones y las tendencias de los resultados, se propone utilizar la Ec. 6-3 para calcular el factor de eficiencia η_h , la cual considera la distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales, la cuantía de refuerzo en el alma del muro y el tipo de refuerzo utilizado para proveer dicha cuantía. Los valores propuestos se indican en la Figura 6-6(a) (“Este estudio”). La Ec. 6-3 se debe utilizar en muros con valores del producto $\rho_h f_{yh} \leq 1.25$ MPa. El límite de la ecuación se estableció a partir de las características del refuerzo de los muros utilizados para la calibración del modelo; es decir, ρ_h varió entre 0.11% y 0.26% en los muros ensayados dinámicamente y, entre 0.11% y 0.29% en los muros ensayados bajo carga lateral cíclica.

$$\begin{aligned} \eta_h &= 0.8 && \text{Barras corrugadas} \\ \eta_h &= 0.7 && \text{Malla alambre soldado} \end{aligned} \tag{6-3}$$

De acuerdo con la Ec. 6-3, todas las barras/alambres de refuerzo horizontal no alcanzan, en promedio, a fluir/plastificar al momento de alcanzar la resistencia del muro. En cuanto a la cantidad de refuerzo, para las cuantías de acero horizontal utilizadas no se observó una tendencia clara de disminución de eficiencia al incrementar el valor de dicha cuantía y, por lo tanto, se propone un valor constante para los muros con $\rho_h f_{yh} \leq 1.25$ MPa. La Ec. 6-3 también tiene en cuenta las diferencias del comportamiento entre muros reforzados utilizando barras corrugadas y muros con malla de alambre soldado. Es decir, para tener en cuenta el mayor efecto de la distribución de deformaciones en los muros con malla de alambre soldado y para prevenir que se alcance el alargamiento máximo de los alambres antes de registrar la resistencia del muro, la Ec. 6-3 limita los esfuerzos de los alambres de malla en comparación con las barras corrugadas. Algunos reglamentos, como el ACI-318 (2008), limitan el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo a un valor igual a 550 MPa (5,600 kgf/cm²) para el diseño a cortante en el alma y a un valor igual a 412 MPa (4,200 kgf/cm²) cuando el mecanismo de resistencia analizado es frágil (por ejemplo, en el mecanismo de cortante por fricción). En las Normas NTC-C (2004), el límite se establece sólo para la revisión de cortante por fricción. En la Figura 6-7(a) se muestra la variación de η_h en el modelo aquí propuesto (“Este estudio: Barras”, “Este estudio: Malla”) junto con las curvas propuestas por Leiva y Montaña (2001), Flores *et al.* (2007), Sánchez (2010) y, los reglamentos NTC-C (2004), EC8 (2004) y ACI-318 (2008) para muros de concreto y, la propuesta de NTC-M (2004) para muros de mampostería reforzada. En la Figura 6-7(a) también se incluyen los resultados medidos en los muros ensayados de forma dinámica.

La propuesta de Sánchez (2010) intenta seguir la tendencia de una base de datos para muros con valores de $\rho_h f_{yh}$ aproximadamente entre 0.3 y 8.5 MPa. Sin embargo, para los muros con las características aquí estudiadas, dicho intervalo varió aproximadamente sólo entre 0.6 y 1.3 MPa. Leiva y Montaña (2001) y Flores *et al.* (2007) utilizan valores constantes iguales a 0.70 y 0.75, respectivamente. Como se mencionó en la sección 6.4.1.1, en los reglamentos NTC-C y ACI-318 se supone que todo el refuerzo horizontal contribuye a la resistencia. En el Reglamento EC8 (2004), el factor de eficiencia del refuerzo horizontal es igual 0.75

para muros con $M/V_l=1$. Tal como se esperaba, las diferencias de la eficiencia del refuerzo horizontal en los muros de concreto y mampostería son evidentes.

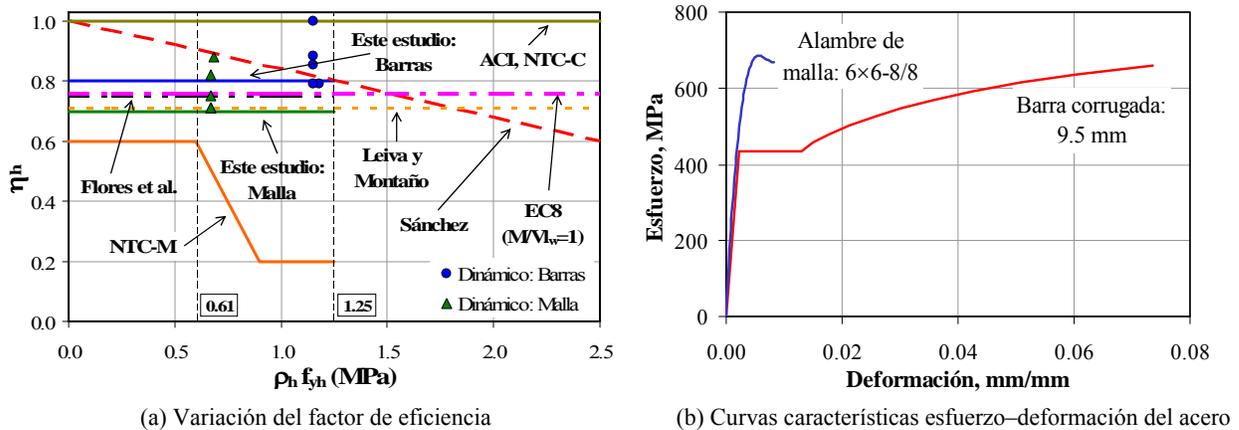


Figura 6-7. Factor de eficiencia del refuerzo horizontal

6.4.1.4 Requisitos complementarios del refuerzo

Como se mencionó en la sección 6.4.1.1, las deformaciones del refuerzo vertical en el alma del muro están asociadas principalmente con la distribución uniforme de grietas inclinadas y, la eficiencia relativa entre el refuerzo vertical y horizontal ($\varepsilon_v/\varepsilon_h$), aumenta a medida que se reduce la relación de aspecto del muro (Figura 6-8(b)). El agrietamiento diagonal distribuido hace referencia a la formación de mayor número de grietas de menor tamaño, en lugar de una sola grieta de tamaño significativo. Por lo tanto, es necesario proporcionar una cuantía mínima de refuerzo vertical distribuido en el alma, la cual depende, principalmente, de la cuantía de refuerzo horizontal y de la relación de aspecto del muro. En el capítulo 11 de requisitos generales de ACI-318 (2008) se especifica que los muros deben tener refuerzo por cortante en las dos direcciones ortogonales del plano del muro y, que dicho refuerzo (horizontal y vertical) debe estar distribuido a lo largo de la longitud y la altura del muro para restringir efectivamente las grietas inclinadas. De esta manera, en el capítulo 11 de ACI-318 (2008) se estipula que la cuantía de refuerzo vertical del alma (ρ_v) no debe ser menor que la calculada por medio de la Ec. 2-13. En la Figura 6-8(a) se muestran los resultados obtenidos a partir de la Ec. 2-13, para diferentes valores de la cuantía de refuerzo horizontal expresada en función de la cuantía mínima de refuerzo ($\rho_h = X \rho_{min}$; $X = 1, 1.5, 2, 2.5, 3$ y 4).

Como se indicó en la sección 6.4.1.1, Barda *et al.* (1977) recomiendan que la cuantía de refuerzo vertical sea al menos igual a la cuantía horizontal en muros con $H/l_w \leq 1.0$ y con elementos de borde. A partir de dicha recomendación, el ACI-318 (2008) especifica para diseño sísmico (capítulo 21) que si $H/l_w < 2.0$, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la horizontal, pero no es necesario que sea mayor que la cuantía de refuerzo horizontal por efectos de la fuerza cortante de diseño (Figura 6-8(b)). Hernández y Zermeño (1980) también recomiendan colocar cuantías de refuerzo similares en las dos direcciones del alma del muro con el fin de prevenir que la fluencia acelere la falla de cortante y, por lo tanto, proponen una relación de al menos 1:0.67 entre la mayor y la menor cuantía de refuerzo. En la Figura 6-8(b) se ilustran los requisitos de la cuantía de refuerzo vertical según Barda *et al.* (1977), Hernández y Zermeño (1980), el capítulo 21 de ACI-318 (2008), así como la tendencia observada de los resultados medidos en los muros aquí estudiados (Figura 5-108(c)). En la Figura 6-8(b) se incluye el requisito de EC8 (2004) para el caso de esfuerzo vertical axial de diseño igual a cero (Ec. 2-39). Al comparar en la Figura 6-8(b) los resultados experimentales y la propuesta del capítulo 21 de ACI-318 (2008), se observan dos aspectos relevantes: a) no parece adecuado cambiar de forma súbita y pronunciada los requisitos de refuerzo vertical a partir de $H/l_w = 2$, b) la eficiencia del refuerzo vertical relativa al refuerzo horizontal ($\varepsilon_v/\varepsilon_h$), aumenta al disminuir la relación de aspecto, pero el valor de su eficiencia relativa es significativamente menor que la obtenida por medio de la ecuación propuesta por el ACI-318 (2008). Teniendo en cuenta lo anterior, se propone calcular la cuantía de refuerzo vertical a partir la Ec. 6-4, cuyos resultados se ilustran en la en la Figura 6-8(c).

$$\rho_v = \rho_{\min} + 0.5 \left(2 - \frac{H}{l_w} \right) (\rho_h - \rho_{\min}) \geq \rho_{\min} \quad (6-4)$$

La Ec. 6-4 arroja resultados iguales a la Ec. 2-13 propuesta en el capítulo 11 de ACI-318 (Figura 6-8(a)), cuando $\rho_{\min} = 0.0025$ y la constante numérica 2 se reemplaza por 2.5. Si en la Ec. 6-4 $\rho_h = \rho_{\min}$, entonces $\rho_v = \rho_{\min}$; de lo contrario ρ_v disminuye gradualmente al aumentar H/l_w hasta un valor igual a ρ_{\min} . De acuerdo con la tendencia observada en los muros aquí estudiados, el cociente ρ_v/ρ_h podría ser aún menor (Figura 6-8(c)); sin embargo, no se dispone de datos experimentales suficientes para proponer un “factor de eficiencia relativo” del refuerzo vertical menor que el calculado por medio de la Ec. 6-4. Por ejemplo, en los muros para vivienda aquí estudiados, la cuantía de refuerzo vertical en el alma siempre fue igual a la cuantía horizontal.

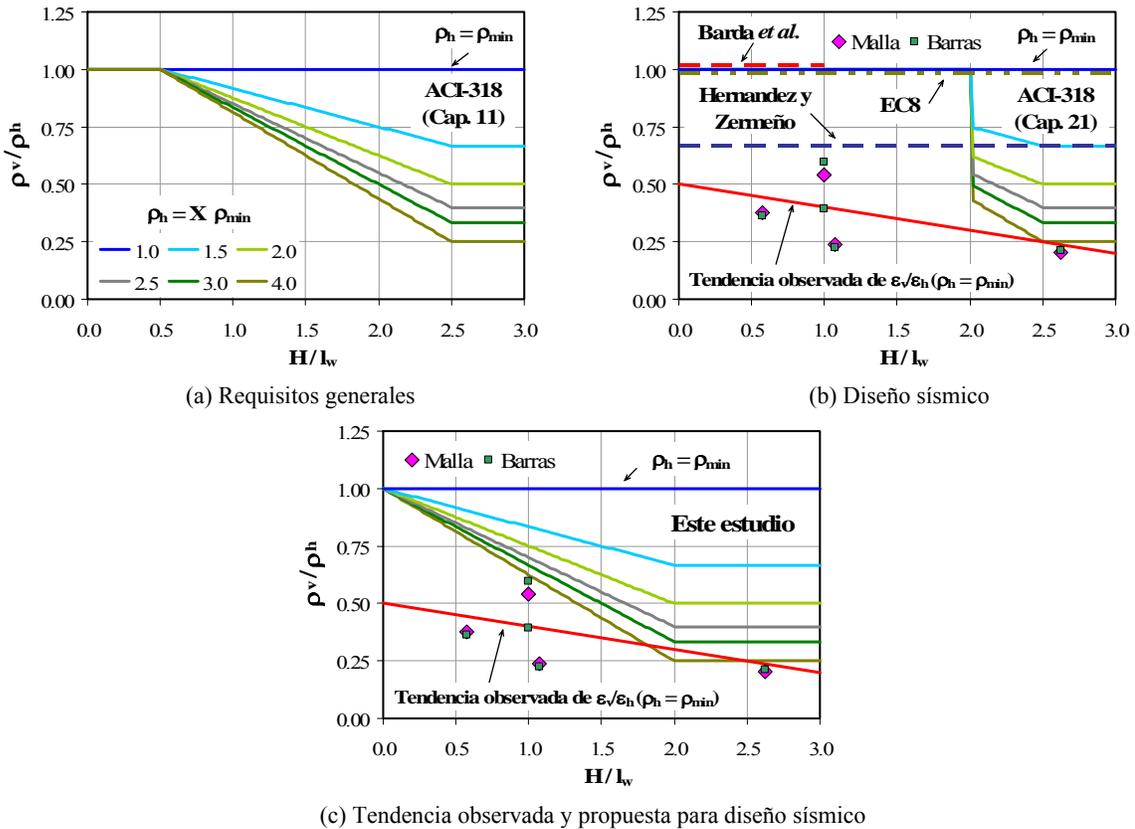


Figura 6-8. Requisitos del refuerzo vertical en el alma

6.4.1.5 Contribución del concreto a la resistencia, factor α_1

En la Ec. 6-2, el factor α_1 relaciona la contribución del concreto a la resistencia al cortante y la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto. Este factor depende, principalmente, de: (a) la geometría y las condiciones de frontera del muro (cociente M/Vl_w , cociente entre el momento de flexión y el producto de la fuerza cortante por la longitud del muro) y (b) el esfuerzo vertical axial que actúa sobre el muro (σ_v). En la metodología de Sánchez (2010), el factor depende adicionalmente de la cuantía de refuerzo vertical a cortante en el alma del muro. En cuanto al cociente M/Vl_w , se ha observado que los muros robustos (valores M/Vl_w bajos) desarrollan resistencias a cortante mayores que muros más altos con propiedades de materiales similares. En lo referente al esfuerzo axial, en la sección 4.6.3 se indicó que en los muros de concreto en viviendas de baja altura, el esfuerzo vertical axial de compresión en condiciones de servicio es relativamente bajo ($\sigma_v \approx 0.25$ MPa). Sin embargo, ante una sollicitación sísmica real, las aceleraciones verticales y/o el efecto de acoplamiento entre muros pueden originar que los esfuerzos verticales axiales de compresión se

incrementen o se disminuyan, incluso alcanzando esfuerzos verticales axiales de tensión. Si se presentan esfuerzos de tensión, la capacidad a cortante del muro disminuirá. En ensayos cuasi-estáticos este efecto es imperceptible, pues no existe fuerza inercial sobre la masa que se coloca sobre el muro para generar el esfuerzo vertical; es decir, el esfuerzo vertical siempre contribuye a la resistencia a cortante. Por lo tanto, para fines prácticos de diseño sísmico, la contribución del esfuerzo vertical axial a la resistencia a cortante del muro se incluyó utilizando $\sigma_v=0$; es decir, que la aceleración vertical sería aproximadamente equivalente a 1.0 g. Adicionalmente, se considera que este enfoque es realista en zonas de amenaza sísmica alta, donde la aceleración vertical es importante, y conservador en zonas de amenaza sísmica baja, pues la aceleración vertical es relativamente baja con respecto a la aceleración horizontal. Para hacer una estimación del factor α_l a partir de las tendencias de los resultados experimentales, se calculó el cociente $v_c / \sqrt{f_c}$ para todos los muros estudiados en el programa experimental del proyecto de investigación (Tablas 4-1 y 4-2). Se incluyeron los especímenes ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica en los cuales se observó modo de falla por tensión diagonal (TD) o modo de falla combinado (TD-CD). No se incluyeron los muros con aberturas porque éstos no se caracterizan con un único cociente M/Vl_w . En total se utilizaron los resultados experimentales de 22 especímenes. La contribución del concreto a la resistencia a cortante se calculó como:

$$v_c = \frac{V_{\max} - V_s}{t_w l_w} \quad (6-5)$$

donde V_{\max} corresponde a la fuerza cortante máxima medida en el ensayo del muro (promedio de las dos direcciones de deformación en el plano) y V_s es la contribución del acero de refuerzo horizontal calculada utilizando el factor de eficiencia definido en la Ec. 6-3. Las diferencias entre las fuerzas cortantes medidas en las dos direcciones fueron, en promedio, iguales a 5% y 15% para los muros sin y con aberturas, respectivamente. En los cálculos se utilizaron las dimensiones reales del muro (t_w y l_w) y las propiedades mecánicas de los materiales determinadas experimentalmente en una fecha cercana al ensayo de los muros (f_c y f_y). En la Figura 6-9 se muestran los resultados junto con línea que representa la tendencia observada (“Este estudio”). En la figura también se incluyen las propuestas del capítulo 21 de ACI-318 (2008), NTC-C (2004), EC8 (2004), Flores *et al.* (2007), Gulec y Whittaker (2009, 2011) y Sánchez (2010).

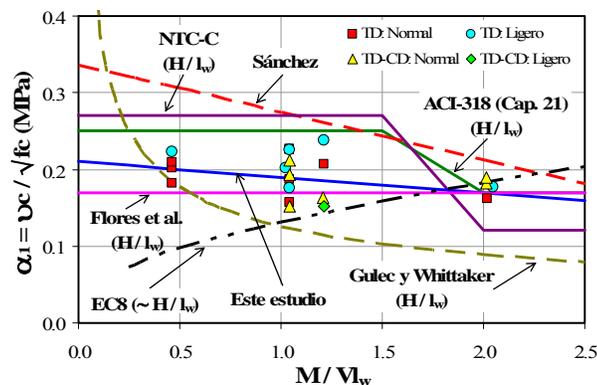


Figura 6-9. Contribución del concreto a la resistencia por tensión diagonal

Como se observa en la Figura 6-9, en el capítulo 21 de ACI-318 (2008), el cual hace referencia a los requisitos para el diseño sísmico de muros, el factor α_l depende exclusivamente de la geometría del muro (relación H/l_w). En la metodología de Flores *et al.* (2007) se propone un valor constante para muros con las características aquí estudiadas. En NTC-C (2004), para relaciones H/l_w menores o iguales que 1.5, el factor depende exclusivamente de la geometría del muro y, para relaciones H/l_w mayores que 2.0, se supone que los muros trabajan esencialmente como vigas y, por lo tanto, el factor depende de la geometría, la carga axial y la cuantía de refuerzo a flexión. Con el propósito de indicar en la Figura 6-9 la propuesta de NTC-C (2004),

para relaciones H/l_w mayores que 2.0 se utilizó un esfuerzo vertical (σ_v) igual a 0.25 MPa, cuantía de refuerzo a flexión (ρ) igual a 1.5% y longitud de muro (l_w) igual a 1.25 m. Para indicar la propuesta de Sánchez (2010) se utilizó cuantía de refuerzo vertical (ρ_v) igual a 0.125% y esfuerzo de fluencia igual a 412 MPa (4,200 kgf/cm²). La contribución del concreto en la propuesta de EC8 (2004) depende de l_w y de $\sqrt[3]{f'_c}$ y, por lo tanto, para indicar en la Figura 6-9 los resultados de dicha propuesta, se tuvieron en cuenta las siguientes suposiciones: (a) las relaciones de aspecto se calcularon para H igual a 2.5 m, (b) la cuantía de refuerzo a flexión se calculó como, ρ (%) = $0.75 \times H/l_w$ (similar a la cuantía utilizada en los especímenes ensayados) y, (c) primero se calculó el factor α_1 en función de $\sqrt[3]{f'_c}$ para $f'_c = 19.6$ MPa y luego, se obtuvo el cociente entre el valor obtenido y $\sqrt{f'_c}$. En la propuesta de Flores *et al.* (2007), la predicción es conservadora (resistencia calculada menor o igual que la medida) en casi todos los casos. Sin embargo, no sigue una tendencia en función del cociente M/Vl_w . La propuesta de NTC-C (2004) es insegura para cocientes M/Vl_w menores que 1.5 y muy conservadora para cocientes M/Vl_w mayores que 1.8. La propuesta del capítulo 21 de ACI-318 (2008) es similar a la de NTC-C (2004). En la propuesta de Sánchez (2010), la contribución del concreto a la resistencia siempre es mayor que la contribución medida. La propuesta de Gulec y Whittaker (2009, 2011) predice adecuadamente la contribución del concreto para muros con cocientes M/Vl_w cercanos a 0.5, pero es muy conservadora para muros con cocientes M/Vl_w mayores que 0.75. La tendencia de la propuesta de EC8 (2004) es contraria a la tendencia de las demás propuestas y de los resultados experimentales; es decir, la contribución del concreto es mayor para muros “esbeltos” que para muros “robustos”. Esta tendencia se origina, ya que en el EC8 (2004) la contribución del concreto a la resistencia a cortante de muros se calcula con la misma expresión utilizada para el cálculo de la contribución en vigas, sin incluir ninguna modificación por las diferencias del comportamiento entre vigas y muros (Ec. 2-27). A partir de las tendencias observadas de los resultados experimentales, para propósitos de diseño sísmico de viviendas con las características estudiadas se propone calcular α_1 por medio de la Ec. 6-6 (línea “Este estudio”, Figura 6-9).

$$\alpha_1 = 0.21 - 0.02 \left(\frac{M}{Vl_w} \right) \quad (\text{MPa})$$

$$\alpha_1 = 0.67 - 0.06 \left(\frac{M}{Vl_w} \right) \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (6-6)$$

Teniendo en cuenta que la Ec. 6-6 representa un ajuste del promedio de los valores medidos, en algunos casos no hace una estimación conservadora; sin embargo, sigue la tendencia de los resultados experimentales y el cociente entre las resistencias calculadas y medidas es igual a 0.99, con un coeficiente de variación relativamente bajo ($\bar{X} = 1.0$, $CV = 7.7\%$, Tabla 6-2). No se observaron tendencias diferentes entre muros con concretos de peso normal y peso ligero y, por lo tanto, la ecuación no depende del tipo de concreto. Este enfoque refleja las similitudes del comportamiento dinámico observado en los especímenes con concretos de peso normal y peso ligero (sección 5.14). De esta manera, la Ec. 6-6 sólo depende de un parámetro e incluye el efecto de la cuantía de refuerzo vertical en el alma del muro (distribución del agrietamiento diagonal). Adicionalmente, al utilizar los resultados de los ensayos dinámicos en mesa vibradora, también se incluyen, de forma general, los efectos de la velocidad de aplicación de carga, el número ciclos, los parámetros acumulados de distorsión y disipación de energía (Capítulo 7), así como el efecto dinámico del esfuerzo vertical axial (compresión y/o tensión) sobre la resistencia.

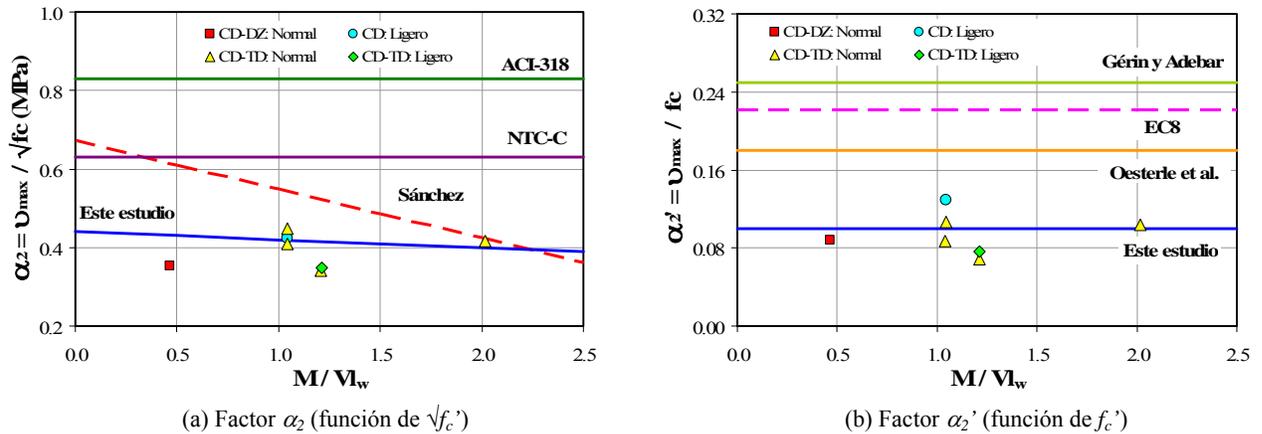
6.4.1.6 Límite de resistencia a cortante, factor α_2

De forma similar a la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico a fuerza cortante, la metodología propuesta intenta que los muros desarrollen un mecanismo por tensión diagonal y así evitar o retrasar la ocurrencia de fallas por compresión diagonal. Las fallas por compresión diagonal se presentan principalmente en: a) muros con altas cuantías de refuerzo a cortante, las cuales impiden que el refuerzo experimente deformaciones plásticas y, b) muros con resistencias a la compresión del concreto bajas o en muros de

concreto agrietados. En la Ec. 6-2, el límite superior representa la resistencia que puede desarrollar el muro antes de que se origine falla por compresión diagonal. En este límite, el factor α_2 relaciona la contribución máxima del concreto a la resistencia al cortante por compresión diagonal y la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto. Para hacer una estimación del factor α_2 a partir de las tendencias de los resultados experimentales, se calculó el cociente $v_{\max} / \sqrt{f_c}$ para los muros en los cuales se observó un modo de falla por compresión diagonal (CD) o un modo de falla combinado (CD-TD y CD-DZ). No se incluyeron los resultados de los ensayos cuasi-estáticos monótonos, ni los muros con aberturas. En total se utilizaron los resultados experimentales de diez especímenes. La contribución del concreto a la resistencia a cortante por compresión diagonal se calculó como:

$$v_{\max} = \frac{V_{\max}}{t_w l_w} \tag{6-7}$$

donde V_{\max} corresponde a la fuerza cortante máxima medida en el ensayo del muro (promedio de las dos direcciones de deformación en el plano). En los cálculos se utilizaron las dimensiones reales del muro (t_w y l_w) y la resistencia a la compresión del concreto determinada experimentalmente en una fecha cercana al ensayo de los muros (f_c). En la Figura 6-10(a) se muestran los resultados junto con línea que representa la tendencia observada (“Este estudio”), así como las propuestas de ACI-318 (2008), NTC-C (2004) y Sánchez (2010).



(a) Factor α_2 (función de $\sqrt{f_c}$) (b) Factor α_2' (función de f_c')
Figura 6-10. Contribución del concreto a la resistencia por compresión diagonal

En los Reglamentos ACI-318 (2008) y NTC-C (2004) se propone un valor constante para el factor $\alpha_2 = 0.83\sqrt{f_c}$ en MPa ($2.65\sqrt{f_c}$ en kgf/cm²). Sánchez (2010) propone que el límite de la resistencia sea dos veces la contribución del concreto a la resistencia; es decir, de forma indirecta plantea que $\alpha_2 = 2\alpha_1$. Como se observa en la Figura 6-10(a), sólo un muro falló en compresión diagonal pura. Sin embargo, en ninguno de los casos, NTC-C (2004) y ACI-318 (2008) hacen una predicción acertada; es decir, la resistencia calculada por falla de compresión diagonal siempre es mayor que la resistencia medida. En la propuesta de Sánchez (2010), el factor α_2 depende del cociente M/Vl_w pero hace una estimación acertada sólo para cocientes M/Vl_w mayores que 2.0. Algunas metodologías proponen calcular el límite de la resistencia a cortante de forma directa en función de f_c' . Por ejemplo, a partir de la teoría de la plasticidad que reconoce la disminución de f_c' en función de las deformaciones transversales (Nielsen *et al.*, 1978), Oesterle *et al.* (1984) indican que el límite que se establece en el ACI-318 no descarta el posible modo de falla por compresión diagonal para muros con resistencia a la compresión del concreto menor que 34.5 MPa (352 kgf/cm²) al estar sometidos a esfuerzos axiales bajos y deformaciones inelásticas extremas causadas por cargas reversibles y, por lo tanto, establecen un límite $\alpha_2' = 0.18 f_c'$. Sin embargo, en la Figura 6-10(b) se observa que este límite también sobreestima la capacidad de resistencia por compresión diagonal en los muros con las características aquí estudiadas. G3rin y Adebar (2004) y el Reglamento EC8 (2004) proponen un límite mayor que el indicado

por Oesterle *et al.* (1984). Las propuestas anteriores sobreestiman la capacidad de resistencia a cortante por compresión diagonal debido principalmente a que han sido calibradas para muros con resistencias a la compresión del concreto medias o altas y, con cuantías de refuerzo a cortante iguales o mayores que la mínima especificada en NTC-C (2004). A partir de las tendencias observadas de los resultados experimentales, para propósitos de diseño sísmico de viviendas con las características estudiadas ($\rho_{h,v} \leq \rho_{h,v \text{ min}}$), se propone calcular α_2 por medio de la Ec. 6-8 (línea “Este estudio”, Figura 6-10 (a)).

$$\alpha_2 = 0.44 - 0.02 \left(\frac{M}{V l_w} \right) \quad (\text{MPa}) \quad (6-8)$$

$$\alpha_2 = 1.40 - 0.06 \left(\frac{M}{V l_w} \right) \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

La Ec. 6-8 hace una estimación acertada para los muros en los cuales el mecanismo de compresión diagonal estuvo involucrado en el modo de falla y sigue la tendencia de los resultados experimentales. De modo similar al factor α_1 (Ec. 6-6), se observó que la contribución del concreto a la resistencia por compresión diagonal depende del cociente M/Vl_w , pero no depende significativamente del tipo de concreto. Al utilizar los resultados de los ensayos dinámicos en mesa vibradora, la Ec. 6-8 también incluye, de forma general, los efectos de la velocidad de aplicación de carga, el número ciclos y, los parámetros acumulados de distorsión y disipación de energía sobre la resistencia (Capítulo 7). En general, similar a lo reportado en la literatura disponible, la contribución del concreto (definida por los factores α_1 y α_2) es mayor en muros robustos (valores M/Vl_w bajos) que en muros más altos con propiedades de materiales similares. Teóricamente, un modelo más robusto debe considerar el efecto del ablandamiento en la resistencia a la compresión del concreto. Sin embargo, se consideró que un modelo más detallado no es práctico para fines de diseño reglamentario.

6.4.2 Resistencia en el agrietamiento diagonal

Benjamín y Williams (1957) indican que la carga asociada a la formación de la primera grieta en el alma es independiente de la configuración del refuerzo en el alma del muro (cuantía, tipo y localización). De modo similar a las observaciones en los ensayos de los muros aquí estudiados, Benjamín y Williams (1957) indican que el primer cambio de rigidez en la curva ocurre cuando se presenta agrietamiento distribuido en el alma de muro, el cual generalmente no se presenta en la carga que produce la primera grieta. La resistencia en el agrietamiento diagonal distribuido corresponde esencialmente a la fuerza cortante para la cual se alcanza el esfuerzo principal de tensión en el concreto. Por lo tanto, en el modelo aquí propuesto se supone que la resistencia en el agrietamiento diagonal (V_{cr}) es similar a la contribución del concreto a la resistencia; es decir, V_{cr} se calcula por medio de la Ec. 6-9, en la cual α_1 se calcula utilizando la Ec. 6-6.

$$V_{cr} = V_c = \alpha_1 \sqrt{f_c'} A_w \quad (6-9)$$

6.4.3 Resistencia última

De modo similar a otras metodologías disponibles (Hidalgo y Jordán, 1996; Sánchez, 2010), en el modelo aquí propuesto se consideró que el estado límite de capacidad última de desplazamiento está asociado a una disminución de resistencia del 20% respecto a la máxima alcanzada. Por lo tanto, la resistencia última se calcula utilizando la Ec. 6-10.

$$V_u = 0.8 V_{\max} \quad (6-10)$$

6.4.4 Resistencia al deslizamiento

Para los muros con las características estudiadas, se plantea incluir el factor ψ en las ecuaciones de la sección 2.5.10 de NTC-C (2004). Por lo tanto, se propone que la resistencia al cortante por fricción esté asociada al menor de los valores calculados con las Ecs. 6-11 a 6-13.

$$V_n = \mu (\psi A_{vf} f_y + N_u) \quad (6-11)$$

$$V_n = [1.4A + 0.8(\psi A_{vf} f_y + N_u)] \quad (\text{MPa}) \quad (6-12)$$

$$V_n = [14A + 0.8(\psi A_{vf} f_y + N_u)] \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$V_n = 0.25 f_c ' A \quad (6-13)$$

donde:

A = área de la sección definida por el plano crítico,

A_{vf} = área total de refuerzo de cortante por fricción,

f_y = esfuerzo especificado de fluencia del acero de cortante por fricción; para diseño, f_y no debe suponerse mayor que 412 MPa (4,200 kgf/cm²),

N_u = fuerza de diseño de compresión, normal al plano crítico,

μ = coeficiente de fricción que se toma como 1.4 para concreto colado monolíticamente o 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido,

ψ = representa la eficiencia del refuerzo a cortante por fricción y es igual a 0.45.

El factor ψ se calculó a partir de los resultados medidos en los dos muros robustos ($H/l_w=0.5$) en los cuales se observó este tipo de falla. De forma similar al refuerzo horizontal en el alma del muro, el factor ψ tiene en cuenta que no todo el refuerzo que cruza la grieta de cortante alcanza la fluencia, especialmente en muros largos o muy largos. Probablemente, el fenómeno se genera por que la separación vertical del bloque que se desliza no es constante a lo largo del plano de deslizamiento. Aunque no se utilizaron muchos muros para calibrar el factor ψ , se trató de recoger la tendencia observada. No obstante, es claro que se necesitan más ensayos y estudios que incluyan el efecto de la cuantía y el tipo de acero de refuerzo de cortante por fricción, el tipo de concreto, la relación de aspecto y el esfuerzo axial, sobre la resistencia a cortante por fricción de muros de concreto con las características aquí estudiadas. Para los dos muros robustos que fallaron por deslizamiento, cuando se utiliza la metodología aquí propuesta, el promedio y el coeficiente de variación de los cocientes entre las resistencias calculadas y medidas fueron iguales a 0.97 y 8.5%, respectivamente. Para las metodologías NTC-C (2004), ACI-318 (2008), EC8 (2004) y Wood (1990), estos parámetros estadísticos fueron iguales a 1.51–41.1%, 1.20–52.6%, 1.67–3.2% y 0.59–11.4%, respectivamente (Tabla 6-2). De acuerdo con lo anterior, al incluir el factor ψ en las ecuaciones de la sección 2.5.10 de NTC-C (2004), se obtienen resultados adecuados para fines de diseño reglamentario. Como se describe en la sección 6.7.8, la verificación de las recomendaciones aquí propuestas se llevó a cabo a partir del análisis y diseño de ocho prototipos de vivienda de uno y dos niveles ubicados en diferentes zonas de la República Mexicana. Los resultados se presentan en el Apéndice G. En dicha verificación se observó que en algunos muros, especialmente en viviendas de un nivel, el valor mínimo entre las resistencias de diseño a cortante por TD, CD y DZ, está asociado a la resistencia por fricción.

6.4.5 Estimación del modo de falla

En los ensayos dinámicos y bajo carga lateral cíclica se observaron dos tendencias en los modos de falla de los especímenes: (a) en el 72% de casos (28 muros) se observó que el mecanismo de falla predominante (TD, CD o DZ) no fue afectado por otros modos de falla por cortante y, (b) en el 28% restante (11 muros) se observaron modos de falla combinados, es decir, se presentó la interacción de dos mecanismos de falla (TD-CD o CD-TD). Estas tendencias dependieron principalmente del valor relativo de las resistencias nominales

de los tres mecanismos; es decir, si el valor del cociente de resistencias nominales de dos modos de falla distintos es cercano a uno, es probable que se presente un modo de falla combinado. Por lo tanto, se propone que el modo de falla de los muros con las características estudiadas se evalúe por medio de la Ec. 6-14. Los límites de la ecuación se estimaron a partir de las tendencias de los resultados experimentales.

$$\begin{aligned} \text{Si } 0.9 < \frac{V_{n1}}{V_{n2 \text{ ó } n3}} < 1.1 \quad \text{Modo de falla (MF)} &= \text{“MF}_1 - \text{MF}_{2 \text{ ó } 3}\text{”} \\ \text{Si } 0.9 > \frac{V_{n1}}{V_{n2 \text{ ó } n3}} \quad \text{Modo de falla (MF)} &= \text{“MF}_1\text{”} \end{aligned} \quad (6-14)$$

donde V_{n1} es el valor mínimo entre las resistencias a cortante por TD, CD y DZ y, $V_{n2 \text{ ó } n3}$ es la resistencia a cortante calculada para los otros dos modos de falla. Sin embargo, de acuerdo con el comportamiento observado, si el refuerzo a cortante en el alma del muro está formado por malla de alambre soldado, el modo de falla siempre será de Tensión Diagonal (TD). Si el modo de falla es combinado, se propone que la resistencia a cortante también sea la mínima entre las resistencias involucradas.

6.4.6 Estimación del cociente M/Vl_w

Las ecuaciones del modelo de predicción aquí propuesto dependen del cociente M/Vl_w ; es decir, el cociente entre el momento flexionante (M) y el producto de la fuerza cortante por la longitud del muro (Vl_w). Si en muros ensayados en voladizo la carga se aplica a una altura igual a la altura del muro (H), la relación de aspecto (H/l_w) es igual al cociente M/Vl_w . Sin embargo, comúnmente en muros con nivel de acoplamiento común, H/l_w es mayor que M/Vl_w . Para el diseño sísmico de viviendas de baja altura, M y V representan el momento y el cortante de diseño en la base del muro. Por lo tanto, el valor del cociente M/Vl_w se debe obtener utilizando los parámetros calculados durante el proceso de diseño sísmico. A partir de los resultados del análisis y diseño de ocho prototipos de viviendas de uno y dos niveles ubicados en diferentes zonas de la República Mexicana (Apéndice G), se calculó el valor del cociente M/Vl_w asociado a cada muro con relación de aspecto conocida (H/l_w). Todos los muros fueron continuos desde la base hasta la altura total de la vivienda. En la Figura 6-11 se indica cada pareja de datos para las viviendas de uno (Analítico-1N) y dos niveles (Analítico-2N) y, se incluye la propuesta de Sánchez (2010) para viviendas de uno (Sánchez-1N) y dos niveles (Sánchez-2N). En la figura se observa que no existe una diferencia evidente entre las tendencias para muros en viviendas de uno y dos niveles.

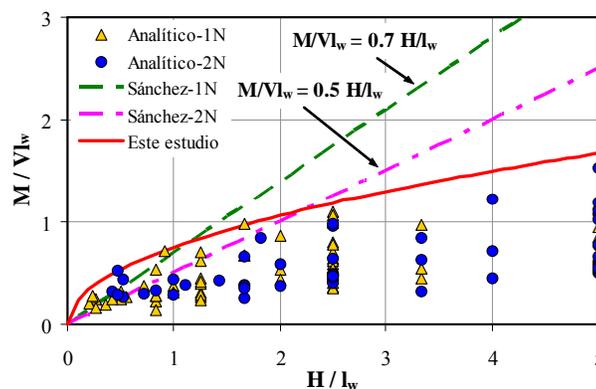


Figura 6-11. Relación entre M/Vl_w y H/l_w para muros continuos en viviendas de uno (1N) y dos (2N) niveles

Como se indicó en la sección 6.4.1.5, a medida que disminuye el cociente M/Vl_w , aumenta la capacidad de resistencia a cortante del muro. Así, para propósitos de diseño sísmico reglamentario, es deseable tener una expresión que estime de forma conservadora el cociente M/Vl_w a partir de la relación H/l_w . La propuesta de

Sánchez (2010) puede ser insegura para relaciones $H/l_w < 1.5$; sin embargo, para $H/l_w > 2.5$, estima de forma muy conservadora el cociente M/Vl_w y, por lo tanto, subestima considerablemente la capacidad de resistencia a cortante de muros con $H/l_w > 2.5$. De esta manera, se propone calcular el cociente M/Vl_w para muros continuos en viviendas de uno y dos niveles por medio de la Ec. 6-15, la cual se obtuvo a partir de un análisis de regresión no-lineal y cuyos resultados se muestran en la Figura 6-11 (“Este estudio”). Es importante mencionar que siempre es deseable calcular el cociente M/Vl_w a partir de los parámetros de diseño (M y V). La Ec. 6-15 sigue la tendencia y representa la envolvente de los datos observados durante el proceso de diseño de los ocho prototipos de vivienda ubicados en diferentes zonas de la República Mexicana.

$$\left(\frac{M}{Vl_w} \right) = 0.75 \sqrt{\frac{H}{l_w}} \quad (6-15)$$

6.4.7 Evaluación de la predicción de resistencia

Con el propósito de evaluar la bondad de los modelos de predicción de resistencia propuestos en reglamentos de diseño y en la literatura disponible (Capítulo 2), se compararon las resistencias teóricas y experimentales (medidas) para los muros que fueron ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica dentro del proyecto de investigación. Para incluir sólo el efecto de carga cíclica (cuasi-estática y dinámica), no se incluyeron los muros ensayados bajo carga lateral monótona. En total se utilizaron los resultados experimentales de 31 especímenes. Como se mencionó en la sección 6.4.1.5, la resistencia experimental corresponde a la fuerza cortante máxima medida en el ensayo del muro, calculada como el promedio de las fuerzas medidas en las dos direcciones de deformación en el plano del muro.

En los cálculos de las resistencias teóricas se utilizaron las dimensiones reales de los muros y las resistencias de los materiales determinadas experimentalmente y, por lo tanto, no se incluyeron los factores de reducción de resistencia que se estipulan en los reglamentos de diseño. En la metodología de NTC-C tampoco se incluyó el factor de reducción adicional a la resistencia especificada a la compresión del concreto ($f_c^* = 0.8f_c'$), ya que dicho factor se estableció para representar el 2% de probabilidad de que la estructura no alcance el valor nominal de f_c' . Como se mencionó en el Capítulo 2, en NTC-C (2004), el factor de reducción de resistencia para diseño sísmico a cortante de muros (ϕ_v) es igual 0.8; sin embargo, el factor de resistencia global se modifica a causa del factor de reducción adicional para la resistencia a la compresión del concreto ($f_c^* = 0.8f_c'$). Por ejemplo, si las contribuciones del concreto y del acero de refuerzo a cortante son iguales, el factor de reducción de resistencia toma un valor aproximadamente igual a 0.76. En el ACI-318 (2008), el factor de reducción para diseño sísmico a cortante es igual a 0.6 cuando la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo del momento nominal a flexión (muros de baja altura); de lo contrario, es igual a 0.75. Aunque para muros de baja altura, la diferencia entre los factores de reducción de resistencia entre los Reglamentos NTC-C y ACI-318 es aproximadamente igual a 27% ($0.76/0.60$), el cociente entre los factores de carga y de reducción de resistencia son similares entre los dos reglamentos. Como se indicó en la sección 5.14, los resultados experimentales aquí reportados demostraron que el factor de modificación de las propiedades mecánicas del concreto de peso ligero (λ) que se especifica en los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008), no se debe aplicar al concreto de peso ligero con las características aquí estudiadas. Sin embargo, tal como se propone en el modelo aquí desarrollado, en las ecuaciones de predicción sí se incluye implícitamente el efecto de la baja resistencia de todos los tipos de concreto empleados. Por lo tanto, en las ecuaciones de NTC-C (2004), ACI-318 (2008) y en las metodologías que se basan parcial o totalmente en dichos reglamentos, no se incluyó el factor λ en el cálculo de las resistencias. A continuación se presenta el análisis de los resultados en términos de la predicción de la resistencia máxima, así como de la contribución del concreto a la resistencia.

6.4.7.1 Resistencia máxima

En la Tabla 6-2 se indican el modo de falla y el cociente entre la resistencia teórica y experimental para cada uno de los muros estudiados ($V_{max(T)} / V_{max(E)}$). Las resistencias teóricas se calcularon para las metodologías

descritas en el Capítulo 2 y para el modelo de predicción aquí propuesto (“Este estudio”). En el Apéndice E se muestra un ejemplo de cálculo utilizando el método de puntales y tensores propuesto en el apéndice A de ACI-318 (2008). Para aplicar las demás metodologías de predicción a los modelos con aberturas, se tuvieron en cuenta las mismas suposiciones indicadas en el cálculo de la rigidez inicial (sección 6.5); es decir, la capacidad resistente del muro corresponde a la suma de las capacidades individuales de los segmentos ubicados a cada lado de la puerta y, las capacidades de desplazamiento máximo y de agrietamiento corresponden al promedio y al valor mínimo, respectivamente, de la capacidad de desplazamiento de los dos segmentos. En todos los muros, la resistencia teórica se calculó para el mismo modo de falla observado para el mismo modo de falla observado durante en el ensayo. Para los muros donde se observó un modo de falla combinado, la resistencia calculada corresponde a la mínima entre las dos resistencias de los modos de falla que interactuaron (sección 6.4.5).

Cuando el cociente entre la resistencia teórica y experimental es menor que uno, implica que la predicción es conservadora, porque la resistencia calculada es menor que la medida, de lo contrario se sobreestima la capacidad y, por la tanto, se estaría del lado de la inseguridad. En la Tabla 6-2 también se indica el cociente entre la fuerza cortante asociada al momento de fluencia y la fuerza cortante experimental ($V_y/V_{max(E)}$), el cual varió entre 1.33 y 2.88; es decir, el comportamiento de todos los especímenes estuvo siempre controlado por cortante. La fuerza cortante V_y se calculó a partir del diagrama momento–curvatura utilizando las dimensiones reales y las propiedades medidas de los materiales. Con el propósito de comprobar que no se presentara una falla por flexión antes que una falla por cortante durante los ensayos, en la etapa de diseño se calculó el cociente V_y/V_{max} utilizando la predicción máxima y mínima de la resistencia a cortante predicha por las metodologías estudiadas. Para analizar estadísticamente los datos, en la Tabla 6-2 se indican la media aritmética (\bar{X}), el coeficiente de variación (CV), los valores extremos (Max y Min) y el porcentaje de sobrepredicciones (Sp).

En la Figura 6-12 se muestran gráficamente la media aritmética (círculo), la variación en términos de la desviación estándar (la altura total del recuadro representa dos veces la desviación estándar) y los valores extremos (línea continua) de los cocientes. De forma práctica, en cada metodología, el porcentaje de sobrepredicción (Sp) corresponde al cociente (porcentual) entre el número de datos en los cuales el valor del cociente de resistencias es mayor que 1.05 y el número de datos de la muestra analizada (31 datos). A pesar de que el valor límite para definir la sobrepredicción debería ser igual a 1.0, se estableció un valor arbitrario igual a 1.05 para tener una holgura del 5% en la predicción de la resistencia.

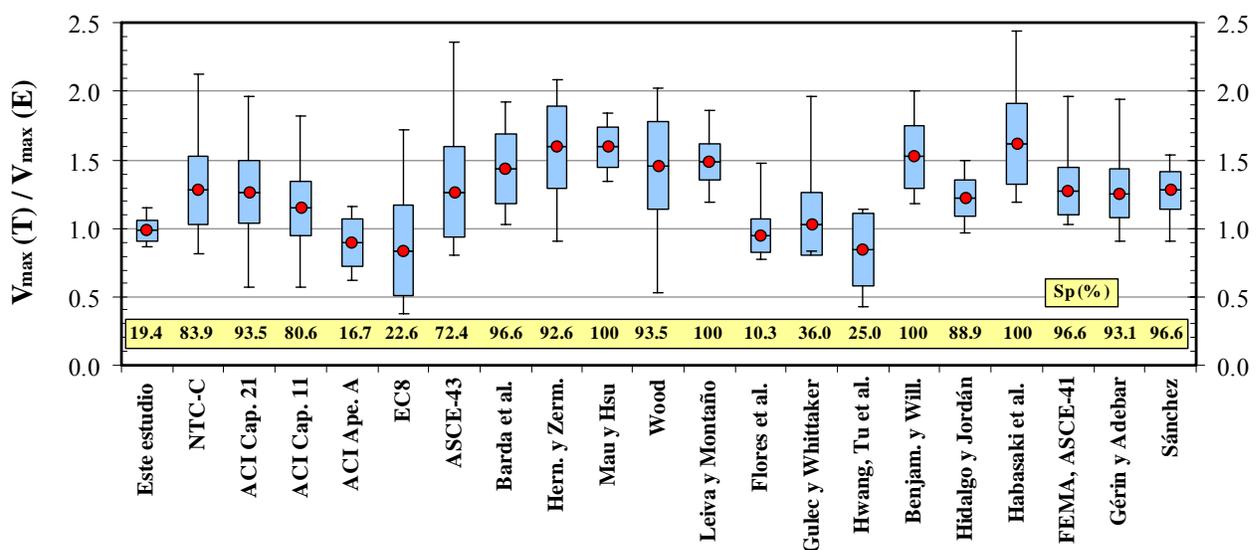


Figura 6-12. Evaluación de la predicción de resistencia

Tabla 6-2. Comparación de resistencias máximas teóricas y experimentales

No.	Muro	Modo falla ⁽¹⁾	V _{max} (E) (kN)	V _{max} (T) / V _{max} (E) (T=Teórica, E=Experimental)																		V _y ⁽⁶⁾ / V _{max} (E)			
				Este estudio	NTC-C ⁽²⁾	ACI ⁽³⁾ Cap. 21	ACI ⁽³⁾ Cap. 11	ACI ⁽⁴⁾ Ape. A	EC8	ASCE-43	Barda <i>et al.</i>	Hernández y Zermeno	Mau y Hsu	Wood	Leiva y Montaño	Flores <i>et al.</i>	Gulecy y Whittaker	Hwang <i>et al.</i> (Tu <i>et al.</i>)	Benjamin y Williams	Hidalgo y Jordán	Habasaki <i>et al.</i>		FEMA-356, ASCE-41, Wallace	Gérin y Adebbar	Sánchez
9	MCN50C	TD	352	0.90	1.20	1.16	1.01	---	0.59	1.22	1.42	1.54	1.40	1.44	1.37	0.81	0.89	⁽⁶⁾	1.19	1.16	1.40	1.16	1.16	1.18	1.66
10	MCN100C	CD-TD	453	0.94	1.27	1.23	1.05	---	0.70	1.14	1.36	1.49	1.50	1.11	1.27	0.87	0.87	0.98	1.63	1.23	1.21	1.23	1.23	1.17	1.83
11	MCA50C	TD	382	0.88	1.18	1.13	0.99	---	0.56	1.21	1.40	1.51	1.38	1.47	1.38	0.78	0.85	⁽⁶⁾	1.22	1.13	1.40	1.13	1.13	1.16	1.50
12	MCA100C	TD-CD	475	0.98	1.30	1.26	1.08	---	0.70	1.20	1.42	1.55	1.59	1.22	1.35	0.89	0.87	⁽⁶⁾	1.70	1.26	1.30	1.26	1.26	1.21	1.76
13	MCL50C	TD	261	1.05	1.39	1.35	1.18	---	0.74	1.36	1.60	1.75	1.55	1.52	1.48	0.94	1.10	⁽⁶⁾	1.36	1.35	1.54	1.35	1.35	1.36	2.24
14	MCL100C	CD	336	0.99	1.48	1.96	1.57	---	1.43	2.36	1.57	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.96	⁽⁶⁾	1.48	1.96	0.84	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.96	1.96	1.35	2.48
17	MRN100C	DZ-CD	766	1.05	2.13	1.83	1.83	---	1.62	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	0.53	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.32	
18	MEN100C	CD-TD	208	0.96	1.05	1.15	1.16	---	1.29	0.85	1.11	1.00	1.48	1.19	1.49	0.96	0.85	1.14	⁽⁶⁾	1.15	1.31	1.15	1.15	1.06	1.48
19	MRN50C	TD	670	1.06	1.37	1.32	1.16	---	0.38	1.70	1.92	2.09	1.67	1.62	1.63	0.92	1.13	⁽⁶⁾	1.21	1.19	2.44	1.32	1.32	1.47	1.63
20	MEN50C	TD	157	0.95	0.82	1.03	1.14	---	1.05	0.83	1.07	0.91	1.42	1.58	1.44	0.90	0.89	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.03	1.55	1.03	1.03	1.12	1.41
21	MRL100C	DZ	800	0.89	0.89	0.57	0.57	---	1.72	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	0.66	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.90
22	MRN50mC	TD	776	1.01	1.38	1.28	1.12	---	0.37	1.66	1.87	2.07	1.72	1.60	1.42	0.92	1.07	⁽⁶⁾	1.33	1.16	2.41	1.28	1.28	1.46	1.40
23	MCN50mC	TD	329	1.02	1.44	1.34	1.17	---	0.72	1.40	1.64	1.81	1.71	1.67	1.61	0.97	1.04	⁽⁶⁾	1.54	1.34	1.64	1.34	1.34	1.41	1.95
24	MEN50mC	TD	154	1.05	0.96	1.15	1.28	---	1.21	0.93	1.20	1.23	1.84	1.81	1.54	1.06	0.96	⁽⁶⁾	⁽⁵⁾	1.15	1.78	1.15	1.15	1.31	1.51
25	MRL50mC	TD	568	0.97	1.33	1.23	1.07	---	0.41	1.39	1.62	1.88	1.34	1.15	1.36	0.92	1.08	⁽⁶⁾	1.53	0.98	1.78	1.23	1.23	1.35	1.92
26	MCL50mC	TD	400	0.90	1.27	1.18	1.03	---	0.61	1.26	1.46	1.61	1.54	1.53	1.47	0.85	0.90	⁽⁶⁾	1.47	1.18	1.48	1.18	1.18	1.25	1.61
27	MEL50mC	TD	172	0.99	0.89	1.09	1.22	---	1.12	0.87	1.12	1.10	1.75	1.80	1.35	1.00	0.88	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.09	1.74	1.09	1.09	1.24	1.31
28	MVN100C	TD-CD	383	0.91	1.07	1.12	1.02	---	0.88	0.81	1.03	1.29	1.37	1.10	1.20	0.85	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.13	1.19	1.12	1.12	1.08	1.51
29	MVN50mC	TD	252	1.02	1.24	1.25	1.20	---	0.98	0.96	1.21	1.57	1.64	1.68	1.64	0.99	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.27	1.67	1.25	1.25	1.34	2.29
30	MCN50C-2	TD	329	0.99	1.33	1.28	1.12	---	0.65	1.35	1.57	1.69	1.56	1.62	1.52	0.89	1.04	⁽⁶⁾	1.42	1.28	1.56	1.28	1.28	1.31	2.07
31	MCA50C-2	TD	321	1.15	1.56	1.49	1.31	---	0.72	1.62	1.88	2.02	1.84	2.02	1.86	1.03	1.16	⁽⁶⁾	1.80	1.49	1.89	1.49	1.49	1.54	2.13
32	MCL50C-2	TD	375	0.96	1.30	1.24	1.09	---	0.60	1.35	1.56	1.67	1.54	1.65	1.53	0.86	0.98	⁽⁶⁾	1.50	1.24	1.55	1.24	1.24	1.28	1.86
33	MCL100C-2	CD	336	0.87	1.00	1.33	1.06	---	0.68	1.59	1.06	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.33	⁽⁶⁾	1.00	1.33	0.43	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.33	0.91	0.91	2.57
34	MCNB50mC	TD	237	1.12	1.58	1.46	1.28	---	0.87	1.44	1.71	1.94	1.70	1.53	1.57	1.08	1.29	⁽⁶⁾	1.68	1.46	1.62	1.46	1.46	1.52	2.88
35	MRNB50mC	TD	612	0.99	1.36	1.26	1.10	---	0.41	1.50	1.72	1.96	1.54	1.31	1.48	0.94	1.09	⁽⁶⁾	1.43	1.05	2.02	1.26	1.26	1.41	1.78
36	MCN50mD	TD	234	0.95	1.36	1.25	1.09	0.84	0.71	1.26	1.47	1.63	1.62	1.69	1.53	0.91	0.90	⁽⁶⁾	1.58	1.25	1.61	1.25	1.25	1.30	1.52
37	MCN100D	TD-CD	274	1.09	1.46	1.41	1.21	1.16	0.85	1.29	1.54	1.67	1.81	1.46	1.63	0.99	0.94	⁽⁶⁾	1.99	1.41	1.52	1.41	1.41	1.35	1.73
38	MCL50mD	TD	240	0.87	1.24	1.14	1.00	0.82	0.67	1.13	1.33	1.48	1.47	1.49	1.46	0.83	0.85	⁽⁶⁾	1.38	1.14	1.44	1.14	1.14	1.19	1.48
39	MCL100D	TD-CD	250	1.13	1.50	1.46	1.25	1.05	0.90	1.30	1.57	1.70	1.83	1.43	1.62	1.03	0.99	⁽⁶⁾	2.00	1.46	1.51	1.46	1.46	1.38	1.89
40	MVN100D	TD-CD	226	1.04	1.22	1.27	1.17	0.92	0.97	0.92	1.18	1.47	1.68	1.41	1.37	0.96	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.27	1.47	1.27	1.27	1.25	1.52
41	MVN50mD	TD	184	0.95	1.15	1.15	1.11	0.63	0.88	0.89	1.12	1.45	1.57	1.72	1.54	0.92	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	⁽⁶⁾	1.16	1.64	1.15	1.15	1.26	1.86
Media aritmética, \bar{X}				0.99	1.28	1.27	1.15	0.90	0.84	1.27	1.44	1.60	1.59	1.46	1.49	0.95	1.04	0.85	1.52	1.22	1.62	1.27	1.26	1.28	1.81
Coefficiente variación, CV (%)				7.7	19.3	18.2	17.1	18.8	39.9	26.0	17.8	18.8	9.2	21.9	9.0	13.1	22.2	31.4	15.1	10.7	18.3	13.5	14.4	10.8	20.9
Valor máximo, Max				1.15	2.13	1.96	1.83	1.16	1.72	2.36	1.92	2.09	1.84	2.02	1.86	1.48	1.96	1.14	2.00	1.49	2.44	1.96	1.94	1.54	2.88
Valor mínimo, Min				0.87	0.82	0.57	0.57	0.63	0.37	0.81	1.03	0.91	1.34	0.53	1.20	0.78	0.85	0.43	1.19	0.98	1.19	0.76	0.91	0.91	1.31
Sobrepredicciones, Sp (%)				19.4	83.9	93.5	80.6	16.7	22.6	72.4	96.6	92.6	100	93.5	100	10.3	36.0	25.0	100	88.9	100	82.8	93.1	96.6	---

Notas: ⁽¹⁾ TD = Tensión Diagonal, CD = Compresión Diagonal, DZ = Deslizamiento; ⁽²⁾ Con $f_c^* = 0.8f_c$; $\bar{X} = 1.20$, CV=20.9%; ⁽³⁾ Para concreto de peso ligero se utilizó $\lambda = 1.0$, ⁽⁴⁾ Modelo de puntales y tensores, del ACI, ⁽⁵⁾ Fuerza cortante asociada al momento flexionante de fluencia, ⁽⁶⁾ Modo de falla no incluido en el modelo de predicción.

Como se mencionó anteriormente, en una metodología adecuada para diseño sísmico, el valor promedio del cociente entre la resistencia teórica y experimental debe ser menor o igual que uno, pero la mayoría de los cocientes debe estar cercano a uno; es decir, las resistencias calculadas deben ser menores o iguales que las resistencias experimentales y, los valores del coeficiente de variación y sobrepredicción deben ser bajos. En la Tabla 6-2 y en la Figura 6-12 se observa que los resultados de las ecuaciones disponibles en reglamentos de construcción, manuales y literatura en general, para calcular la resistencia a cortante de muros para vivienda de baja altura, no se correlacionan adecuadamente con los resultados medidos en ensayos, lo que origina dispersión sustancial de los datos. Como se indicó en la sección 6.4.1.6, la fuente principal de variación de la mayoría de las metodologías, probablemente está relacionada con la calibración de ecuaciones utilizando resultados experimentales de especímenes con resistencias a la compresión del concreto medias o altas y con cuantías de refuerzo a cortante iguales o mayores que la mínima especificada en NTC-C (2004). A continuación se presentan las observaciones principales de la predicción de la resistencia a cortante de muros de concreto (Tabla 6-2 y Figura 6-12), utilizando las ecuaciones estipuladas en reglamentos de construcción (NTC-C, 2004; ACI-318, 2008 y EC8, 2004) y en las metodologías principales que incluyen el comportamiento de muros con las características estudiadas (Flores *et al.*, 2007; Gulec y Whittaker, 2009, 2011 y Sánchez, 2010):

- La metodología aquí propuesta (“Este estudio”) junto con las de Flores *et al.*, método de puntales y tensores de ACI-318 (ACI Ape. A) y EC8, son las únicas donde se hace una estimación conservadora de la predicción de resistencia ($\bar{X} = 0.99, 0.95, 0.90$ y 0.84 , respectivamente). Sin embargo, en las metodologías de Flores *et al.*, puntales y tensores de ACI-318 y EC8, el coeficiente de variación es más alto ($CV = 13.1\%, 18.8\%$ y 39.9% , respectivamente, versus 7.7%).
- La metodología aquí propuesta predice, con un nivel de aproximación similar, la resistencia de muros ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica; por ejemplo, el valor de \bar{X} es igual a 1.04 para los muros ensayados de forma dinámica y 0.98 para los muros ensayos bajo carga lateral cíclica, es decir, la diferencia es cercana sólo al 2% .
- Tal como lo han señalado otros estudios (Gulec *et al.*, 2008), a partir de las ecuaciones del capítulo 11 de ACI-318 se hace una mejor estimación de la resistencia que las ecuaciones del capítulo 21, aun cuando éstas últimas forman parte de los requisitos de diseño sísmico. Sin embargo, en las dos metodologías el porcentaje de sobrepredicción es muy elevado.
- La metodología de NTC-C sobreestima la resistencia en el 83.9% de los casos. Adicionalmente, la media aritmética y el coeficiente de variación son relativamente altos (1.28 y 19.3% , respectivamente). En general, los resultados son similares a los obtenidos con las ecuaciones del capítulo 21 de ACI-318. Si se utiliza el factor de reducción de resistencia adicional ($f_c^* = 0.8f_c'$), el cual no aplica en este caso, pues se utilizaron las resistencias determinadas experimentalmente, la media aritmética disminuye pero el coeficiente de variación aumenta levemente (1.20 y 20.9% , respectivamente).
- Si en las ecuaciones de los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008) se incluye el factor de modificación de las propiedades mecánicas del concreto de peso ligero (λ), el promedio de los cocientes $V_{max(T)}/V_{max(E)}$ y la sobrepredicción disminuyen levemente, pero la variación aumenta; por ejemplo, utilizando las ecuaciones del capítulo 21 de ACI-318, $\bar{X} = 1.17$, $CV = 26.1\%$ y $Sp = 64.5\%$ y, para NTC-C (2004), $\bar{X} = 1.17$, $CV = 19.8\%$ y $Sp = 74.2\%$. Por lo tanto, como se indicó en la sección 5.14, el factor λ no es una forma efectiva de modificar las ecuaciones de predicción de resistencia para los concretos con las características aquí estudiadas.
- El promedio y la variación de los resultados de la metodología de Sánchez son similares a los obtenidos al utilizar las ecuaciones del capítulo 21 de ACI-318, aun cuando el modelo de Sánchez se calibró aproximadamente con el 50% de los resultados experimentales utilizados en el modelo aquí propuesto.
- En el Reglamento EC8, el promedio de los cocientes $V_{max(T)}/V_{max(E)}$ es relativamente bajo y el coeficiente de variación es elevado ($\bar{X} = 0.84$ y $CV = 39.9\%$). Como se mencionó en la sección 6.4.1.1, en el Reglamento EC8, los parámetros que se utilizan para estimar las contribuciones de concreto y del acero de refuerzo, no siguen rigurosamente las tendencias de los resultados experimentales aquí presentados.

- A pesar de que el modelo de Gulec y Whittaker no refleja propiamente las tendencias de los resultados experimentales recopilados en dicho estudio, la media aritmética es cercana a uno pero la variación es alta (1.04 y 22.2%, respectivamente).
- Si en las ecuaciones de predicción del modelo aquí propuesto se aplican el factor de reducción de resistencia a cortante ($\phi_v = 0.8$) y el factor adicional de reducción a f_c' ($f_c^* = 0.8f_c'$) que se especifican en NTC-C (2004), los parámetros estadísticos de los cocientes $V_{max(T)}/V_{max(E)}$ son iguales a: $\bar{X} = 0.74$, $CV = 9.6\%$ y $S_p = 0\%$, respectivamente.
- A partir del análisis de los resultados estadísticos, se considera que la predicción de la resistencia a cortante utilizando la metodología aquí propuesta (“Este estudio”), es adecuada para fines de diseño sísmico reglamentario de los muros de concreto para vivienda de baja altura aquí estudiados.

6.4.7.2 Contribución del concreto a la resistencia a cortante

Para medir, de forma objetiva, la contribución del concreto a la resistencia a cortante, es necesario utilizar los resultados experimentales de muros de concreto sin refuerzo en el alma. Aunque en tres especímenes reportados por Sánchez (2010) no se dispuso refuerzo a cortante en el alma, dichos especímenes fueron ensayados bajo carga lateral monótona. Si se utilizan muros con refuerzo en el alma, el valor de la contribución del concreto depende de la opinión y la capacidad del observador para identificar el nivel de agrietamiento en el alma para el cual se alcanza dicha contribución. Como se verificó en la sección anterior, la metodología propuesta en este estudio predice apropiadamente la resistencia a cortante de muros de concreto para vivienda. Por lo tanto, para propósitos de comparación se utilizó como parámetro de referencia la contribución del concreto calculada con la metodología aquí propuesta (“Este estudio”). De esta manera, se calcularon los cocientes entre la contribución teórica del concreto y la contribución de referencia ($V_{c(T)}/V_{c(R)}$). La contribución teórica del concreto a la resistencia al cortante se calculó para cada una de las metodologías que separan la contribución de los dos materiales (concreto y acero de refuerzo). De forma similar a la Figura 6-12, en la Figura 6-13 se muestran gráficamente la media aritmética, la variación en términos de la desviación estándar y los valores extremos de los cocientes.

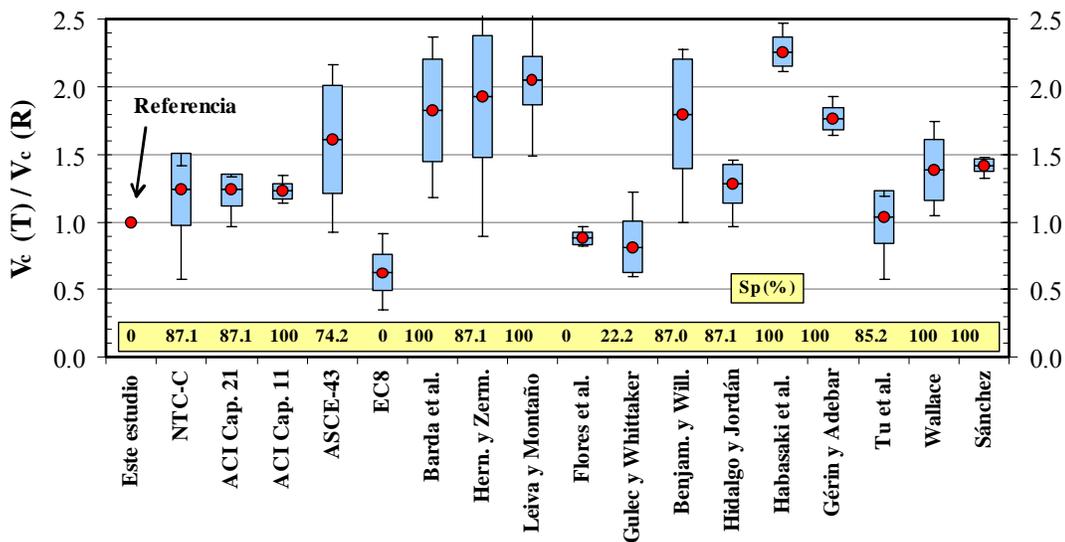


Figura 6-13. Evaluación de la contribución del concreto, V_c

En la Figura 6-13 se observa que los resultados de la mayoría de las ecuaciones disponibles para calcular la contribución del concreto a la resistencia a cortante de muros para vivienda de baja altura, no se correlaciona adecuadamente con la contribución del concreto calculada con el modelo aquí propuesto (“Este estudio”). La sobrestimación de la contribución del concreto está directamente relacionada con las tendencias de los factores que se utilizan para calcular la contribución del concreto en las metodologías disponibles (Figura 6-9(a)). Por ejemplo, entre las metodologías NTC-C (2004), ACI-318, (2008), EC8 (2004), Flores *et al.*

(2007), Gulec y Whittaker (2009, 2011) y Sánchez (2010), sólo se hace una estimación conservadora de la contribución del concreto en las metodologías en las cuales el factor α_l es menor o igual que la tendencia de los resultados medidos en los muros aquí reportados (Este estudio, Flores *et al.* y, Gulec y Whittaker). Sin embargo, en la metodología de Gulec y Whittaker, la subestimación y la variación de la contribución son elevadas. Las ecuaciones de los Reglamentos NTC-C y ACI-318 arrojan resultados promedio similares, pero la variación es evidentemente mayor en NTC-C (20.9%) y, de forma similar a la estimación de la resistencia, en términos de variación, las ecuaciones del capítulo 11 de ACI-318 hacen una mejor estimación que las ecuaciones del capítulo 21. En el Reglamento EC8 se subestima significativamente la contribución del concreto y, como se mencionó en la sección 6.4.1.1, la tendencia de la contribución es contraria a la medida en los especímenes aquí estudiados. En la metodología de Sánchez se sobrestima notablemente la contribución del concreto. En las Figuras 6-26 a 6-31 se muestran las curvas de histéresis de los especímenes ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica, junto con el modo de falla observado y la predicción de resistencia del modelo aquí propuesto. Como se observa en la figuras, el modelo aquí propuesto predice adecuadamente la capacidad resistente de muros de concreto para vivienda de baja altura sometidos a acciones sísmicas.

6.5 Estimación de la rigidez inicial

Para calcular la rigidez inicial de los especímenes (K_e), es decir, en el intervalo elástico antes de los primeros agrietamientos, es posible utilizar cuatro metodologías. La más comúnmente empleada es usar *ecuaciones de mecánica de materiales* (EMM). Todos los modelos aquí estudiados se pueden representar por una estructura empotrada en su base y con una carga horizontal aplicada en su extremo superior. Por medio de la Ec. 2-86 es posible considerar las deformaciones por flexión y por cortante y, al mismo tiempo, despreciar el efecto del agrietamiento ($c_1 = c_2 = 1.0$). De forma similar a lo indicado en la sección 6.4.7.1, para los modelos con aberturas, se supuso que sólo los segmentos de muros ubicados a cada lado de la puerta contribuyen a la rigidez y, que están conectados entre sí por una viga infinitamente rígida; es decir, la demanda de desplazamiento es igual en los dos segmentos (la capacidad de desplazamiento del modelo está acotada a las capacidades de desplazamiento de los segmentos) y la capacidad resistente corresponde a la suma de las capacidades individuales. El segmento ubicado al lado izquierdo (S1) se tomó de altura igual a la de la puerta más la mitad de la distancia entre el borde superior de la puerta y el borde inferior de la losa. El segmento del lado derecho (S2) se tomó de altura igual a la de la ventana más la mitad de la distancia entre el borde superior de la ventana y el borde inferior de la losa; es decir, se supone que está apoyado sobre el muro “robusto” ubicado debajo de la ventana (Figura 6-14). En la metodología propuesta por Aristizabal-Ochoa (1983) se modifican levemente las ecuaciones de la mecánica de materiales para calcular la rigidez de muros de concreto.

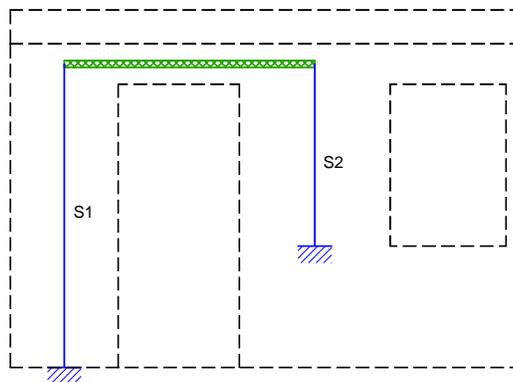


Figura 6-14. Idealización para los especímenes con aberturas utilizando las EMM

Las otras dos metodologías, un poco más elaboradas, son el *método de elementos finitos* (MEF) y el *método de la columna ancha* (MCA), las cuales se describieron en el Capítulo 3. Para tener una mejor aproximación

de la rigidez inicial de los especímenes con aberturas, se utilizaron estos dos métodos, ya que las aberturas implican que en vez de un solo elemento se tiene un conjunto de segmentos de muro, pretilas y dinteles acoplados entre sí. Para ser consistentes con la configuración de ensayo utilizada, en estos dos métodos, el procedimiento consistió en aplicar una carga horizontal, a nivel de la viga de carga, a un modelo numérico y obtener la rigidez dividiendo dicha fuerza entre el desplazamiento promedio obtenido a nivel de la losa. Dada la geometría regular de los especímenes cuadrados, de estas dos últimas metodologías sólo se utilizó el método de elementos finitos. En el MEF y el MCA se tuvo en cuenta la carga axial sobre los modelos.

Se elaboraron modelos numéricos (elásticos) utilizando el método de elementos finitos (MEF) y el método de la columna ancha (MCA) (Figuras 6-15 y 6-16, respectivamente) con la ayuda del programa SAP2000 V10.01 (Computers and Structures, 2005). La modelación con el MCA de los muros con aberturas no es evidentemente clara, por lo que se puede proceder a varias aproximaciones tal como se muestra en la Figura 6-16. En los dos modelos de dicha figura se presenta el segmento de muro a la izquierda de la puerta modelado con una única columna con propiedades “M1”, así como el segmento superior central ubicado entre la puerta y la ventana etiquetado como “M2”, al igual que el tramo libre de la pequeña columna a la derecha de la ventana (“C1”). Sin embargo, la zona abajo de la ventana representa varias posibilidades de modelado. En la figura también se muestran los elementos horizontales que los ligan, los cuales tienen rigidez axial y a flexión infinita dentro del ancho de los muros. En los modelos del MEF se incluyó la geometría real de la losa superior y de la viga de carga del dispositivo de ensayo.

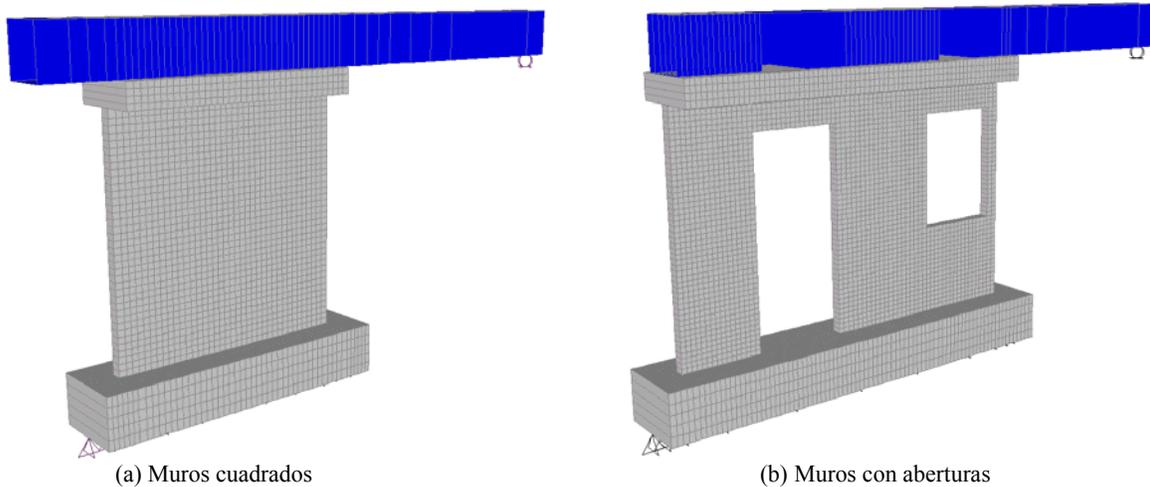


Figura 6-15. Modelos para los especímenes utilizando el MEF

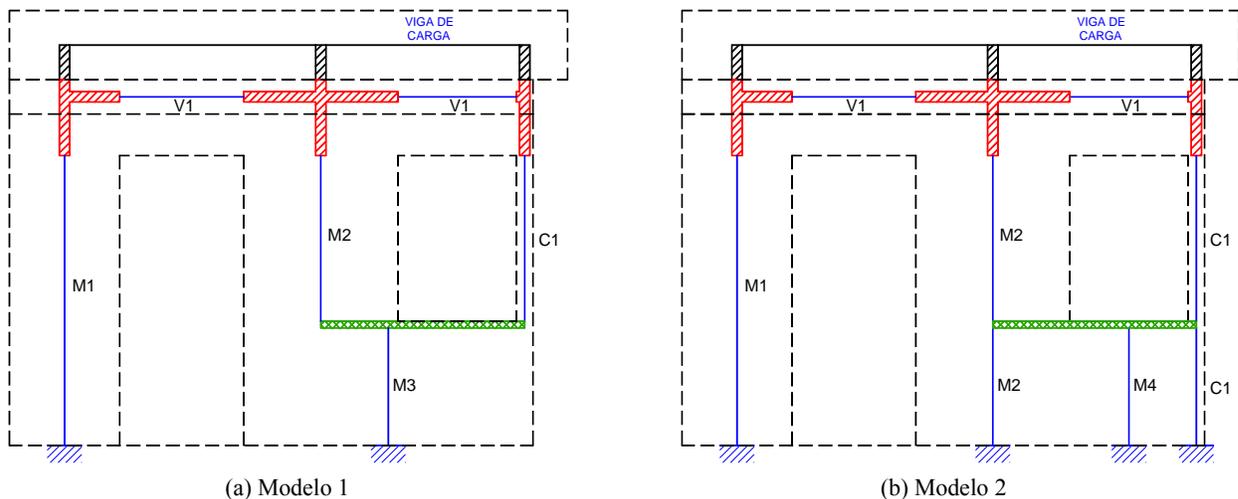


Figura 6-16. Modelos para los especímenes con aberturas utilizando el MCA

En la Tabla 6-3 se presentan los resultados obtenidos a partir de las metodologías descritas anteriormente. Es importante mencionar que en todas las metodologías se utilizaron secciones brutas, es decir, no se incluyó el agrietamiento del concreto por medio de la modificación de las propiedades mecánicas, ni el efecto del acero de refuerzo. Teniendo en cuenta que las características de los materiales de los especímenes MCN50mD y MCN100D fueron iguales y que las dimensiones no variaron significativamente, se realizó un solo modelo de análisis para el MCA y el MEF utilizando las dimensiones promedio de los dos especímenes. El mismo procedimiento se realizó con los especímenes MCL50mD y MCL100D y, con los especímenes MVN50mD y MVN100D. Si se considera, para efectos de comparación, que el MEF es la metodología más precisa para predecir la rigidez inicial con secciones brutas (rigidez elástica), las EMM hacen una predicción muy acertada. Tal como se esperaba, los resultados del método de Aristizabal–Ochoa (1983) son similares a los obtenidos por medio de las EMM; sin embargo, los valores son menores porque el efecto de las deformaciones por corte es más pronunciado. En cuanto al MCA para los muros con aberturas, se presentan algunas diferencias originadas por la aproximación de las suposiciones establecidas.

Tabla 6-3. Evaluación de la rigidez elástica inicial de los modelos

Nombre	Rigidez elástica inicial (K_e), kN/mm					K_{EXP} / K_{MEF}	
	EXP	EMM	Aristizabal–Ochoa	MCA	MEF		
MCN50mD	68.6	141.3	116.5	–	141.7	0.48	
MCN100D	72.0	143.2	118.0	–		0.51	
					Cuadrados CN⁽¹⁾	\bar{X} CV (%)	0.50 3.4
MCL50mD	45.9	86.4	71.2	–	87.1	0.53	
MCL100D	57.1	85.9	70.8	–		0.65	
					Cuadrados CC⁽¹⁾	\bar{X} CV (%)	0.59 15.4
MVN50mD	77.4	129.8	118.1	155.0 ⁽²⁾ , 153.2 ⁽³⁾		0.60	
MVN100D	76.9	132.5	120.5			0.59	
					Aberturas CN⁽¹⁾	\bar{X} CV (%)	0.60 0.5
					Todos los muros	\bar{X} CV (%)	0.56 11.6

Notas: ⁽¹⁾ CN = Concreto de peso Normal, CL = Concreto de peso Ligero; ⁽²⁾ Modelo de la Figura 6-16(a), ⁽³⁾ Modelo de la Figura 6-16(b).

En la Tabla 6-3 también se muestra el cociente entre la rigidez inicial experimental y la rigidez elástica inicial calculada con el MEF (K_{EXP}/K_{MEF}). La rigidez experimental se obtuvo como el promedio de los tres valores más altos de la rigidez de ciclo, calculados con los datos medidos durante la aplicación del primer registro sísmico (CALE 71-50%). En general, los valores de la rigidez experimental se calcularon para una distorsión promedio igual a 0.02%. Los datos disponibles que se muestran en la Tabla 6-3 no son suficientes para dar una recomendación particular para muros de concreto de peso normal y otra para muros de concreto de peso ligero. El promedio del cociente K_{EXP}/K_{MEF} fue igual a 0.56 para todos los muros estudiados. Se reconoce que la sobreestimación de la rigidez K_{MEF} está asociada, principalmente, con los siguientes parámetros o efectos: a) el agrietamiento del concreto, b) la bondad del método y las suposiciones incluidas en la modelación, c) los valores del módulo de elasticidad del concreto y de la relación de Poisson, los cuales dependen del nivel de esfuerzo aplicado, d) las dimensiones geométricas reales de los elementos, e) el nivel de esfuerzo vertical sobre el muro y, f) la precisión de los instrumentos de medición (celda de carga, acelerómetros y transductores de desplazamiento). En cuanto al método de modelación, se considera que a partir del MEF se incluyen adecuadamente la geometría, la carga lateral, el esfuerzo axial y las condiciones de frontera de los muros estudiados. Adicionalmente, en el modelo analítico que se utilizó para calcular la rigidez inicial (asociada a desplazamientos pequeños), se utilizaron los valores medidos del módulo de elasticidad y la

relación de Poisson del concreto, así como la geometría real de los muros. Por lo tanto, en este caso, la sobreestimación de la rigidez está asociada esencialmente con el efecto del agrietamiento del concreto. En la sección 1.4.1 de NTC-C (2004) se recomienda calcular la rigidez inicial teniendo en cuenta la presencia de regiones fisuradas por medio de la modificación sólo de las propiedades de flexión de los elementos, utilizando el 50% de la inercia bruta de las secciones ($0.5I_g$). De acuerdo con los resultados indicados en la Tabla 6-3, para calcular la rigidez inicial agrietada se podría utilizar un factor igual a 0.55; sin embargo, para fines prácticos de diseño se recomienda utilizar el mismo factor especificado en NTC-C (2004), pero afectando tanto las deformaciones por flexión ($0.5I_g$) y por corte ($0.5A_c$). Es decir, en la Ec. 2-86 o en un modelo matemático se recomienda que los valores de c_1 y c_2 sean iguales a 0.5. En el informe ASCE-43 (2005), el cual estipula criterios para el diseño sísmico de estructuras con propósitos nucleares, se recomiendan los mismos valores de los factores c_1 y c_2 aquí propuestos para muros agrietados. Estos valores fueron utilizados para la modelación de viviendas que se presentó en el Capítulo 3 y, de acuerdo con los resultados medidos en pruebas de vibración ambiental, los valores se consideran adecuados para fines de modelación del comportamiento inicial agrietado.

6.6 Capacidad de desplazamiento

De acuerdo con una revisión de la literatura disponible, no existen modelos para predecir adecuadamente la capacidad de desplazamiento de muros con las características aquí estudiadas. Para propósitos de diseño sísmico se utilizan parámetros adimensionales que reflejan, de una mejor manera, el comportamiento global de las estructuras o de los elementos estructurales. Uno de estos parámetros es la distorsión, la cual se define como el desplazamiento medido al nivel de la losa de entrepiso, normalizado por la altura correspondiente (H). Para fines prácticos de diseño, las ecuaciones de desplazamiento del modelo aquí propuesto se expresaron en términos de distorsión (en porcentaje).

6.6.1 Distorsión en el agrietamiento diagonal

De acuerdo con las tendencias de los resultados experimentales y de forma similar a lo reportado en otros estudios (Benjamín y Williams, 1957; Hidalgo y Jordán, 1996; Habasaki *et al.*, 2000; Hidalgo *et al.*, 2002; Gérin y Adebar, 2004; Wallace, 2007; Sánchez, 2010), para el estimar el desplazamiento asociado al agrietamiento diagonal se supuso que prácticamente no existe influencia de la cuantía y tipo de refuerzo en el alma del muro sobre dicho desplazamiento. Por lo tanto, una vez conocida la resistencia al agrietamiento es posible calcular el desplazamiento asociado al agrietamiento diagonal (en términos de distorsión) por medio de la Ec. 6-16.

$$R_{cr} (\%) = \left(\frac{V_{cr}}{K_{cr}} \right) \frac{100}{H} \quad (6-16)$$

donde K_{cr} es la rigidez inicial agrietada e incluye las deformaciones por cortante y por flexión. De acuerdo con Ghobarah (2004), el cálculo realista de la distorsión se debe hacer utilizando la inercia bruta reducida en función de las propiedades agrietadas de las secciones. Aristizabal–Ochoa (1983) indican que la no linealidad se presenta para niveles de carga menores que los asociados a la fluencia del refuerzo y, por lo tanto, esto es suficiente para reducir considerablemente los valores de la rigidez elástica inicial, particularmente para muros de concreto ligeramente reforzados. Para muros en voladizo, K_{cr} se calcula de forma convencional por medio de la Ec. 2-86 y, utilizando los factores de agrietamiento obtenidos a partir de los resultados experimentales de ensayos dinámicos, los cuales se presentan en la sección 6.5 ($c_1 = c_2 = 0.5$). En el estudio experimental de Hidalgo *et al.* (2002), el valor de la rigidez asociada al agrietamiento fue aproximadamente igual al 60% de la rigidez elástica inicial.

6.6.2 Distorsión en la resistencia

Para analizar las tendencias de los resultados experimentales, inicialmente se construyeron curvas que relacionan la distorsión asociada a la resistencia medida (R_{max}) y el cociente $v_{max} / \sqrt{f_c}$ para los muros en los cuales se observó un modo de falla por tensión diagonal, compresión diagonal o un modo de falla combinado. La distorsión R_{max} se obtuvo directamente de la curva de histéresis (fuerza cortante versus distorsión total) y correspondió al promedio de las dos direcciones de deformación en el plano del muro. Las diferencias entre las distorsiones $R_{max(E)}$ medidas en las dos direcciones fueron, en promedio, iguales a 17% y 11% para los muros con y sin aberturas, respectivamente. El cociente $v_{max} / \sqrt{f_c}$ se calculó a partir de la Ec. 6-7, utilizando las dimensiones reales del muro y la resistencia a la compresión del concreto determinada experimentalmente en una fecha cercana al ensayo del muro (f_c). Al graficar los resultados se observó que la dispersión de los resultados disminuyó considerablemente cuando se incluyó la longitud de los muros (l_w) en el cociente $v_{max} / \sqrt{f_c}$ y, por lo tanto, se revela una dependencia directa entre R_{max} y la dimensión del muro de la cual depende de forma directa el cociente M/Vl_w . Los resultados obtenidos se agruparon teniendo en cuenta el cociente M/Vl_w y el tipo de refuerzo en el alma del muro (barras corrugadas y malla de alambre soldado). No se incluyeron los muros en los cuales se observó un modo de falla por deslizamiento, ni los muros con aberturas. Tampoco se incluyeron los resultados de los ensayos cuasi-estáticos monótonos, ni los muros en los cuales no se alcanzó la capacidad de desplazamiento (dos especímenes que luego fueron rehabilitados). En total, se utilizaron los resultados experimentales de 13 especímenes reforzados con barras corrugadas y nueve con malla de alambre soldado. Los resultados se muestran en la Figura 6-17.

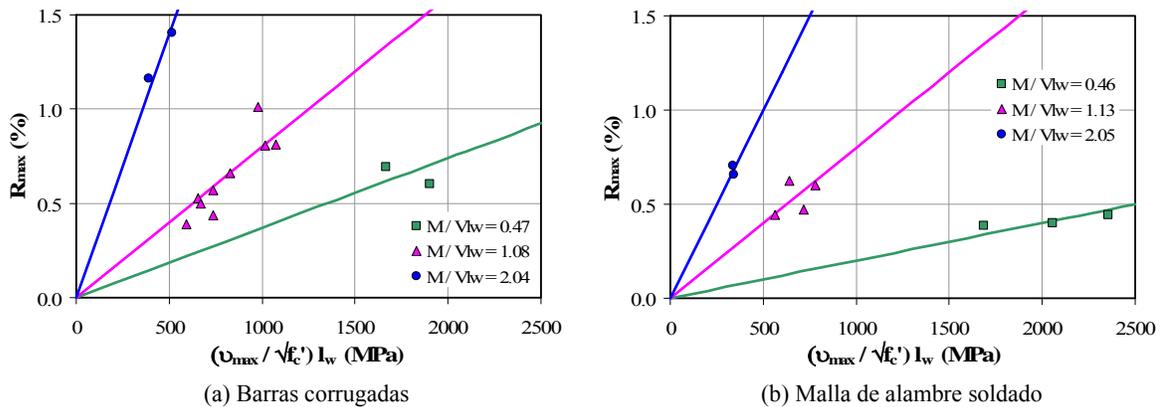


Figura 6-17. Distorsión en la resistencia

Como se observa en la Figura 6-17, la relación entre R_{max} y el producto $(v_{max} / \sqrt{f_c}) l_w$ depende del cociente M/Vl_w y del tipo de refuerzo en el alma del muro y, por lo tanto, R_{max} también depende del modo de falla. De forma similar a lo reportado en otros estudios (Duffey *et al.*, 1994a, 1994b; Hidalgo *et al.*, 2002), la capacidad de desplazamiento asociada a la resistencia se reduce a medida que el cociente M/Vl_w disminuye, ya que la rigidez lateral del muro se incrementa y, probablemente, el modo de falla se modifica a un modo menos dúctil. En cuanto al tipo de refuerzo, se observa que R_{max} es menor en los muros donde se utilizó malla de alambre soldado, especialmente en los muros con cocientes M/Vl_w bajos. Siguiendo las tendencias observadas, se propone calcular la distorsión total asociada a la resistencia (incluyendo deformaciones por cortante y por flexión), por medio de las Ecs. 6-17 y 6-18, las cuales representan una línea recta. Las constantes se calcularon a partir de un análisis de regresión no-lineal iterativo y sus valores se presentan en la Tabla 6-4.

$$R_{max} (\%) = \frac{V_{max}}{t_w \sqrt{f_c}} \frac{1}{a_1} e^{b_1 (M/Vl_w)} \quad \text{Barras corrugadas} \quad (6-17)$$

$$R_{max} (\%) = \frac{V_{max}}{t_w \sqrt{f_c'}} \frac{1}{a_2} \left(\frac{M}{V l_w} \right)^{b_2} \quad \text{Malla alambre soldado} \quad (6-18)$$

Tabla 6-4. Constantes para el cálculo de la distorsión máxima

Barras corrugadas			Malla de alambre soldado		
Constante	MPa	kgf/cm ²	Constante	MPa	kgf/cm ²
a_1	5,200	1,660	a_2	1,450	460
b_1	1.30		b_2	1.60	

Para fines prácticos de diseño, en las Ecs. 6-17 y 6-18 se utiliza la resistencia a cortante (V_{max}) en lugar del esfuerzo cortante máximo (v_{max}) y, de esta manera, se reduce el término l_w utilizado para obtener las tendencias de los resultados experimentales (Figura 6-17). Al utilizar V_{max} en las Ecs. 6-17 y 6-18, se revela que la distorsión en la resistencia depende del esfuerzo vertical axial, las cuantías de refuerzo horizontal y vertical a cortante en el alma y, por supuesto, de la geometría y las condiciones de frontera del muro. Para facilitar el procedimiento de cálculo, R_{max} incluye las deformaciones por cortante y por flexión. La Ec. 6-17 propuesta para muros con barras corrugadas tiene un formato similar a la Ec. 2-155 propuesta por Sánchez (2010) para el cálculo de la distorsión por cortante. Como se observa en la Figura 6-17, la dispersión de la tendencia entre las variables analizadas fue menor para los muros reforzados con malla de alambre soldado. Esto se debe a que en estos muros, el modo de falla siempre estuvo asociado al cortante por tensión diagonal, caracterizado por la plastificación, incipiente en el mejor de los casos, y posterior fractura de los alambres. En cambio, los datos utilizados para graficar las tendencias de los muros con barras corrugadas incluyen los tres modos de falla a cortante en el alma (tensión diagonal, compresión diagonal y modo combinado). Aunque para fines académicos sería deseable obtener expresiones para los muros reforzados con barras corrugadas en función de un modo de falla específico, no sería práctico proponer una ecuación de predicción más robusta dentro de una metodología para fines de diseño.

En la Figura 6-18 se muestran los resultados de la predicción de R_{max} y V_{max} a partir del modelo aquí propuesto, para muros con las siguientes características: $H = 2500$ mm, $t_w = 100$ mm, $\sigma_v = 0.25$ MPa, $f_c' = 15$ MPa, $E_c = 2500\sqrt{f_c'}$, $f_{yh} = f_{yv} = 412$ MPa, tres configuraciones de muros representados por el cociente M/Vl_w (0.5, 1.0 y 2.0) y, para cada valor de M/Vl_w se usaron seis cuantías de refuerzo en el alma del muro ($\rho_h = \rho_v$, entre 0 y 0.25%). En la Figura 6-18 se incluyen los valores de R_{max} calculados con los modelos de Hidalgo y Jordán (1996) y, Sánchez (2010), asociados a los valores de v_{max} calculados con el modelo aquí propuesto. Si se admite que el modelo aquí desarrollado representa la mejor estimación de R_{max} para los muros con las características aquí estudiadas, en la Figura 6-18 se observa que la estimación del modelo de Hidalgo y Jordán (1996) no es adecuada para este tipo de muros, ya que el valor de R_{max} depende sólo del cociente M/Vl_w . Aunque en el modelo de Sánchez (2010) la tasa de R_{max} es similar a la tasa del modelo aquí propuesto, la subestimación de R_{max} se incrementa al disminuir el valor del cociente M/Vl_w .

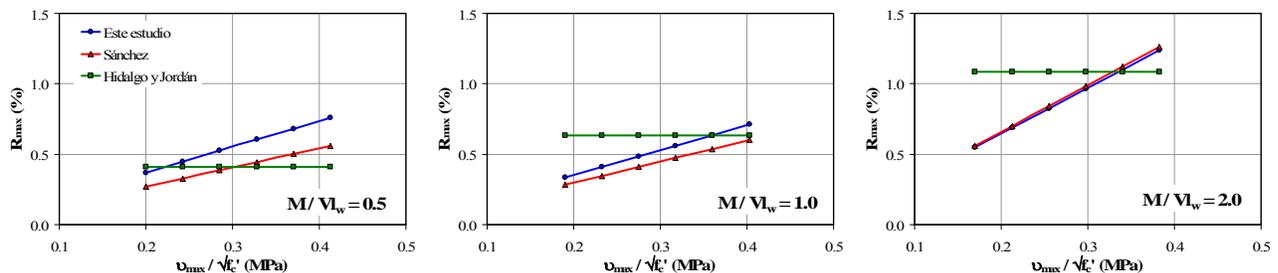


Figura 6-18. Estimación de la distorsión en la resistencia

En la Figura 6-19 se muestran los resultados de R_{max} y V_{max} calculados con las tres metodologías para muros con $M/Vl_w=1.0$, las características descritas en el párrafo anterior y tres valores de f'_c (10, 15 y 25 MPa). Para observar las diferencias entre los modelos en términos tanto de R_{max} como de V_{max} , en este caso V_{max} se calculó de acuerdo con el modelo propuesto en cada metodología. En la figuras se observa que en el modelo aquí propuesto y en el modelo de Sánchez (2010), la distorsión asociada a R_{max} aumenta al incrementar v_{max} ($v_c + v_s$), pero es inversamente proporcional a la resistencia a la compresión del concreto; es decir, como se observa en la Figura 6-17, R_{max} depende, principalmente, de la cuantía del acero de refuerzo en el alma (horizontal y vertical). En el estudio de Hidalgo *et al.* (2002) también se observó que el refuerzo distribuido en el alma tiene influencia moderada sobre la distorsión asociada a la carga máxima, pero su efecto incrementa para la distorsión asociada a la capacidad última de desplazamiento.

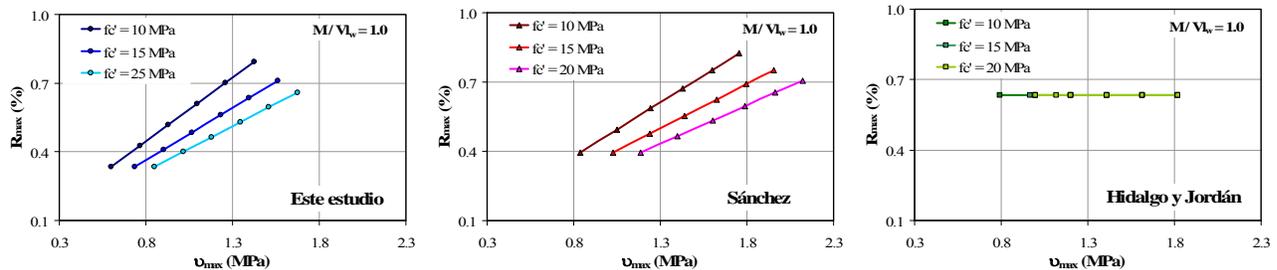


Figura 6-19. Efecto de la resistencia del concreto en la distorsión en la resistencia

6.6.3 Distorsión última

Duffey *et al.* (1994a, 1994b) indican que se debe tener precaución al utilizar valores de distorsión mayores que los asociados a la carga máxima, porque en la estructura puede quedar relativamente poca energía resistente, aun cuando la energía del movimiento sísmico puede ser importante. Como se indicó en la sección 6.3, en el modelo aquí propuesto, la capacidad última de desplazamiento está asociada a una disminución de resistencia del 20% respecto a la máxima alcanzada. Sin embargo, para los muros reforzados a cortante en el alma utilizando malla de alambre soldado, el estado límite último estuvo asociado a una disminución de resistencia menor que 20%. En estos muros, la porción inelástica de la curva fue casi inexistente dada la capacidad limitada de deformación del tipo refuerzo utilizado. En la Figura 6-20 se muestra el cociente entre la distorsión última y la distorsión asociada a la resistencia (R_u / R_{max}) para los muros con malla de alambre soldado y con barras corrugadas. De forma similar a R_{max} , R_u se obtuvo directamente de la curva de histéresis y correspondió al promedio de las dos direcciones de deformación en el plano del muro. Las diferencias entre las distorsiones $R_{u(E)}$ medidas en las dos direcciones fueron, en promedio, iguales a 21% y 14% para los muros con y sin aberturas, respectivamente. Como se observa en la Figura 6-20, para los muros con malla de alambre soldado, el cociente promedio fue igual a 1.09; es decir, la distorsión última fue casi igual a la distorsión asociada a la resistencia. En cambio, para los muros con barras corrugadas, el cociente varió aproximadamente entre 1.2 y 2.2.

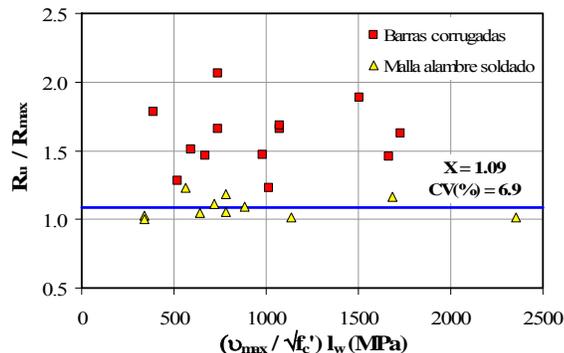


Figura 6-20. Variación de la relación entre distorsión máxima y última

Para analizar las tendencias entre la resistencia última medida (R_u) y el producto $(\nu_{\max} / \sqrt{f_c}) l_w$ en los muros reforzados con barras corrugadas, se llevó a cabo el mismo procedimiento utilizado en la predicción de la distorsión asociada a la resistencia (Figura 6-21). Siguiendo las tendencias observadas, se propone calcular la distorsión última (la cual incluye deformaciones por cortante y por flexión) utilizando el mismo formato de la Ec. 6-17 y los valores de las constantes que se presentan en la Tabla 6-5. Dichas constantes se calcularon a partir de un análisis de regresión no-lineal iterativo. Es decir, para calcular R_{max} y R_u en muros reforzados con barras corrugadas, se debe utilizar la Ec. 6-17 con los valores de las constantes que se presentan en las Tablas 6-4 y 6-5, respectivamente. La Ec. 6-17 proporciona resultados de R_u acertados, conservadores (Tabla 6-6) y es apropiada para fines de diseño reglamentario. Teniendo en cuenta el comportamiento observado y la recomendación de Duffey *et al.* (1994a, 1994b), para fines de diseño se considera que la capacidad de distorsión última para muros reforzados con malla de alambre soldado, es igual a la capacidad de distorsión en la resistencia; es decir, $R_u = R_{max}$.

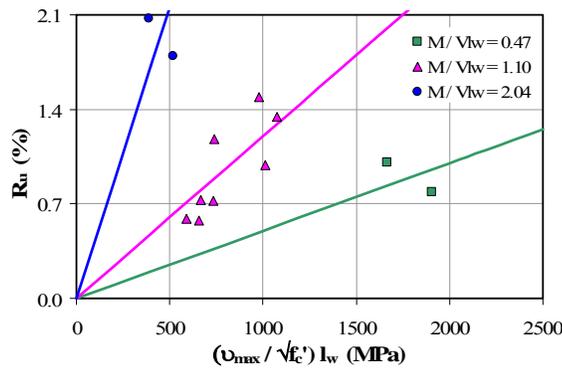


Figura 6-21. Distorsión en la resistencia última para muros con barras corrugadas

Para muros reforzados en el alma con barras corrugadas, Sánchez (2010) propone calcular el desplazamiento último como la suma del desplazamiento asociado a la resistencia más la contribución del refuerzo horizontal a la distorsión e incrementando el valor anterior de forma proporcional a la ductilidad. Sin embargo, como se muestra en la sección siguiente (Figura 6-23), durante el análisis de los resultados experimentales no se observó una relación clara entre el desplazamiento último y la capacidad máxima de ductilidad.

Tabla 6-5. Constantes para el cálculo de la distorsión última

Constante	Barras corrugadas	
	MPa	kgf/cm ²
c_1	3650	1170
d_1	1.35	

6.6.4 Factor de ductilidad

En el diseño sísmico, el término “ductilidad” es utilizado para describir la habilidad que tiene una estructura de experimentar deformaciones en el intervalo inelástico sin reducción significativa de resistencia. Para las estructuras que incursionan en dicho intervalo, es usual expresar las deformaciones máximas en términos de factores de ductilidad, los cuales se definen como la máxima deformación dividida por la deformación en la cual se presenta la fluencia (Park, 1988). Comúnmente, los factores de ductilidad son expresados en términos de varios parámetros de la respuesta que se relacionan con deformaciones; es decir, desplazamientos, rotaciones y curvaturas. Esta definición de ductilidad sólo es estrictamente exacta para un elemento estructural o una estructura con un comportamiento elastoplástico idealizado como el que se muestra en la Figura 6-22. Por lo tanto, la ductilidad de desplazamiento que alcanza el sistema se puede definir por medio de la Ec. 6-19.

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (6-19)$$

donde Δ_m y Δ_y se indican en la Figura 6-22. La ductilidad definida por la Ec. 6-19 se denomina *demanda de ductilidad*, pues corresponde a la máxima ductilidad que se le solicita al sistema. La *capacidad de ductilidad*, μ_{cap} , corresponde a la máxima ductilidad que se le puede exigir al sistema y, se determina con la misma Ec. 6-19, pero empleando Δ_u . Los muros de concreto controlados por cortante responden de una manera diferente del sistema elastoplástico y, por lo tanto, el concepto es extensible pero debe manejarse con cautela, pues muchas veces el desplazamiento de fluencia no está tan claramente definido (García, 1998). De forma similar a otros trabajos (Salonikios *et al.*, 2000; Hsu y Manssur, 2005), en esta investigación el desplazamiento de fluencia se consideró como el desplazamiento correspondiente al desarrollo del 80% de la resistencia. El desplazamiento último se especificó como el correspondiente a una disminución de resistencia del 20% (o menor, en el caso de los muros cuadrados con malla de alambre soldado), respecto a la resistencia máxima alcanzada.

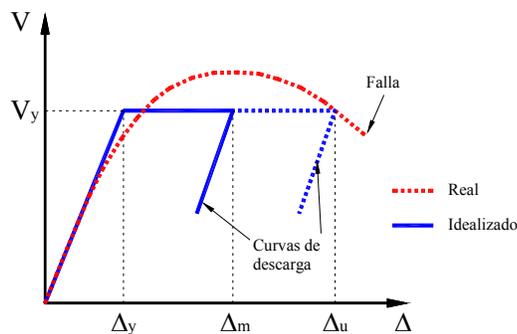


Figura 6-22. Definición de ductilidad

Como se mencionó en la sección anterior, Sánchez (2010) propone calcular el desplazamiento último en función de la ductilidad. Sin embargo, durante el análisis de los resultados experimentales no se observó una relación clara entre el desplazamiento último y la capacidad máxima de ductilidad. Probablemente, lo anterior se debe a que la ductilidad depende de la distorsión de fluencia y no de la distorsión asociada a la resistencia máxima. Sin embargo, dado que la capacidad máxima de ductilidad (μ_{cap}) es un parámetro básico para diseño sísmico, en la Figura 6-23 se muestran los datos medidos en función del cociente M/Vl_w para los muros ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica. En la figura se incluye la propuesta de Sánchez (2010); es decir, los resultados de la Ec. 2-159. En la figura se observa que no hay una tendencia precisa entre la capacidad máxima de ductilidad y el cociente M/Vl_w , especialmente para muros cuadrados ($M/Vl_w \approx 1.0$) y, que no existen tendencias significativamente diferentes para muros con concretos de peso normal y peso ligero. La propuesta de Sánchez para muros reforzados con barras corrugadas es muy conservadora, porque siempre subestima la capacidad máxima de ductilidad de los muros con las características aquí estudiadas.

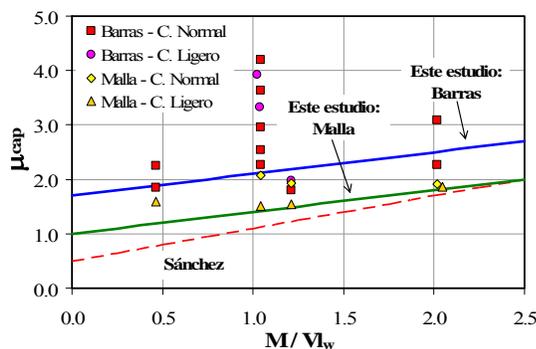


Figura 6-23. Relación entre μ_{cap} y el cociente M/Vl_w

Siguiendo las tendencias observadas, se propone calcular la ductilidad, de forma conservadora, por medio de la Ec. 6-20, la cual representa una línea recta. El valor de μ_0 se calculó a partir de un análisis de regresión lineal y, es igual a 1.7 para muros reforzados con barras corrugadas e igual a 1.0 para muros con malla de alambre soldado. Los resultados de la propuesta también se presentan en la Figura 6-23 (“Este estudio: Barras”, “Este estudio: Malla”). Como se observa en la figura, para muros con malla de alambre soldado, μ_{cap} no varía significativamente con el valor de M/Vl_w (tendencia casi horizontal).

$$\mu_{cap} = \mu_0 + 0.4 \left(\frac{M}{Vl_w} \right) \quad (6-20)$$

6.6.5 Evaluación de la predicción de desplazamiento

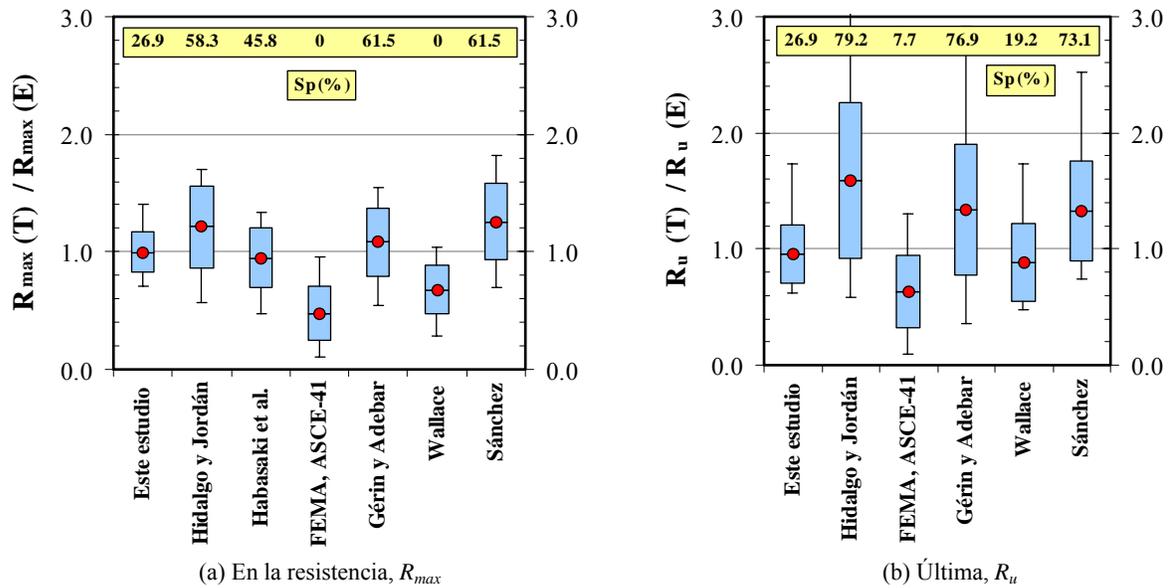
Con el propósito de evaluar y comparar la bondad del modelo de predicción de desplazamiento aquí propuesto con los modelos disponibles en reglamentos y en la literatura disponible, en la Tabla 6-6 se indican el modo de falla, el tipo de refuerzo a cortante en el alma y el cociente entre las distorsiones teóricas y experimentales para cada uno de los muros estudiados ($R_{max(T)} / R_{max(E)}$; $R_{u(T)} / R_{u(E)}$). Las distorsiones teóricas se calcularon para las metodologías que proponen ecuaciones para calcular la capacidad de desplazamiento y para el modelo de predicción aquí propuesto (“Este estudio”), de acuerdo con el modo de falla observado. Las distorsiones teóricas fueron calculadas utilizando las dimensiones reales de los muros y las resistencias de los materiales determinadas experimentalmente en una fecha cercana al ensayo de los muros. Como se indicó en la sección 6.4.7.1, para los modelos con aberturas, la capacidad de desplazamiento corresponde al promedio de la capacidad de desplazamiento de los dos segmentos. En la evaluación de la predicción de desplazamiento no se incluyeron los siguientes datos experimentales: (a) ensayos cuasi-estáticos monótonos, (b) muros con fallas por deslizamiento y, (c) muros en los que no se alcanzó la resistencia máxima y/o última (dos especímenes que luego fueron rehabilitados).

En total, se utilizaron los resultados de 26 especímenes. Como se indicó en las secciones 6.6.2 y 6.6.3, las distorsiones experimentales corresponden al promedio de las dos direcciones de deformación en el plano del muro. En las metodologías donde no se hace una recomendación explícita para la distorsión última de muros reforzados a cortante en el alma con malla de alambre soldado, se supuso que la distorsión última es igual a la distorsión asociada a la resistencia (igual suposición que en el modelo aquí propuesto). De modo similar a la evaluación de predicción de resistencia, en la Tabla 6-6 y en la Figura 6-24 se presentan los parámetros estadísticos de los cocientes de predicción de desplazamiento. Como se mencionó en la sección 6.4.7.1, en una metodología adecuada para diseño sísmico, el valor promedio del cociente entre el desplazamiento teórico y experimental debe ser menor o igual que uno, pero la mayoría de los cocientes debe estar cercano a uno; es decir, los desplazamientos calculados deben ser menores o iguales que los desplazamientos experimentales y, los valores del coeficiente de variación y sobrepredicción deben ser bajos.

Tabla 6-6. Comparación de distorsiones teóricas y experimentales

No.	Muro	Modo falla ⁽¹⁾	Tipo ⁽²⁾ refuerzo	R _{max} (E) (%)	R _u (E) (%)	R _{max} (T) / R _{max} (E)						R _u (T) / R _u (E)						
						Este estudio	Hidalgo y Jordán	Habasaki <i>et al.</i>	FEMA-356 y ASCE-41	Gérin y Adebar	Wallace	Sánchez	Este estudio	Hidalgo y Jordán	FEMA-356 y ASCE-41	Gérin y Adebar	Wallace	Sánchez
9	MCN50C	TD	B	0.66	1.02	0.84	0.99	0.76	0.34	0.93	0.61	0.88	0.81	1.64	0.74	1.58	0.98	1.04
10	MCN100C	CD-TD	B	0.81	1.34	0.93	0.81	0.59	0.39	0.80	0.49	0.92	0.83	1.24	0.56	1.08	0.74	0.86
12	MCA100C	TD-CD	B	1.01	1.49	0.71	0.65	0.48	0.31	0.64	0.40	0.69	0.72	1.12	0.50	1.08	0.67	0.75
14	MCL100C	CD	B	0.81	0.99	0.93	⁽³⁾	⁽³⁾	0.44	0.82	0.50	1.00	1.13	⁽³⁾	0.76	1.07	1.01	1.24
18	MEN100C	CD-TD	B	1.40	1.80	0.94	0.78	0.47	0.50	0.54	0.29	0.93	1.15	1.79	0.42	0.89	0.56	1.50
19	MRN50C	TD	B	0.69	1.01	0.90	0.57	0.71	0.11	0.81	0.58	0.89	0.89	0.74	0.75	1.48	0.99	0.75
20	MEN50C	TD	B	1.16	2.07	0.84	0.94	0.61	0.40	0.61	0.34	0.90	0.74	1.56	0.36	0.84	0.48	1.16
22	MRN50mC	TD	M	0.39	0.45	0.90	1.02	1.33	0.20	1.49	1.04	1.61	0.77	0.88	0.17	1.28	0.89	1.38
23	MCN50mC	TD	M	0.47	0.52	1.16	1.39	1.08	0.42	1.31	0.85	1.27	1.04	1.25	0.38	1.18	0.77	1.14
24	MEN50mC	TD	M	0.66	0.68	1.16	1.66	1.09	0.74	1.10	0.61	1.61	1.13	1.62	0.72	1.07	0.59	1.57
25	MRL50mC	TD	M	0.44	0.45	1.04	0.89	1.01	0.19	1.28	0.91	1.81	1.02	0.88	0.18	1.26	0.89	0.79
26	MCL50mC	TD	M	0.60	0.63	0.87	1.09	0.86	0.35	1.04	0.67	0.96	0.82	1.03	0.33	0.99	0.63	0.91
27	MEL50mC	TD	M	0.70	0.71	1.04	1.57	1.10	0.73	1.09	0.57	1.47	1.04	1.57	0.73	1.09	0.57	1.47
28	MVN100C	TD-CD	B	0.67	1.09	0.91	1.01	0.72	0.79	0.82	0.43	1.10	0.86	1.77	0.69	1.04	0.92	1.45
29	MVN50mC	TD	M	0.40	0.40	1.02	1.71	1.18	0.96	1.25	0.73	1.54	1.00	1.68	0.94	1.23	0.72	1.52
30	MCN50C-2	TD	B	0.44	0.72	1.25	1.50	1.14	0.45	1.37	0.92	1.30	1.12	2.31	1.04	2.24	1.38	1.45
31	MCA50C-2	TD	B	0.39	0.59	1.30	1.67	1.31	0.47	1.55	1.02	1.37	1.28	2.81	1.27	2.91	1.69	1.70
32	MCL50C-2	TD	B	0.57	1.18	0.91	1.13	0.89	0.35	1.07	0.70	0.95	0.66	1.39	0.64	1.46	0.85	0.86
33	MCL100C-2	CD	B	0.80	1.51	0.94	⁽³⁾	⁽³⁾	0.40	0.67	0.50	1.02	0.74	⁽³⁾	0.50	0.36	0.66	0.81
35	MRNB50mC	TD	M	0.40	0.67	1.03	0.98	1.14	0.17	1.39	1.00	0.81	0.62	0.59	0.10	0.83	0.60	1.08
36	MCN50mD	TD	M	0.40	0.54	1.15	1.66	1.19	0.38	1.50	0.91	1.53	0.94	1.34	0.31	1.22	0.74	1.24
37	MCN100D	TD-CD	B	0.53	0.58	1.26	1.39	0.96	0.42	1.15	0.76	1.53	1.73	3.36	1.30	2.66	1.73	2.52
38	MCL50mD	TD	M	0.62	0.65	0.84	1.17	0.84	0.42	1.11	0.64	1.12	0.81	1.12	0.40	1.06	0.61	1.07
39	MCL100D	TD-CD	B	0.50	0.73	1.41	1.47	1.01	0.70	1.29	0.80	1.70	1.45	2.66	1.03	2.13	1.37	2.05
40	MVN100D	TD-CD	B	0.49	0.82	0.91	1.38	1.08	0.94	1.12	0.58	1.40	0.83	2.34	0.91	1.52	1.22	1.96
41	MVN50mD	TD	M	0.40	0.44	0.73	1.66	1.25	0.81	1.37	0.70	1.38	0.67	1.52	0.74	1.25	0.64	1.26
Media aritmética, \bar{X}						1.00	1.21	0.95	0.48	1.08	0.67	1.26	0.95	1.59	0.63	1.34	0.88	1.33
Coefficiente variación, CV (%)						17.4	28.6	26.2	48.1	26.8	30.7	25.6	26.6	42.1	49.8	41.9	38.2	32.1
Valor máximo, Max						1.41	1.71	1.33	0.96	1.55	1.04	1.81	1.73	3.36	1.30	2.91	1.73	2.52
Valor mínimo, Min						0.71	0.57	0.47	0.11	0.54	0.29	0.69	0.62	0.59	0.10	0.36	0.48	0.75
Sobrepredicciones, Sp (%)						26.9	58.3	45.8	0	61.5	0	61.5	26.9	79.2	7.7	76.9	19.2	73.1

Notas: ⁽¹⁾ TD = Tensión Diagonal, CD = Compresión Diagonal, DZ = Deslizamiento; ⁽²⁾ B = Barras corrugadas, M = Malla de alambre soldado;⁽³⁾ Modo de falla no incluido en el modelo de predicción.


Figura 6-24. Evaluación de la predicción del desplazamiento

En la Tabla 6-6 y en la Figura 6-24 se observa que, de modo similar a la predicción de resistencia, los resultados de las ecuaciones disponibles para calcular la capacidad de desplazamiento de muros para vivienda de baja altura no se correlacionan adecuadamente con los resultados medidos en ensayos. A continuación se presentan las observaciones principales de la predicción de la capacidad de desplazamiento, utilizando las ecuaciones recomendadas en reglamentos de construcción (FEMA-356, 2000 y ASCE-41, 2007) y las metodologías disponibles en la literatura que incluyen el comportamiento de muros con las características estudiadas (Hidalgo y Jordán, 1996; Habasaki *et al.*, 2000; Gérin y Adebar, 2004; Wallace, 2007 y Sánchez, 2010). En la metodología de Habasaki *et al.* no se propone una ecuación para estimar la capacidad de desplazamiento después de alcanzar la resistencia máxima para muros en los cuales la carga se aplica de forma concéntrica en el plano.

- Los resultados reflejan lo indicado por Tu *et al.* (2006); es decir, en los muros de concreto gobernados por cortante no se alcanza el mismo nivel de confiabilidad en la predicción del desplazamiento que el nivel que se tiene en la predicción de su resistencia al cortante.
- En cuanto a la estimación de R_{max} , el promedio de los cocientes $R_{max(T)}/R_{max(E)}$ es igual a uno en la metodología aquí propuesta (“Este estudio”). En los modelos de Habasaki *et al.*, FEMA-356, ASCE-43 y Wallace, dicho cociente es menor que uno. Sin embargo, aunque en el modelo de Habasaki *et al.* el valor promedio del cociente es igual a 0.95, la variación y la sobrepredicción son apreciablemente mayores que en el modelo aquí propuesto. En los modelos de FEMA-356, ASCE-41 y Wallace, se subestima significativamente el valor de $R_{max(T)}$.
- En la metodología aquí propuesta, el promedio de los cocientes $R_{u(T)}/R_{u(E)}$ es menor y cercano a uno (0.95). En las metodologías de Hidalgo y Jordán, Gérin y Adebar y, Sánchez, dicho cociente es cercano a 1.4; es decir, se sobreestima notablemente la capacidad de R_u y, adicionalmente, los valores del coeficiente de variación son muy elevados (entre 32% y 42%). De forma similar a R_{max} , en los modelos de FEMA-356 y ASCE-41 se subestima por un margen importante el valor de R_u . En el modelo de Wallace, el promedio del cociente es aproximadamente cercano y menor que uno (0.88), pero la variación es mayor que en el modelo aquí propuesto.
- La metodología aquí propuesta predice la capacidad de desplazamiento de muros ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica con un nivel de aproximación similar. Por ejemplo, para el desplazamiento asociado a la resistencia, el valor de \bar{X} es igual a 1.05 para los muros ensayados de forma dinámica y 0.98 para los muros ensayos bajo carga lateral cíclica, es decir, la diferencia es cercana al 7%. Para el caso del desplazamiento último, la diferencia es cercana al 14%. Para los ensayos dinámicos se

sobreestima levemente la capacidad; sin embargo, en el Capítulo 7 se desarrollan modelos de correlación para incluir de forma directa los efectos dinámicos sobre la respuesta.

- En la metodología de Sánchez (2010), la cual se calibró aproximadamente con el 50% de los resultados utilizados en la metodología aquí propuesta, el promedio es igual a 1.26 para el desplazamiento máximo y a 1.33 para el desplazamiento último; es decir, se sobreestima la capacidad de desplazamiento de los muros con las características estudiadas y, por lo tanto, dicha metodología está del lado de la inseguridad.
- Dado que en la metodología aquí propuesta, el promedio de los cocientes entre los valores predichos y experimentales para R_{max} y R_{max} son iguales a 1.0 y 0.95, respectivamente, y que los valores del coeficiente de variación y la sobrepredicción son relativamente bajos, es posible afirmar que dicha metodología hace una estimación adecuada y conservadora de la capacidad de desplazamiento máximo y último. Para fines de diseño reglamentario, en la sección 6.7.2 se proponen valores de los parámetros para diseño sísmico que están asociados a un factor de seguridad específico para cada tipo de refuerzo.
- Como se indicó en la sección 6.4.1.6, la fuente principal de variación de la mayoría de las metodologías probablemente está relacionada con la calibración de ecuaciones utilizando resultados experimentales de especímenes con resistencias a la compresión del concreto medias o altas, con cuantías de refuerzo a cortante iguales o mayores que la mínima y refuerzo a cortante utilizando sólo barras corrugadas.
- De acuerdo con el análisis estadístico de los resultados, así como con el formato de las ecuaciones de predicción, se considera que la metodología aquí propuesta es adecuada para fines de diseño reglamentario.

6.6.6 Evaluación de la predicción de la envolvente del comportamiento

Para observar las diferencias entre los resultados obtenidos al utilizar las metodologías estudiadas, a continuación se presenta la comparación entre las envolventes analíticas y, se muestran las curvas de histéresis de los muros junto con la envolvente del modelo de predicción aquí propuesto.

6.6.6.1 Comparación entre las metodologías de predicción

El análisis estadístico de los cocientes entre las resistencias y desplazamientos calculados y medidos demostró que la metodología aquí propuesta predice adecuadamente la envolvente del comportamiento carga–desplazamiento de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura. Por lo tanto, para comparar los resultados del modelo propuesto con los resultados obtenidos al utilizar las metodologías estudiadas, en la Figura 6-25 se presentan las envolventes del comportamiento calculadas para los seis especímenes ensayados dinámicamente. Como se indicó en la sección 6.6.5, en las metodologías donde no se hace una recomendación explícita para estimar la distorsión última de muros reforzados a cortante en el alma con malla de alambre soldado, se supuso que la distorsión última es igual a la distorsión asociada a la resistencia.

En la Figura 6-25 se observa que el comportamiento carga–desplazamiento calculado con las metodologías disponibles en la literatura difiere apreciablemente de la envolvente calculada con el modelo aquí propuesto. En general, se observa que estas metodologías sobreestiman la capacidad de resistencia y/o desplazamiento y, por lo tanto, al estar del lado de la inseguridad, no son adecuadas para fines de diseño reglamentario. No obstante, en la figura se observa que la sobreestimación de la capacidad de los modelos de Hidalgo y Jordán (1996) y, Sánchez (2010) es menor que en las demás metodologías. Los resultados obtenidos con estos dos modelos de predicción son en general semejantes; sin embargo, en la Figura 6-25 se observa que el modelo de Hidalgo y Jordán (1996) hace una mejor estimación de la envolvente para los muros reforzados con malla de alambre soldado y, el modelo de Sánchez (2010) hace una mejor predicción para los muros con barras corrugadas. En el modelo de Hidalgo y Jordán (1996), la capacidad de desplazamiento sólo depende de la relación M/Vl_w . La capacidad resistente de los modelos de Hidalgo y Jordán (1996), Gérin y Adebar (2004), FEMA-356 (2000) y Wallace (2007), se calcula utilizando la ecuación del capítulo 21 de ACI-318 (2008). Los resultados obtenidos con la metodología de Gérin y Adebar (2004) son similares a los calculados con el modelo de Sánchez (2010); sin embargo, la sobreestimación es mayor en el modelo de Gérin y Adebar (2004), especialmente en la estimación del punto de agrietamiento. Para calcular la capacidad de

desplazamiento en el modelo de Gérin y Adebar (2010), se supuso que todo el refuerzo horizontal se encuentra en su punto de fluencia. La mayor sobrestimación de la capacidad se obtiene al utilizar el modelo de Habasaki *et al.* (2000), el cual fue calibrado con resultados de ensayos de una estructura tipo cajón con muros de cortante, donde la variable principal fue el ángulo de inclinación de la carga horizontal respecto al eje longitudinal de los muros.

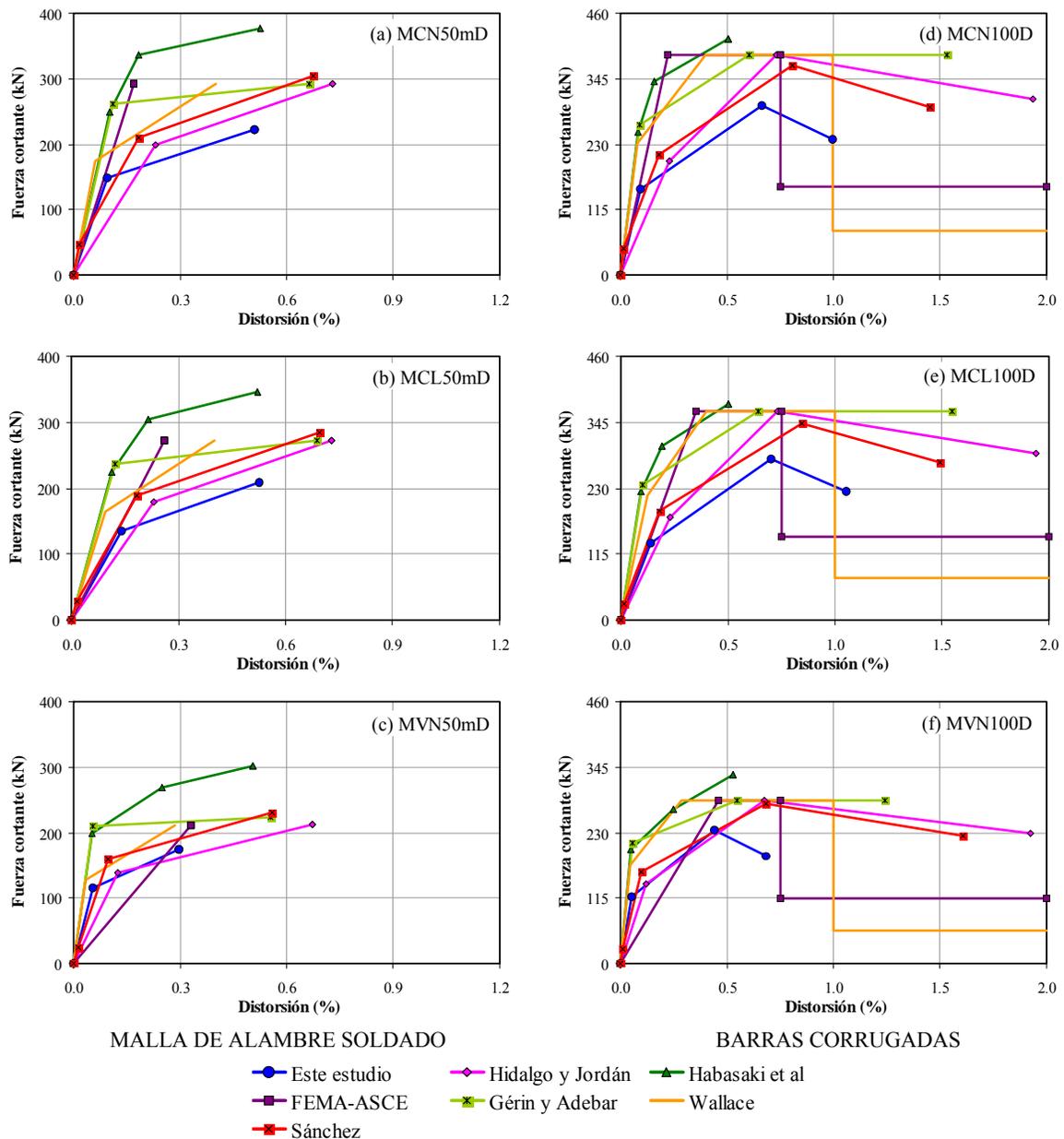


Figura 6-25. Modelos analíticos para los modelos (Escala 1:1.25)

Los modelos de predicción por FEMA-356 (2000), ASCE-43 (2005) y Wallace (2007) son semejantes; sin embargo, Wallace (2007) propone incluir un punto de agrietamiento antes de presentarse la resistencia, así como calcular la capacidad de desplazamiento y la resistencia residual en función del esfuerzo vertical axial que actúa en el muro. En los modelos de FEMA-356 (2000) y ASCE-43 (2005), el desplazamiento asociado a la resistencia se calcula utilizando la rigidez inicial con secciones agrietadas o no agrietadas (en este caso, se utilizaron secciones agrietadas) y, en el modelo de Wallace (2007) se propone un valor constante igual a 0.4%. Para estimar el desplazamiento último, en el modelo de Wallace (2007) se proponen valores constantes

iguales a 0.75% y 1.0% dependiendo del esfuerzo vertical axial y, 0.75% en los modelos de FEMA-356 (2000) y ASCE-43 (2005). Como se observa en la Figura 6-25, aunque los valores de desplazamiento propuestos por Wallace (2007) asociados a la resistencia no dependen de las características propias de los muros, en este caso, los valores se ajustan razonablemente con los resultados del modelo aquí propuesto. La utilización de estos tres modelos se recomienda específicamente para modelación de estructuras rehabilitadas con propósitos sísmicos y se indica que los parámetros se deben de utilizar con precaución en el caso de edificios nuevos.

6.6.6.2 Comparación del modelo propuesto con curvas de histéresis medidas

En las Figuras 6-26 a 6-31 se muestran las curvas de histéresis de los especímenes ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica, junto con el modo de falla observado y, la predicción de resistencia y desplazamiento del modelo aquí propuesto. El lado izquierdo del eje de las ordenadas se presenta en términos de la resistencia normalizada ($V/V_{Estudio}$); es decir, el cociente entre la fuerza cortante medida y la mínima calculada con el modelo de predicción propuesto (“Este estudio”). Por lo tanto, la línea horizontal en $V/V_{Estudio} = 1.0$ representa la mínima resistencia calculada (TD, CD o DZ). Cuando la escala de la gráfica lo permite, se muestran dos líneas horizontales adicionales que representan las resistencias calculadas para los dos modos de falla restantes. La resistencia calculada para falla por TD se muestra con línea horizontal de color rojo, para CD con línea de color verde y para DZ con línea de color azul. El lado derecho del eje de las ordenadas se presenta en términos del esfuerzo cortante y, el eje de las abscisas se presenta en términos de distorsión total expresada en porcentaje. De modo inverso a los cocientes que se presentan en la Tabla 6-2, cuando la resistencia normalizada de la curva de histéresis es cercana pero mayor que 1.0, implica que la predicción es adecuada y conservadora.

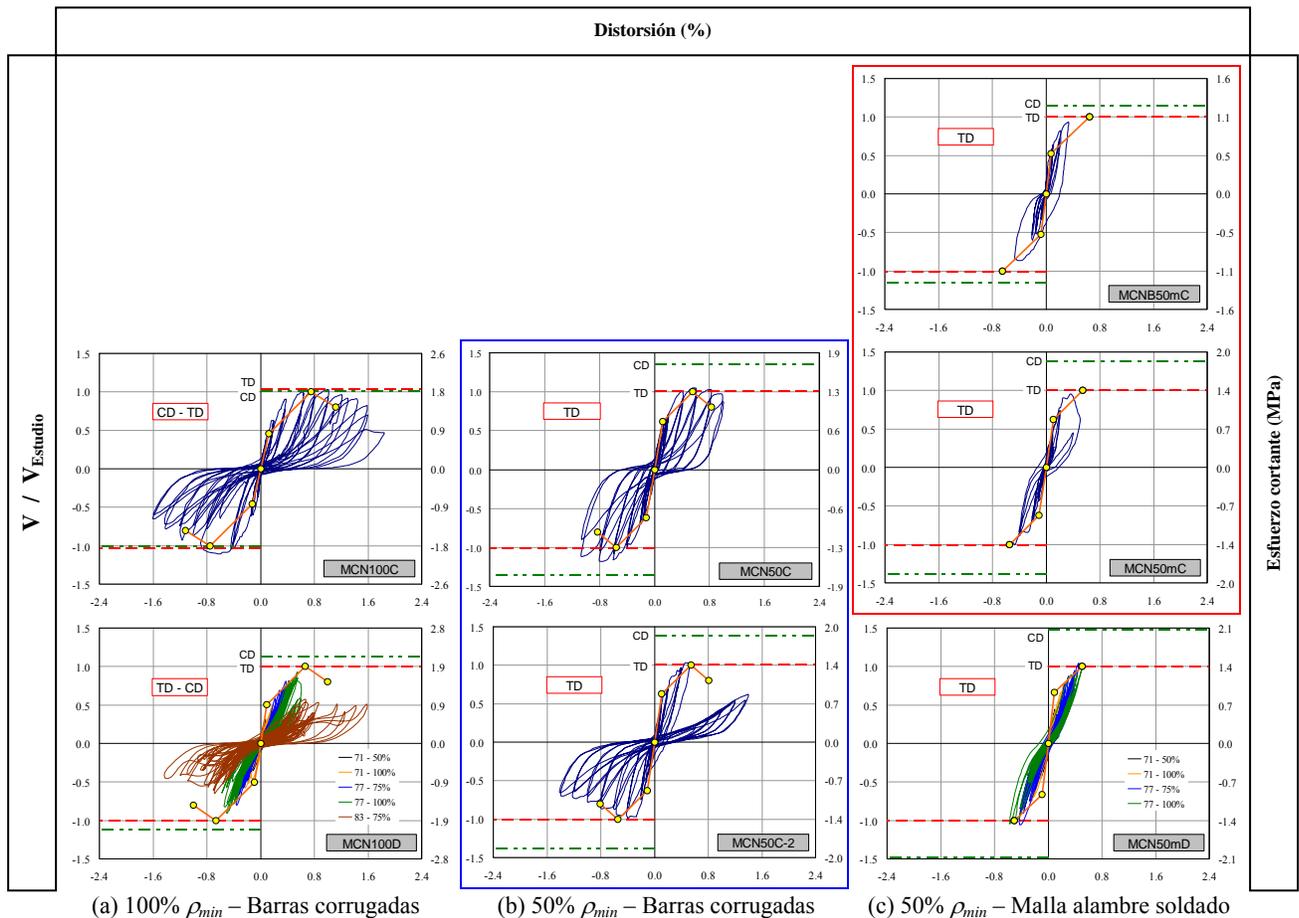


Figura 6-26. Muros cuadrados ($H/l_w=1.0$) con concreto de peso normal

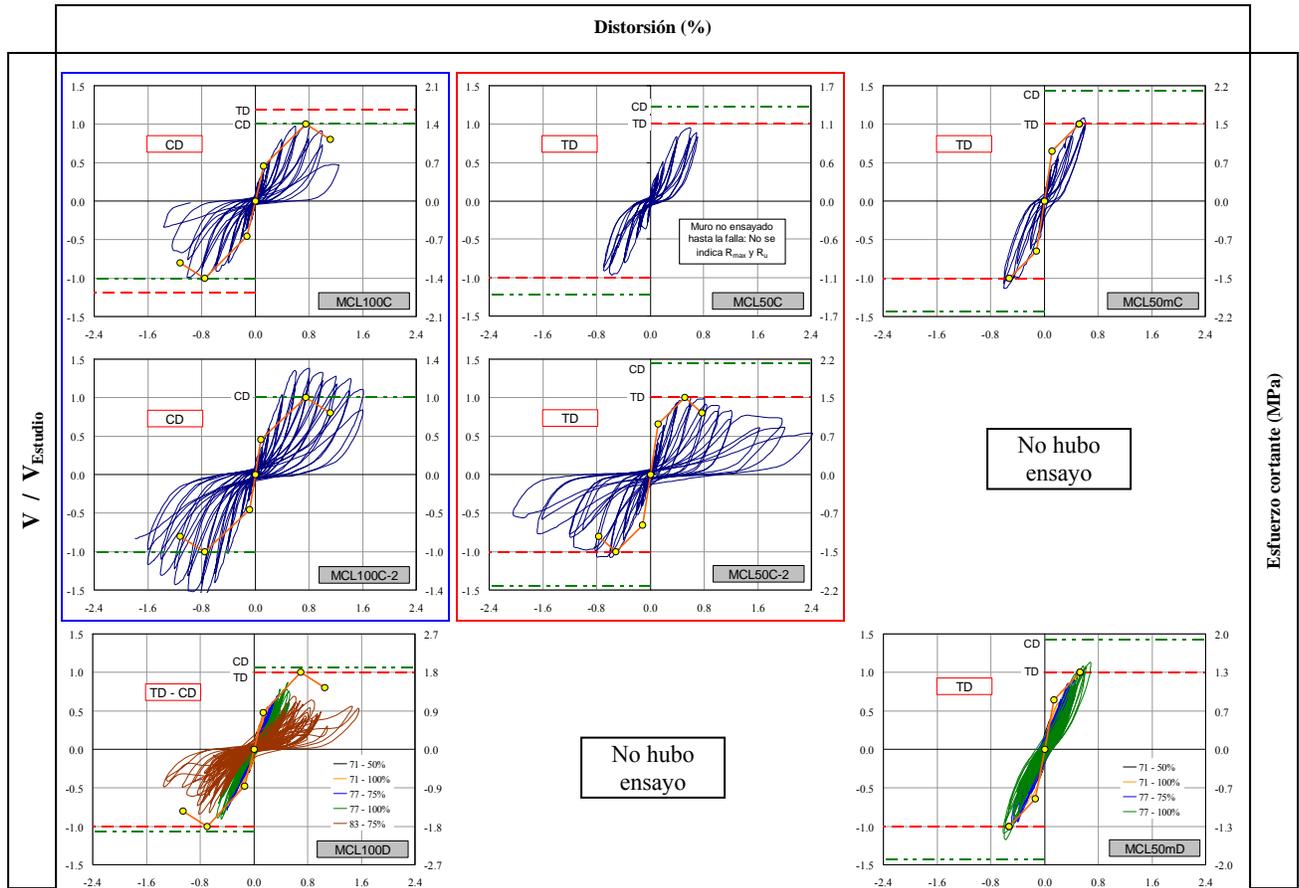


Figura 6-27. Muros cuadrados ($H/l_w=1.0$) con concreto de peso ligero

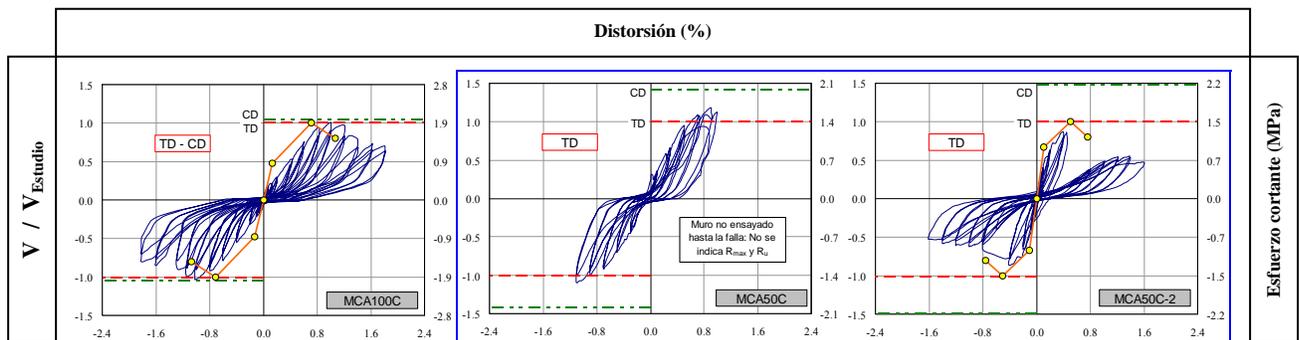
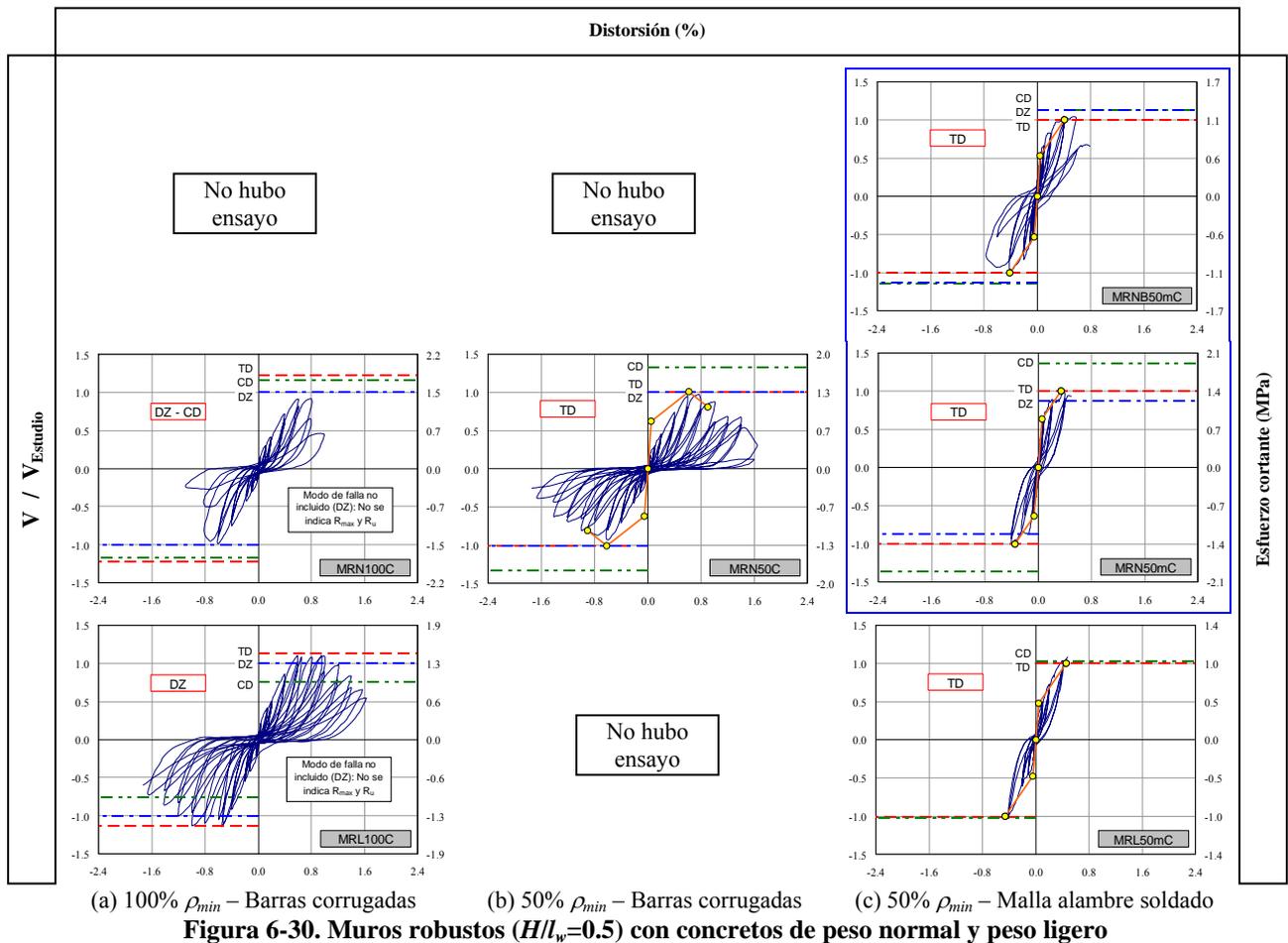
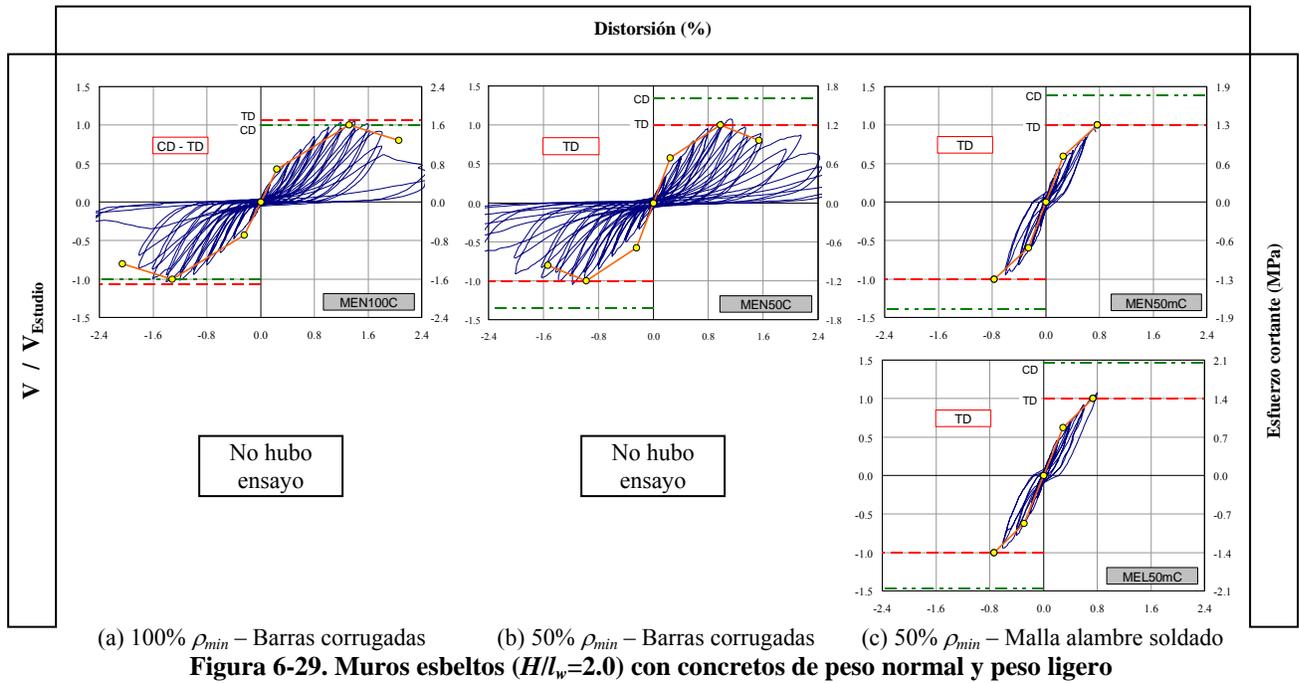


Figura 6-28. Muros cuadrados ($H/l_w=1.0$) con concreto autocompactable



Como se discute en la sección 7.3.1.1, si se normaliza la resistencia con una ecuación de predicción, no es posible comparar las curvas de histéresis de muros con diferentes características geométricas (H/l_w) y de refuerzo (cuantía y tipo de refuerzo), ya que dicha normalización sólo pretende mostrar la idoneidad de la ecuación. Por lo tanto, solamente es viable comparar la capacidad resistente entre las curvas de histéresis ubicadas sobre las columnas de las figuras (columnas a, b o c). En la primera fila de cada una de las Figuras 6-26 a 6-31 se muestran los resultados de ensayos cuasi-estáticos cíclicos y, en la segunda fila los ensayos dinámicos en mesa vibradora, cuando corresponda. En el programa experimental se repitieron cuatro ensayos (MCN50C-2, MCA50C-2, MCL50C-2 y MCL100C-2), dado que tres modelos no fueron ensayados hasta la falla para estudiar técnicas de rehabilitación y, a que un modelo exhibió un modo de falla no esperado. Adicionalmente, se repitieron dos ensayos de muros con resistencia a la compresión del concreto baja (MCNB50mC y MRNB50mC). Las curvas de histéresis de cada pareja de dichos modelos se muestran en un recuadro. Al comparar las curvas de histéresis y las envolventes de los especímenes ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica (Figuras 6-26 a 6-31), se observó que el modelo aquí propuesto es capaz de predecir la respuesta sísmica medida de manera adecuada.

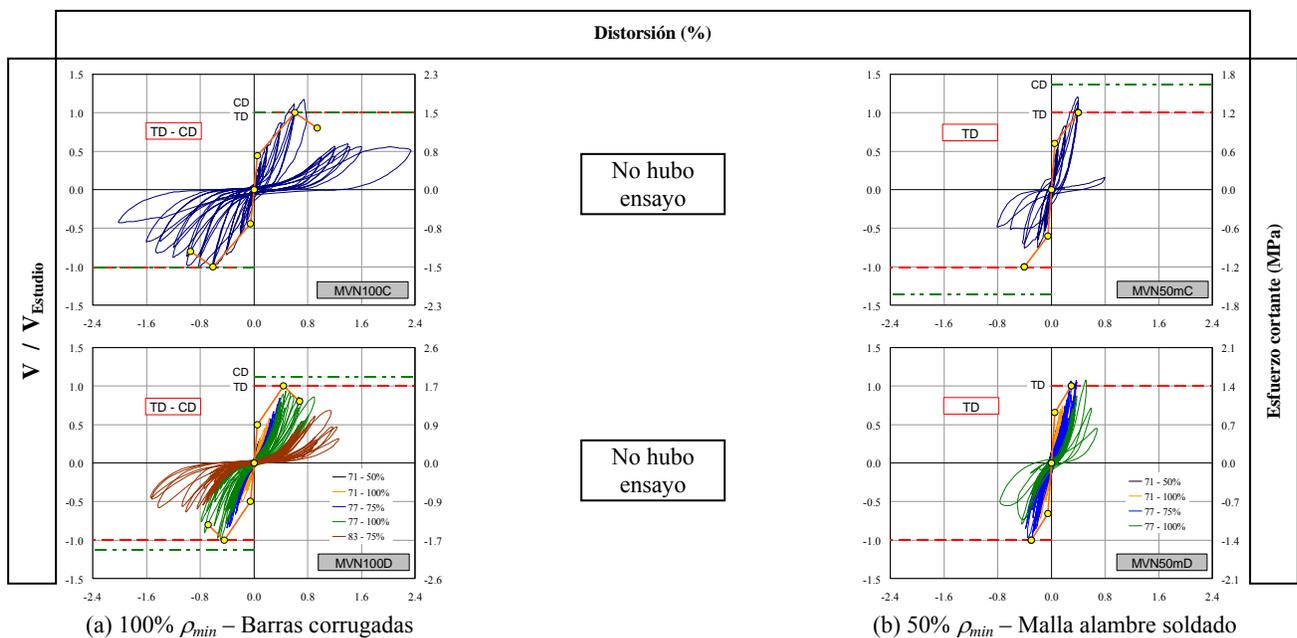


Figura 6-31. Muros con concreto de peso normal y con aberturas

6.7 Parámetros para diseño sísmico

Para propósitos de diseño sísmico de estructuras, los reglamentos especifican parámetros y procedimientos que simplifican y hacen más “amigable” el proceso de diseño en la práctica profesional. Cada uno de estos parámetros y procedimientos se establecen a partir de mediciones experimentales y/o estudios analíticos de los elementos y/o sistemas estructurales. En el Distrito Federal de México es obligatoria la utilización de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 2004). En el resto del país, la mayoría de los estados adopta el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE, 1993, 2008). Sin embargo, en el cuerpo principal de NTC-S (2004), las ordenadas espectrales no representan demandas elásticas, ya que fueron reducidas con fines de simplificación por un factor de “sobrerresistencia” (R') cuyo valor máximo es igual a 2.5 (Rosenblueth *et al.*, 1991). Un enfoque similar se utiliza en la versión del año 1993 de MDOC-CFE. En el apéndice A de NTC-S (2004) y en la versión del año 2008 de MDOC-CFE, las ordenadas espectrales sí representan demandas elásticas. Por lo tanto, algunos parámetros de diseño que se estipulan en el apéndice A de NTC-S (2004) y en el MDOC-CFE (2008), por ejemplo los factores Q y Q' , se relacionan pero no tienen el mismo significado que los especificados en el

cuerpo principal de NTC-S (2004) o en el MDOC-CFE (1993). Con el propósito de aplicar apropiadamente los conceptos en el proceso de diseño e incluir por separado los parámetros que controlan la respuesta de las estructuras, para diseño sísmico se recomienda utilizar sólo las metodologías del apéndice A de NTC-S (2004) o de MDOC-CFE (2008), cuya representación se indica en el diagrama cortante basal versus desplazamiento de azotea ($V - \Delta$) que se muestra en la Figura 6-32. En esta investigación, los resultados se presentan siguiendo los lineamientos de estas metodologías.

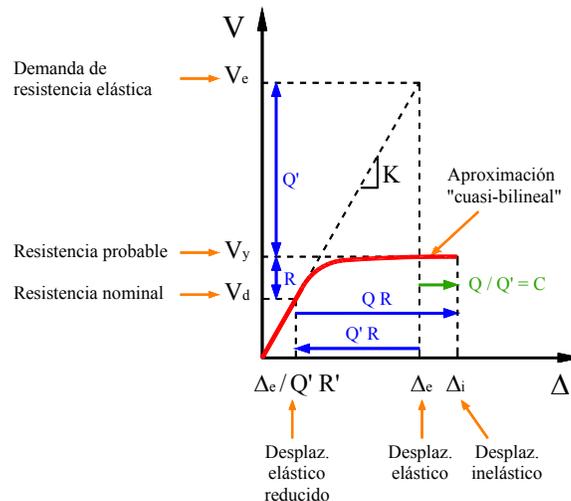


Figura 6-32. Metodología de diseño de acuerdo con el apéndice A de NTC-S (2004) y MDOC-CFE (2008)

A partir de la respuesta medida en los ensayos (cuasi-estáticos y dinámicos) y resultados de modelación numérica, a continuación se presentan recomendaciones para estimar el periodo de vibración (T), el factor de comportamiento sísmico (Q) y, se especifican los indicadores de desempeño (distorsiones permisibles de entrepiso y daño esperado) para cada uno de los niveles de desempeño establecidos en el modelo propuesto. Asimismo, se indican recomendaciones para el diseño por fuerza cortante de muros (cuantía mínima de refuerzo, detalles del refuerzo, etc.) en función de la demanda sísmica sobre los elementos. La validez y eficiencia de los parámetros y modificaciones propuestas se verificaron a partir del análisis de los factores de reducción por ductilidad (Q') y de amplificación de desplazamientos elásticos (Q/Q'), así como del desempeño de viviendas de concreto de baja altura utilizando resultados experimentales (ensayos en mesa vibradora) y analíticos (diseño de prototipos de vivienda).

6.7.1 Estimación del periodo de vibración

La estimación del periodo natural de vibración de una estructura de concreto reforzado es un procedimiento esencial en el diseño sísmico. A partir de esta característica puede obtenerse una estimación adecuada de las demandas globales sobre una estructura sometida a una determinada acción sísmica. Esta propiedad depende, principalmente, de la masa y la rigidez de la estructura y, es afectada por muchos factores tales como la regularidad de la estructura, número de pisos y claros, dimensiones de las secciones, nivel de carga axial, cuantías de refuerzo y del nivel de agrietamiento del concreto. De acuerdo con Crowley y Pinho (2006), en un diseño sísmico basado en resistencia se debe hacer una evaluación conservadora (subestimada) de este parámetro, ya que de esta manera el cortante basal también será estimado de forma conservadora a partir de un espectro de aceleración. Sin embargo, esta declaración sólo es aplicable para edificios altos ($T > T_b$) diseñados con un espectro de aceleración como el que se muestra en la Figura 6-33, o en caso de utilizar un espectro donde no existe la transición entre los periodos $T = 0$ s y $T = T_a$; es decir, un espectro en el cual la meseta se extiende entre los periodos $T = 0$ s y $T = T_b$. Para edificaciones de baja altura (periodos bajos) diseñadas bajo este mismo enfoque y utilizando un espectro de aceleraciones similar al que se muestra en la Figura 6-33, no es aplicable esta afirmación, ya que si $T < T_a$, se obtendrían valores inseguros (subestimados)

del cortante basal. Desafortunadamente, la mayoría de los reglamentos vigentes se enfoca al diseño de edificios de mediana y gran altura (periodos relativamente largos) y, por lo tanto, en la literatura se generalizan algunos conceptos, lo cual puede ser poco prudente. Es importante mencionar que la forma de los espectros que se muestran en la Figura 6-33 son característicos de aquellos estipulados en reglamentos; es decir, siguen la tendencia de los espectros calculados utilizando registros sísmicos reales.

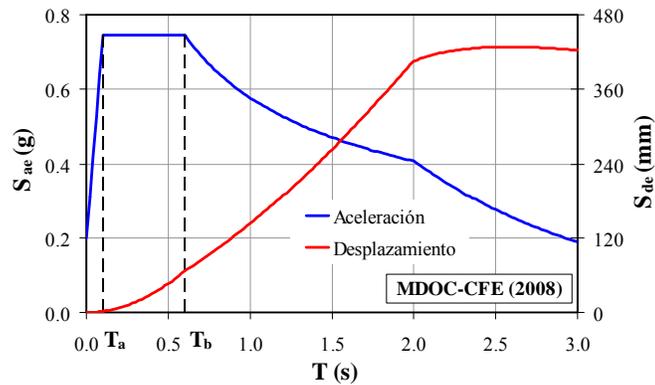


Figura 6-33. Espectros característicos de aceleración y desplazamiento para factor de amortiguamiento del 5%

Basado en la perspectiva anterior para edificios de mediana y gran altura, en algunos reglamentos que tienen un enfoque de diseño sísmico por resistencia, se acepta el uso de rigideces con secciones brutas (no agrietadas) en el cálculo del periodo fundamental de vibración. Sin embargo, como se indicó en las secciones 6.5 y 6.6.1, la no linealidad se presenta para niveles de carga menores que los asociados a la fluencia del refuerzo y, por lo tanto, esto es suficiente para reducir considerablemente los valores de la rigidez elástica y, por consiguiente, modificar (incrementar) el periodo de vibración, particularmente para muros de concreto ligeramente reforzados. Aun si el agrietamiento no ocurre antes que se presente el nivel de excitación de diseño sísmico (considerando poco probable que este nivel de excitación haya sido antecedido por un número de eventos de menor intensidad), éste ocurrirá tempranamente durante la respuesta de la excitación, originando que la rigidez se reduzca rápidamente.

Si en el diseño sísmico basado en desplazamientos de un edificio (bajo o alto) se utilizan las formulas empíricas de los reglamentos, la mayoría de las cuales es calibrada intencionalmente para subestimar el periodo de vibración (Chopra y Goel, 2000), los desplazamientos sísmicos serán menores que los “verdaderos” y, por lo tanto, serán subestimados. Tal como se muestra en el espectro de desplazamiento de la Figura 6-33, esta afirmación es válida para todo el intervalo de periodos de interés en el diseño sísmico por desplazamientos. Por lo tanto, en el diseño sísmico es absolutamente necesario considerar las variaciones de las propiedades mecánicas, así como todos los factores que afectan el periodo natural de vibración de la estructura y, de esta manera, estimar las demandas sísmicas (fuerzas y/o desplazamientos) de forma conservadora.

Para el diseño sísmico de una estructura, el periodo de vibración no es parámetro conocido a priori y, por lo tanto, se utilizan ecuaciones simplificadas que relacionan el periodo fundamental y las características de la estructura (altura, longitud, área de muros, etc.). Tradicionalmente, estas ecuaciones han sido obtenidas a partir de análisis de regresión de periodos de vibración medidos en edificios durante sismos y/o pruebas de vibración (ambiental y/o forzada). Desafortunadamente, se han utilizado muy pocos datos de pruebas en edificaciones de baja altura (viviendas de uno o dos niveles) para calibrar las expresiones. A continuación se presentan algunas de las metodologías disponibles para estimar el periodo fundamental de vibración de edificios a base de muros de concreto y, se comparan los resultados con mediciones y resultados de modelos numéricos de viviendas características de baja altura.

6.7.1.1 Ecuaciones de predicción

e) Informe ATC 3-06

En este documento, el cual tiene un enfoque de diseño sísmico por resistencia, se propone la siguiente fórmula empírica:

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{D}} \quad (6-21)$$

donde H es la altura del edificio (m) y D es la dimensión en planta del edificio en la base (m), en la dirección bajo consideración.

f) Reglamentos NEHRP-94, SEAOC-96 y UBC-97

En las respectivas versiones de estos reglamentos estadounidenses, los cuales también tienen un enfoque por resistencia, se especifica la fórmula empírica definida por la Ec. 6-22.

$$T = C_t H^{3/4} \quad (6-22)$$

donde H es la altura del edificio (m) y el coeficiente numérico $C_t = 0.05$. SEAOC-96 y UBC-97 permiten que C_t se calcule alternativamente como:

$$C_t = \frac{0.074}{\sqrt{A_c}} \quad (6-23)$$

donde A_c es el área efectiva combinada de los muros de cortante (m^2), definida como:

$$A_c = \sum_{i=1}^{NW} A_i \left[0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right]; \quad \frac{l_{wi}}{H} \leq 0.9 \quad (6-24)$$

donde A_i es el área de la sección transversal horizontal (m^2), l_{wi} es la longitud en la dirección bajo consideración del muro de cortante i en el primer nivel de la estructura (m) y, NW es el número total de muros de cortante.

Según Goel y Chopra (1998), las expresiones de los reglamentos son calibradas intencionalmente para subestimar el periodo entre 10% y 20% en la primera fluencia del edificio. Por lo tanto, si para diseño sísmico basado en resistencia se utiliza un espectro similar al de la Figura 6-33, el periodo fundamental de un edificio alto ($T > T_b$) calculado con la Ec. 6-22 o 6-21 debe ser menor que el periodo “verdadero”, con el fin de obtener una estimación conservadora del cortante basal. Aunque los reglamentos permiten el cálculo del periodo a partir de métodos establecidos de la dinámica estructural (método de Rayleigh, análisis de eigenvalores implantados en computadoras, etc.), en algunos reglamentos de diseño se especifica que los valores obtenidos no deben ser mayores que las fórmulas empíricas multiplicadas por un determinado factor. Para los dos reglamentos anteriores, estos factores varían aproximadamente entre 1.2 y 1.4, de acuerdo con la zona sísmica donde se encuentra el edificio (Goel y Chopra, 1998).

g) Muriá y González

A partir de mediciones de vibración ambiental, Muriá y González (1995) proponen ecuaciones para estimar el periodo fundamental de vibración de edificios con diferentes sistemas estructurales y desplantados sobre suelos firme y blando. Las amplitudes de las señales de ruido ambiental variaron aproximadamente entre 10^{-4} y 10^{-5} g. Para edificios con sistema estructural conformado por marcos y marcos-muros, las ecuaciones se proponen en función del número de niveles, altura del edificio y densidad de muros. No se recomiendan ecuaciones para edificios con sistema estructural conformado exclusivamente por muros de concreto.

Adicionalmente, para edificios de mampostería se proponen ecuaciones sólo en función del número de niveles (N); por ejemplo, para edificios desplantados sobre suelo firme se propone la Ec. 6-25.

$$T = 0.04 N \quad (6-25)$$

Entre los tipos de estructuras estudiadas por Muriá y González (1995), la Ec. 6-25 sería la más apropiada para aplicarse a viviendas con muros de concreto.

h) Goel y Chopra

Goel y Chopra (1998) desarrollaron una metodología a partir de la calibración de una formula teórica con un análisis de regresión de datos de periodos medidos en edificios sometidos a acciones sísmicas. Los datos incluyeron edificios sometidos a registros cuya aceleración máxima fue mayor que 0.15 g. Dependiendo del tipo de diseño (basado en resistencias o desplazamientos), Goel y Chopra (1998) proponen una expresión para evaluar el periodo de vibración de edificios en los cuales los muros están desacoplados. Por ejemplo, para estimar el cortante basal de forma conservadora (diseño basado en resistencia), se propone utilizar la Ec. 6-26, la cual corresponde al mejor ajuste de los resultados menos una desviación estándar (Goel y Chopra, 1998).

$$T_L = 0.0062 \frac{1}{\sqrt{A_e}} H \quad (6-26)$$

donde H es la altura del edificio (m) y \bar{A}_e es el área de cortante equivalente expresada como porcentaje del área en plata del edificio, A_B , es decir:

$$\bar{A}_e = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{NW} \left(\frac{H}{H_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{H_i}{l_{wi}} \right)^2 \right]} \quad (6-27)$$

donde A_i , H_i y l_{wi} son el área (m^2), la altura y la longitud en la dirección bajo consideración del muro de cortante i (en m) y, NW es el número total de muros de cortante. A_i , A_B y l_{wi} se deben determinar en la base del edificio. De acuerdo con Goel y Chopra (1998), la Ec. 6-26 es válida para sistemas con diferentes alturas de muros de cortante.

i) Chopra y Goel

Para obtener una estimación conservadora de los desplazamientos del edificio (diseño basado en desplazamientos), Chopra y Goel (2000) proponen utilizar la Ec. 6-28, la cual corresponde al mejor ajuste de los resultados más una desviación estándar.

$$T_U = 0.0085 \frac{1}{\sqrt{A_e}} H \quad (6-28)$$

De acuerdo con esta metodología, el periodo calculado con otros métodos de análisis no debe ser mayor que $1.4 T_L$ (Ec. 6-26). Este factor se determinó como el cociente entre las constantes $0.0085 / 0.0062$.

j) Chun et al.

A partir del cálculo del periodo de vibración de una viga en voladizo, considerando deformaciones por flexión y cortante y, utilizando un análisis de regresión de datos de periodos medidos en pruebas de vibración

ambiental, Chun *et al.* (2000) proponen la Ec. 6-29. Las amplitudes de las señales de ruido ambiental fueron cercanas a $10^{-4} g$.

$$T = 0.4 \frac{1}{\sqrt{L_w}} H^{0.2} - 0.5 \quad (6-29)$$

donde H es la altura del edificio (m) y L_w es la longitud de los muros en la dirección bajo consideración por unidad de área en planta (m/m^2). Aunque la Ec. 6-29 se propone para evaluar las solicitaciones en condiciones de servicio, también puede utilizarse para determinar el cortante basal de diseño en edificios construidos en zonas de amenaza sísmica moderada.

6.7.1.2 Modelación numérica

A partir de modelos de elementos finitos (MEF), en este estudio se estimó el periodo natural de vibración de ocho prototipos de viviendas de uno y dos niveles (Apéndice G) en las dos direcciones principales (longitudinal y transversal). En la modelación se incluyó la fisuración por medio de la modificación de las propiedades de los elementos a partir de las recomendaciones propuestas en la sección 6.5; es decir, la rigidez inicial agrietada se calculó utilizando el 50% de la inercia bruta ($0.5I_g$) y el 50% del área de cortante de las secciones ($0.5A_c$). Como se indicó en el Capítulo 3, los modelos numéricos de viviendas que se construyeron utilizando los valores recomendados, se ajustaron razonablemente bien a los resultados medidos en pruebas de vibración ambiental. En dichas pruebas, las señales de ruido ambiental variaron aproximadamente entre 20^{-4} y $10^{-6} g$. En la Figura 6-34(a) se muestra la relación entre los periodos analíticos (T_{MEF}) y, el cociente entre la altura de la vivienda (H , m) y la densidad de muros en la dirección (x o y) bajo consideración (D_w , como porcentaje del área en planta), así como los resultados de la propuesta de Sánchez (2010). En la figura también se incluyen los periodos de vibración en viviendas características, los cuales se estimaron a partir de pruebas de vibración ambiental (T_{PVA}).

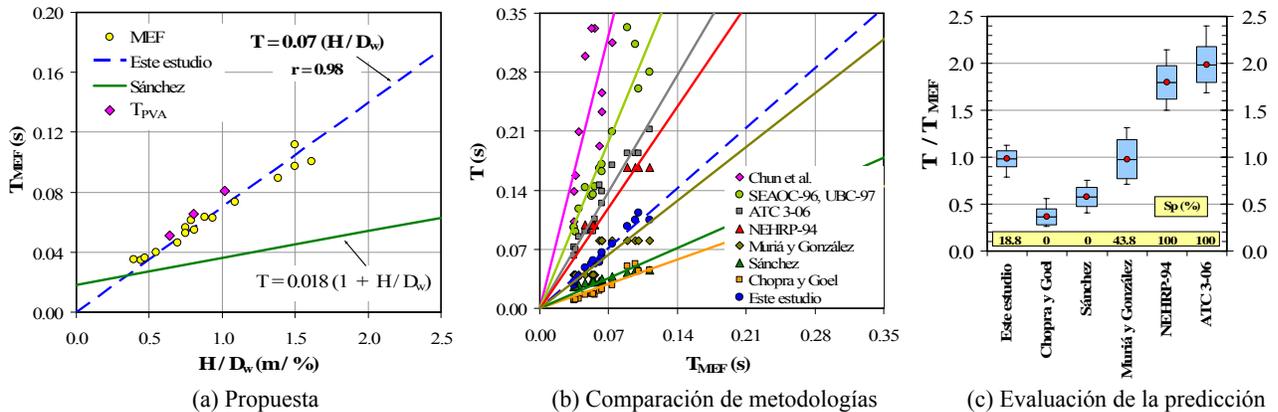


Figura 6-34. Estimación del periodo natural de vibración

Como se observa en la Figura 6-34(a), la propuesta de Sánchez (2010) subestima los periodos de vibración de las viviendas, porque en los modelos de elementos finitos que se utilizaron para la calibración de la ecuación no se incluyó el efecto del agrietamiento. De acuerdo con los periodos naturales de vibración medidos durante las pruebas dinámicas en mesa vibradora (Capítulo 5), los análisis lineales elásticos basados en propiedades “no agrietadas” pueden no ser representativos del comportamiento real y, por lo tanto, podrían ser muy conservadores, especialmente para muros de concreto con bajas cuantías de refuerzo. Siguiendo las tendencias de los resultados medidos (pruebas de vibración ambiental) y calculados (modelos de elementos finitos) y, llevando a cabo un análisis de regresión lineal, se propone calcular el periodo natural de vibración por medio de la Ec. 6-30, cuyos resultados se muestran en la Figura 6-34(a) (“Este estudio”).

$$T = 0.07 \left(\frac{H}{D_w} \right) \quad (6-30)$$

Como lo indica el coeficiente de correlación ($r = 0.98$), el cual mide la intensidad de la relación lineal entre los valores predichos y medidos (PVA y MEF), los resultados de la Ec. 6-30 se ajustan razonablemente bien con los resultados medidos en PVA y aquéllos calculados por medio de MEF. Dado que la ecuación se obtuvo a partir de resultados medidos y de modelos de elementos finitos, los cuales se construyeron utilizando coeficientes de modificación de propiedades derivados a partir de ensayos dinámicos y verificados con resultados de pruebas de vibración ambiental, se considera que la ecuación propuesta es adecuada para estimar el periodo de vibración inicial durante el análisis y diseño de viviendas de baja altura.

6.7.1.3 Comparación y evaluación de la predicción

Con el propósito de comparar los resultados entre las metodologías estudiadas y la ecuación propuesta (Ec. 6-30), en la Figura 6-34(b) se muestra la relación entre los periodos calculados (T) y los obtenidos por medio de modelos de elementos finitos de los prototipos de viviendas analizados (T_{MEF}). Para observar las diferencias, se obtuvieron líneas de tendencia lineal para cada una de las ecuaciones de predicción. Si la relación entre T y T_{MEF} se representa por medio de una línea a 45° , la correlación es “perfecta”. De otro modo, las líneas por debajo o por encima de la línea a 45° representan subestimación o sobreestimación, respectivamente, del periodo natural de vibración. Adicionalmente, de forma similar a la evaluación de la predicción de resistencia y desplazamiento, se realizó un análisis estadístico de los cocientes T/T_{MEF} y los resultados se indican en la Figura 6-34(c).

Como se observa en las Figuras 6-34(b) y (c), las ecuaciones disponibles en reglamentos de construcción, manuales y literatura en general, para calcular el periodo de vibración fundamental de viviendas de concreto baja altura, no se correlacionan adecuadamente con los resultados obtenidos a partir de modelos de elementos finitos calibrados con pruebas de vibración ambiental, lo cual origina diferencias significativas entre las metodologías estudiadas. Tal como se esperaba, la ecuación propuesta se relaciona casi de forma “perfecta” con los resultados de los modelos de elementos finitos (Figura 6-34(b)) y los parámetros estadísticos son adecuados ($\bar{X} = 0.98$, $CV = 8.7\%$ y $Sp = 18.8\%$, Figura 6-34(c)). Las metodologías NEHRP-94, ATC3-06, SEAOC-96, UBC-97 y Chun *et al.* (2000) sobrestiman el periodo de viviendas (los resultados asociados a SEAOC-96, UBC-97 y Chun *et al.*, no se incluyen en la Figura 6-34(c)). En cambio, las metodologías de Chopra y Goel (2000) y, Sánchez (2010) subestiman el periodo. Como se mencionó anteriormente, la subestimación de la metodología de Sánchez (2010) se origina por la utilización de secciones no agrietadas (brutas). Las demás metodologías estudiadas han sido derivadas a partir de análisis de regresión de los periodos de vibración medidos en edificios de mediana o gran altura, lo cual origina estimación inapropiada del periodo de vibración para viviendas de baja altura. En las metodologías ATC3-06 y NEHRP-94, este parámetro sólo depende de las dimensiones globales del edificio (altura y longitud) y, por lo tanto, se considera que dichas expresiones no son adecuadas para estimar el periodo fundamental de edificios a base de muros de cortante, ya que por ejemplo, los periodos medidos en edificios con alturas similares pueden ser considerablemente diferentes dependiendo de la configuración de los muros de cortante. Además, algunas de las metodologías no reflejan el enfoque para el cual fueron propuestas; por ejemplo, aunque la metodología de Chun *et al.* (2000) se propone para evaluar las solicitaciones en condiciones de servicio, la mayor sobreestimación del periodo se observa en dicha metodología y, aunque la ecuación de Goel y Chopra (1998) arroja resultados menores que los obtenidos por medio de la ecuación de Chopra y Goel (2000), la subestimación del periodo para viviendas es semejante a la propuesta de Sánchez (2010). La ecuación propuesta por Muriá y González (1995) para edificios de mampostería desplantados sobre suelo firme, arroja resultados cercanos a aquéllos obtenidos con modelos de elementos finitos calibrados, pero la dispersión es significativamente mayor que la asociada a la ecuación aquí propuesta ($\bar{X} = 0.98$, $CV = 21.3\%$ y $Sp = 43.8\%$, Figura 6-34(c)). Adicionalmente, en dicha metodología, el periodo de vibración sólo depende del número de niveles.

6.7.2 Factor de comportamiento sísmico, Q

Por razones básicamente económicas, es impráctico pretender que las estructuras resistan los grandes temblores sin rebasar su intervalo de comportamiento elástico. Por lo tanto, los criterios vigentes de diseño

admiten que la estructura experimente incursiones en el intervalo no-lineal ante el sismo que caracteriza el estado límite de colapso. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales (utilizar resistencias de diseño menores), a cambio de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daños provocados por la fluencia de algunas secciones de la estructura (MDOC-CFE, 2008). En la mayoría de los reglamentos, las fuerzas sísmicas de diseño se reducen en función de la capacidad de ductilidad de las estructuras utilizando el factor de reducción por ductilidad que se denota como R_{μ} . En el apéndice A de NTC-S (2004) y en MDOC-CFE (2008) se hace referencia al factor Q' (Figura 6-32).

Sin embargo, no todo el exceso de la capacidad estructural real ante sismo respecto a la capacidad calculada se debe a comportamiento dúctil. La mayoría de las estructuras cuenta con reservas de capacidad ante carga sísmica no consideradas en el diseño tradicional. Estas reservas extras que hacen que la estructura tenga una sobrerresistencia son consecuencia de diversas situaciones tales como: a) las fórmulas que se emplean para calcular la capacidad de la sección de un elemento estructural ante diversos tipos de sollicitación son siempre conservadoras, b) al redondear los cálculos en el diseño se cometen errores del lado conservador, lo mismo que al escoger las dimensiones de los elementos estructurales y, c) el uso de factores reductores de la resistencia en el diseño, lo cuales consideran el tipo de mecanismo de resistencia (flexión, cortante, axial, etc.) y el incremento promedio de las resistencias reales de los materiales en comparación con sus resistencias nominales (MDOC-CFE, 2008). La opción más práctica de tomar en cuenta el efecto de la sobrerresistencia consiste en aplicar un factor reductor del lado de las acciones. Aunque en la teoría general el factor de sobrerresistencia se denota como Ω , en el apéndice A de NTC-S (2004) y en MDOC-CFE (2008) se hace referencia al factor R' (Figura 6-32).

El factor de reducción por ductilidad Q' , se define como la máxima disminución de resistencia que se puede usar para mantener la demanda de ductilidad de desplazamiento, por debajo de la capacidad máxima de ductilidad que se le puede exigir al sistema, μ_{cap} ; es decir, si se utiliza un factor de reducción por ductilidad mayor, entonces la demanda de ductilidad excederá la capacidad máxima de ductilidad. En el apéndice A de NTC-S (2004) y en MDOC-CFE (2008), μ_{cap} se denota por medio de Q haciendo referencia al factor de comportamiento sísmico (Figura 6-32). Para cada uno de los especímenes ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica se calculó la capacidad máxima de ductilidad, μ_{cap} , definida como el cociente entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia. En la Tabla 6-7 se muestran los resultados. Dado que μ_{cap} representa la máxima ductilidad que se le puede exigir al sistema, el desplazamiento último debe estar relacionado con límites tolerables de capacidad resistente y disipación de energía y, por lo tanto, en los especímenes estudiados se midió el desplazamiento asociado a una disminución de resistencia del 20% respecto a la máxima alcanzada (sección 6.6.4). De esta manera, el factor de comportamiento sísmico Q en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran (MDOC-CFE, 2008). Para facilidad en la interpretación, los desplazamientos de fluencia y último se presentan en términos de distorsión expresada en porcentaje (R_y y R_u). De esta manera, en los especímenes ensayados de forma dinámica no se aplicaron los factores de escala para extrapolar los valores al prototipo. El valor de la capacidad máxima de desplazamiento (R_u) corresponde al valor promedio de las dos direcciones de deformación en el plano del muro. Como se mencionó en la sección 6.6.3, las distorsiones R_u medidas en las dos direcciones no variaron considerablemente.

En la sección 6.6.3 se indicó que al procesar los resultados se observó que las características principales que afectan el factor de ductilidad, son el tipo de refuerzo a cortante en el alma de los muros y la cociente M/Vl_w (Figura 6-23). No se observaron diferencias significativas entre muros con concretos de peso normal, de peso ligero y autocompactable. Sin embargo, si para propósitos de diseño de viviendas se recomienda calcular la ductilidad en función del cociente M/Vl_w o la relación H/l_w , sería difícil establecer un solo valor de la capacidad máxima de ductilidad para el diseño sísmico de toda la vivienda, pues en la estructura se encuentran muros con diferentes geometrías. Por tanto, para fines prácticos de diseño reglamentario, los datos fueron agrupados sólo en dos categorías: muros con barras corrugadas y muros con malla de alambre soldado.

Tabla 6-7. Factores de diseño sísmico: Q , Q' y (Q/Q')

	No.	Muro	Tipo ⁽¹⁾ Concreto	H/l_w	R_y %	R_u %	Q (μ_{cap})	$R_\mu = Q'$		Q/Q'		
								Suelo firme	Suelo blando	Suelo firme	Suelo blando	
								$T_s = 0.1$ s	$T_s = 3.0$ s	$T_s = 0.1$ s	$T_s = 3.0$ s	
Malla de alambre soldado	22	MRN50mC	N	0.5	0.12	0.45	3.62	1.36	1.11	2.67	3.27	
	35	MRNB50mC	N	0.5	0.18	0.67	3.71	1.37	1.11	2.71	3.34	
	25	MRL50mC	C	0.5	0.28	0.45	1.59	1.08	1.02	1.47	1.55	
	23	MCN50mC	N	1.0	0.25	0.52	2.08	1.15	1.04	1.81	1.99	
	34	MCNB50mC	N	1.0	0.17	0.40	2.42	1.19	1.06	2.03	2.29	
	36	MCN50mD	N	1.0	0.28	0.54	1.93	1.13	1.04	1.71	1.86	
	26	MCL50mC	C	1.0	0.42	0.63	1.51	1.07	1.02	1.41	1.47	
	38	MCL50mD	C	1.0	0.42	0.65	1.55	1.07	1.02	1.44	1.51	
	24	MEN50mC	N	2.0	0.35	0.68	1.91	1.12	1.04	1.70	1.84	
	27	MEL50mC	C	2.0	0.38	0.71	1.87	1.12	1.04	1.67	1.80	
	29	MVN50mC	N	---	0.27	0.40	1.48	1.07	1.02	1.39	1.45	
	41	MVN50mD	N	---	0.25	0.44	1.78	1.11	1.03	1.61	1.72	
	Media aritmética, \bar{X}							2.12	1.15	1.05	1.80	2.01
	Coeficiente de variación, CV (%)							34.9	8.7	2.9	24.2	31.0
Valor máximo, Max							3.71	1.37	1.11	2.71	3.34	
Valor mínimo, Min							1.48	1.07	1.02	1.39	1.45	
Barras corrugadas	19	MRN50C	N	0.5	0.45	1.01	2.25	1.17	1.05	1.92	2.14	
	9	MCN50C	N	1.0	0.27	1.02	3.77	1.38	1.12	2.74	3.38	
	30	MCN50C-2	N	1.0	0.20	0.72	3.64	1.36	1.11	2.68	3.28	
	32	MCL50C-2	C	1.0	0.30	1.18	3.92	1.40	1.12	2.80	3.49	
	31	MCA50C-2	A	1.0	0.20	0.59	2.96	1.27	1.08	2.33	2.73	
	10	MCN100C	N	1.0	0.32	1.34	4.19	1.43	1.13	2.92	3.70	
	37	MCN100D	N	1.0	0.32	0.58	1.81	1.11	1.03	1.63	1.75	
	14	MCL100C	C	1.0	0.39	0.99	2.55	1.21	1.06	2.10	2.39	
	33	MCL100C-2	C	1.0	0.45	1.51	3.33	1.32	1.10	2.53	3.04	
	39	MCL100D	C	1.0	0.37	0.73	1.99	1.13	1.04	1.75	1.91	
	12	MCA100C	A	1.0	0.66	1.49	2.27	1.17	1.05	1.93	2.16	
	20	MEN50C	N	2.0	0.67	2.07	3.08	1.28	1.09	2.40	2.84	
	18	MEN100C	N	2.0	0.79	1.80	2.27	1.17	1.05	1.93	2.16	
	28	MVN100C	N	---	0.37	1.09	2.94	1.26	1.08	2.32	2.72	
	40	MVN100D	N	---	0.36	0.82	2.29	1.18	1.05	1.95	2.17	
	Media aritmética, \bar{X}							2.88	1.26	1.08	2.26	2.66
Coeficiente de variación, CV (%)							25.3	7.9	2.8	17.5	22.5	
Valor máximo, Max							4.19	1.43	1.13	2.92	3.70	
Valor mínimo, Min							1.81	1.11	1.03	1.63	1.75	

Nota: ⁽¹⁾ Tipo de concreto, N = peso Normal, L = peso Ligero, A = Autocompactable.

Tal como se esperaba, para especímenes controlados por cortante, los valores de la capacidad máxima de ductilidad ($\mu_{cap} = R_u/R_y$) son bajos, especialmente para los muros reforzados con malla de alambre soldado. En estos muros, la capacidad máxima de desplazamiento se alcanzó para una distorsión sólo un poco mayor

que la asociada a la resistencia. A pesar de que los muros reforzados con barras corrugadas incurrieron apreciablemente en el intervalo inelástico, la tasa elevada de degradación de resistencia originó que las distorsiones asociadas a una disminución de resistencia del 20% fueran relativamente bajas. En la Figura 6-35 se muestran gráficamente los parámetros estadísticos del factor del comportamiento sísmico (Q) para los especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica y de forma dinámica. El valor promedio fue igual a 2.1 para muros reforzados en el alma con malla de alambre soldado y 2.9 para muros con barras corrugadas. Teniendo en cuenta que la muestra analizada corresponde a muros con diferentes geometrías (robustos, cuadrados y esbeltos), de forma similar a lo que se tendría en una vivienda real, la dispersión de los resultados es alta.

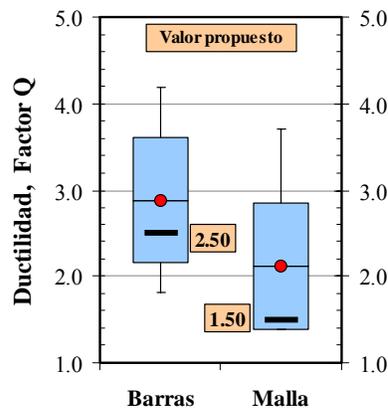


Figura 6-35. Factor de comportamiento sísmico, Q

En la Tabla 6-8 se muestra que en las Normas NTC (2004) y en MDOC-CFE (2008) no se especifica explícitamente el factor de comportamiento sísmico para muros de concreto en viviendas de baja altura (asociado al nivel de desempeño de seguridad al colapso), pues se supone que los valores propuestos para muros de edificios son aceptables para viviendas de baja altura. Por lo tanto, teniendo en cuenta que para el diseño sísmico de toda la vivienda se utiliza un solo valor de la capacidad máxima de ductilidad, en esta investigación se recomienda utilizar un valor de Q igual a 2.5 para muros reforzados con barras corrugadas y 1.5 para muros con malla de alambre soldado. Los valores recomendados también se indican en la gráfica de la Figura 6-35, por medio de una barra horizontal más gruesa. El valor recomendado para muros reforzados con barras corrugadas ($Q=2.5$) corresponde al percentil 42; es decir, el 58% de los datos se encuentran por encima de este valor. En cambio, para los muros reforzados con malla de alambre soldado ($Q=1.5$) corresponde al percentil 7; es decir, el 93% de los datos se encuentran por encima del valor recomendado. Estos porcentajes reflejan, de una forma indirecta, el factor de seguridad intrínseco en los dos tipos de refuerzo utilizado en los muros; es decir, el factor de seguridad es mayor en los muros reforzados con malla de alambre soldado donde se observó un modo de falla frágil caracterizado por la plastificación, incipiente en el mejor de los casos, y posterior fractura de los alambres que exhibieron capacidad de ductilidad limitada (sección 6.4.1.3).

Como se muestra en la Tabla 6-8, el valor aquí recomendado para muros de concreto reforzados en el alma con barras corrugadas ($Q=2.5$), es ligeramente menor que el valor especificado en NTC-C (2004) para muros que cumplen los requisitos para muros dúctiles ($Q=3.0$), y es un poco mayor que el valor estipulado en NTC-M (2004) para muros de mampostería de piezas macizas confinada con castillos y dalas, o para muros de mampostería reforzada de piezas multiperforadas confinada con castillos exteriores ($Q=2.0$). Para muros de concreto reforzados en el alma con malla de alambre soldado, el valor aquí recomendado ($Q=1.5$) es menor que el especificado en NTC-C para muros de concreto que no cumplen los requisitos para muros dúctiles ($Q=2.0$), y es igual al valor estipulado en NTC-M para muros de mampostería de piezas huecas confinada o reforzada, o para muros de mampostería reforzada interiormente.

Tabla 6-8. Valores de Q y R_p estipulados en NTC (2004) y MDOC-CFE (2008)

Ocupación inmediata (OI)	Seguridad al colapso (SC)		Sistema estructural	
	$R_{p(OI)}$ (%)	Q		
0.2 o 0.4 ⁽¹⁾	3.0	1.50	Muros de concreto reforzado que son capaces de resistir al menos el 80% de las fuerzas laterales totales y que cumplen los requisitos para muros dúctiles	
	2.0	1.00	Muros de concreto reforzado en los cuales los elementos de borde no cumplen los requisitos de ductilidad	
			Con refuerzo horizontal o malla	Muros de mampostería de piezas macizas, confinada por castillos y dalas de concreto reforzado
		0.50		
		0.40	Sin refuerzo	
	0.40	Muros de mampostería de piezas multiperforadas, con al menos la cuantía mínima de refuerzo horizontal y confinada con castillos exteriores		
	1.5	0.20	Muros de mampostería de piezas huecas, confinada o con refuerzo interior	
		0.20	Muros de mampostería reforzada interiormente con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales	
1.0	0.15	Muros de mampostería no reforzada, ni confinada		

Nota: ⁽¹⁾ Cuando no existan elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, o que estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones.

6.7.3 Verificación del factor de reducción por ductilidad, Q'

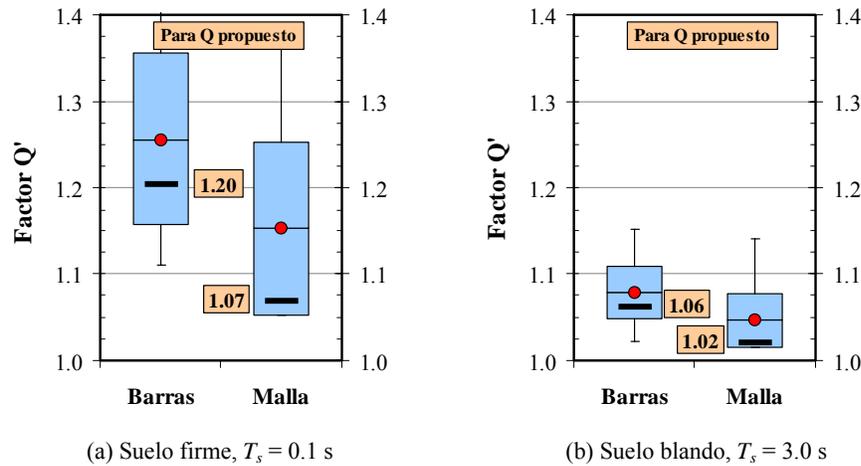
En la literatura disponible existen varias propuestas que relacionan el factor de reducción debido a la ductilidad (Q') con el factor de comportamiento sísmico (Q o μ_{cap}), el periodo de vibración de la estructura y las condiciones del suelo en el sitio (Newmark y Hall, 1982; Miranda, 1991; entre otras). La mayoría de los reglamentos de diseño propone aproximaciones bilineales obtenidas a partir de estas propuestas. En el apéndice A de NTC-S (2004) y en MDOC-CFE (2008) se propone la Ec. 6-31 para calcular del factor de reducción debido a la ductilidad en estructuras de periodo bajo ($T < T_a$ en el apéndice A de NTC-S y $T < T_b$ en MDOC-CFE, Figura 6-33).

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a} \sqrt{\frac{\beta}{k}} \quad \text{Apéndice A, NTC-S (2004)}$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_b} \sqrt{\frac{\beta}{k}} \quad \text{MDOC-CFE (2008)} \quad (6-31)$$

donde k es un factor que depende del periodo dominante en el sitio de interés y, β es un factor de ajuste para incluir el efecto de amortiguamiento diferente del 5% originado por la interacción suelo–estructura o por dispositivos especiales. En este caso se supuso $\beta = 1.0$. En la Tabla 6-7 se presentan los resultados para viviendas de concreto de baja altura ($T = 0.1$ s), utilizando las propiedades del suelo que podrían ser más y menos desfavorables para este tipo de viviendas y, las capacidades máximas de ductilidad medidas en los muros estudiados. Con el propósito de cubrir las propiedades del suelo propuestas para toda la República Mexicana, se utilizaron los parámetros establecidos en el MDOC-CFE (2008); es decir, el contraste de impedancias del suelo (ρ_s) y el periodo dominante del sitio (T_s). Para suelo firme se utilizó $\rho_s = 0.625$ y $T_s = 0.1$ s y, para suelo blando se utilizó $\rho_s = 0.25$ y $T_s = 3.0$ s, correspondientes a valores característicos según el tipo de suelo. En la Figura 6-36 se muestran gráficamente los parámetros estadísticos de los factores Q' . Como se observa en la tabla y en la figura, los factores de reducción son bajos, especialmente para viviendas construidas sobre suelo blando, donde el valor promedio es igual a 1.08 para muros con barras corrugadas y 1.05 para muros con malla de alambre soldado. Tal como se esperaba, para viviendas construidas sobre suelo firme, el factor de reducción es mayor; es decir, igual a 1.26 para muros con barras corrugadas y 1.15 para muros con malla de alambre soldado. No obstante, en las zonas de terreno firme, por

ejemplo en las zonas costeras del Estado de Guerrero, las demandas sísmicas de aceleración para este tipo de estructuras son mayores que en las zonas de terreno blando.



(a) Suelo firme, $T_s = 0.1$ s
(b) Suelo blando, $T_s = 3.0$ s
Figura 6-36. Factor de reducción por ductilidad, Q'

En la Figura 6-36 también se indican, por medio de una barra horizontal más gruesa, los valores de Q' calculados utilizando los factores de comportamiento sísmico aquí recomendados ($Q=2.5$ para muros reforzados con barras corrugadas y $Q=1.5$ para muros con malla de alambre soldado). Como se observa en la figura, los valores de Q recomendados se consideran adecuados para fines de diseño, ya que se obtienen valores de Q' del lado de la seguridad; es decir, valores menores al promedio obtenido utilizando los valores experimentales de Q . De forma similar al factor Q , los valores de Q' calculados para muros reforzados con barras corrugadas y malla de alambre soldado corresponden al percentil 42 y 7, respectivamente.

6.7.4 Verificación del factor de amplificación de desplazamientos elásticos, (Q/Q')

Como se muestra en la Figura 6-32, al inicio del proceso de diseño se determina el desplazamiento elástico reducido; es decir, obtenido a partir de un análisis elástico con ordenadas espectrales reducidas utilizando el factor debido a la ductilidad y el factor de sobrerresistencia ($\Delta_e / Q' R'$). Luego, para obtener el desplazamiento inelástico se multiplica el desplazamiento reducido por el factor de comportamiento sísmico y el factor de sobrerresistencia [$\Delta_i = (\Delta_e / Q' R') \times (Q R') = \Delta_e Q / Q'$]. Aunque durante el proceso de diseño el ingeniero de la práctica no utiliza, de forma directa, el factor para determinar los desplazamientos inelásticos (Δ_i) a partir de los desplazamientos elásticos (Δ_e), existe un único factor (C) que relaciona dichos desplazamientos, es decir:

$$\Delta_i = C \Delta_e = \left(\frac{Q}{Q'} \right) \Delta_e \quad (6-32)$$

En la Tabla 6-7 se presentan los resultados para viviendas de concreto de baja altura ($T = 0.1$ s) construidas sobre suelo firme ($T_s = 0.1$ s) y suelo blando ($T_s = 3.0$ s), teniendo en cuenta las capacidades máximas de ductilidad calculadas en los muros estudiados y, en la Figura 6-37 se muestran gráficamente los parámetros estadísticos. Como se observa en la tabla y en la figura, si se diseñan las viviendas para los factores de ductilidad calculados con los resultados experimentales, se obtienen los siguientes valores promedio (Tabla 6-7): 2.26 y 1.80 para muros con barras corrugadas y malla de alambre soldado, respectivamente, en viviendas desplantadas sobre suelo firme y, 2.66 y 2.01 para muros con barras corrugadas y malla de alambre soldado, respectivamente, en viviendas desplantadas sobre suelo blando. En la Figura 6-37 también se indican, por medio de una barra horizontal más gruesa, los valores de Q/Q' calculados utilizando los factores de comportamiento sísmico aquí recomendados ($Q=2.5$ para muros reforzados con barras corrugadas y $Q=1.5$ para muros con malla de alambre soldado). Como se observa en la figura, los factores de Q recomendados

son conservadores, ya que con éstos se predice un desplazamiento inelástico menor que la capacidad de desplazamiento de la estructura y, por lo tanto, se consideran adecuados para propósitos de diseño sísmico reglamentario.

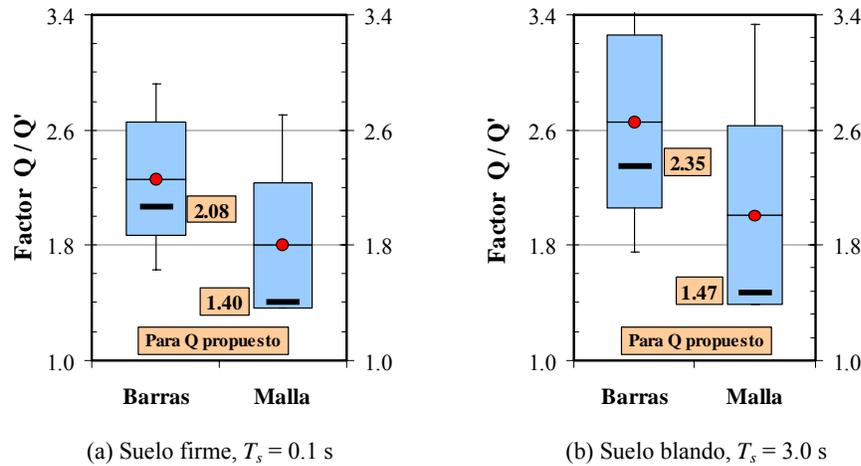


Figura 6-37. Factor de amplificación de desplazamientos elásticos, (Q/Q')

6.7.5 Indicadores de desempeño

En el proceso de diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), los niveles de desempeño son introducidos como valores límite de indicadores medibles de la respuesta estructural, tales como distorsión, anchura de grietas, índices de daño estructural, entre otros (Guljas y Sigmund, 2006). Cuando se seleccionan los niveles de desempeño, los valores límite asociados (variables de decisión) se convierten en el criterio de aceptación que se debe verificar en las etapas posteriores del diseño. Los estados límite y los niveles de desempeño del modelo de predicción aquí propuesto se describieron en las secciones 6.3.2 y 6.3.3, respectivamente. Como se mencionó en la sección 6.3, el DSBD ha mantenido la tendencia de aplicarse a sistemas que presentan fallas en flexión y, por lo tanto, en la mayoría de los estudios disponibles en la literatura, sólo se incluyen indicadores de desempeño para muros que presentan falla dúctil por flexión. De acuerdo con Ghobarah (2004), los límites de distorsión disponibles son conservadores para estructuras con comportamiento dúctil, pero son inseguros para estructuras con comportamiento poco dúctil. Para evaluar el daño en los muros de concreto en viviendas de baja altura, cuyo comportamiento está gobernado por cortante, los indicadores de desempeño se establecieron con base en límites de distorsión permisible de entrepiso (R_p) y, de agrietamiento residual expresado en términos de la anchura de grietas residuales (w_{max}) y del índice de agrietamiento residual ($I_{grietas}$). Como se indicó en la sección 5.12, $I_{grietas}$ se calculó utilizando la anchura de las grietas medida al final de la aplicación los registros sísmicos y w_{max} corresponde al valor máximo de todas las anchuras de grietas residuales.

Para establecer los valores límite de los indicadores de desempeño seleccionados, inicialmente se implantaron las resistencias de diseño para cada nivel de desempeño. Como se muestra en la Tabla 6-9, en este caso, los valores seleccionados son iguales a los propuestos por Sánchez (2010). Luego se establecieron los valores límite de distorsión total asociados a las resistencias de diseño definidas. Los valores se determinaron utilizando las curvas de histéresis medidas en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos. En seguida se estableció de forma cualitativa el daño esperado, a partir del daño observado durante los ensayos dinámicos de los muros. Por último, se establecieron los límites de agrietamiento residual (w_{max} , $I_{grietas}$) asociados a los valores límite de distorsión.

Tabla 6-9. Indicadores de desempeño propuestos para muros con refuerzo a cortante en el alma

Nivel de desempeño ⁽¹⁾	Resistencia de diseño	Distorsión total límite, R_p (%)	Daño esperado ⁽²⁾
OI	$0.25 V_{max}$	< 0.10, Malla < 0.15, Barras	Daño leve: <ul style="list-style-type: none"> • Agrietamos por flexión en los extremos y grietas inclinadas menores. • $w_{max} < 0.07$ mm en muros reforzados con malla de alambre soldado. • $w_{max} < 0.10$ mm en muros reforzados con barras corrugadas.
PV	$0.75 V_{max}$	< 0.25, Malla < 0.40, Barras	Daño moderado: <ul style="list-style-type: none"> • Prolongación de las grietas inclinadas hasta los extremos del alma, pero sin penetrar en los elementos de borde. • $w_{max} < 0.15$ mm y/o $I_{grietas} < 0.04\%$, en muros reforzados con malla de alambre soldado. • $w_{max} < 0.40$ mm y/o $I_{grietas} < 0.10\%$, en muros reforzados con barras corrugadas.
SC	V_{max}	< 0.35, Malla < 0.65, Barras	Daño significativo: <ul style="list-style-type: none"> • Agrietamiento diagonal significativo y/o fluencia de algunas barras/alambres en el alma del muro. • Aplastamiento moderado del concreto en el alma y daño alrededor de aberturas. • $w_{max} < 0.30$ mm y/o $I_{grietas} < 0.08\%$, en muros reforzados con malla de alambre soldado. • $w_{max} < 1.80$ mm y/o $I_{grietas} < 0.27\%$, en muros reforzados con barras corrugadas.

Notas: ⁽¹⁾ OI = Ocupación inmediata, PV = Protección de la vida, SC = Seguridad al colapso; ⁽²⁾ w_{max} = anchura de grietas residuales, $I_{grietas}$ = índice de agrietamiento residual.

6.7.5.1 Distorsiones permisibles de entrepiso

Los límites reglamentarios de las distorsiones permisibles (R_p), no necesariamente representan la capacidad máxima de los elementos o sistemas estructurales. Normalmente, estos valores están asociados a niveles de seguridad adecuados para su aplicación en la práctica de la ingeniería estructural. Por lo tanto, para diseño sísmico es deseable definir los valores de R_p a partir de resultados experimentales. De forma similar a lo indicado por Ghobarah (2004), Duffey *et al.* (1994a, 1994b) señalan que las distorsiones permisibles especificadas en la mayoría de los reglamentos de diseño son generalmente poco conservadoras para muros de concreto con baja relación de aspecto ya que, de modo similar a las expresiones para calcular el periodo natural de vibración, las distorsiones de dichos reglamentos están dirigidas a muros de gran altura más que a muros bajos.

En las Figuras 6-38 y 6-39 se presentan curvas de histéresis características para muros con refuerzo a cortante en el alma utilizando barras corrugadas y malla de alambre soldado, respectivamente. En las figuras se muestran por separado las curvas características para muros cuadrados, robustos y esbeltos. En la primera fila de la Figura 6-38 se muestran las curvas para muros con el 50% de la cuantía mínima a cortante estipulada en NTC-C (2004) y, en la segunda fila para los muros con la cuantía mínima. De forma similar a la capacidad máxima de ductilidad, al determinar el valor de R_p para cada uno de los muros ensayados bajo carga lateral cíclica y de forma dinámica, se observó que el tipo de refuerzo a cortante en el alma y el cociente M/Vl_w , o la relación H/l_w son las características que mayor afectan el valor de R_p (no se observaron diferencias significativas entre muros con concretos de peso normal, de peso ligero y autocompactable). Por ejemplo, para muros esbeltos se podrían plantear valores mayores que los propuestos para muros cuadrados o robustos (Figuras 6-38 y 6-39). Sin embargo, para fines de diseño reglamentario no sería práctico proponer valores de R_p o de Q en función de M/Vl_w o H/l_w , teniendo en cuenta que se debe utilizar un solo valor para el diseño de toda la vivienda, pues todos los muros de un entrepiso están acoplados por la losa de entrepiso y, por lo tanto, sujetos prácticamente al mismo valor de distorsión.

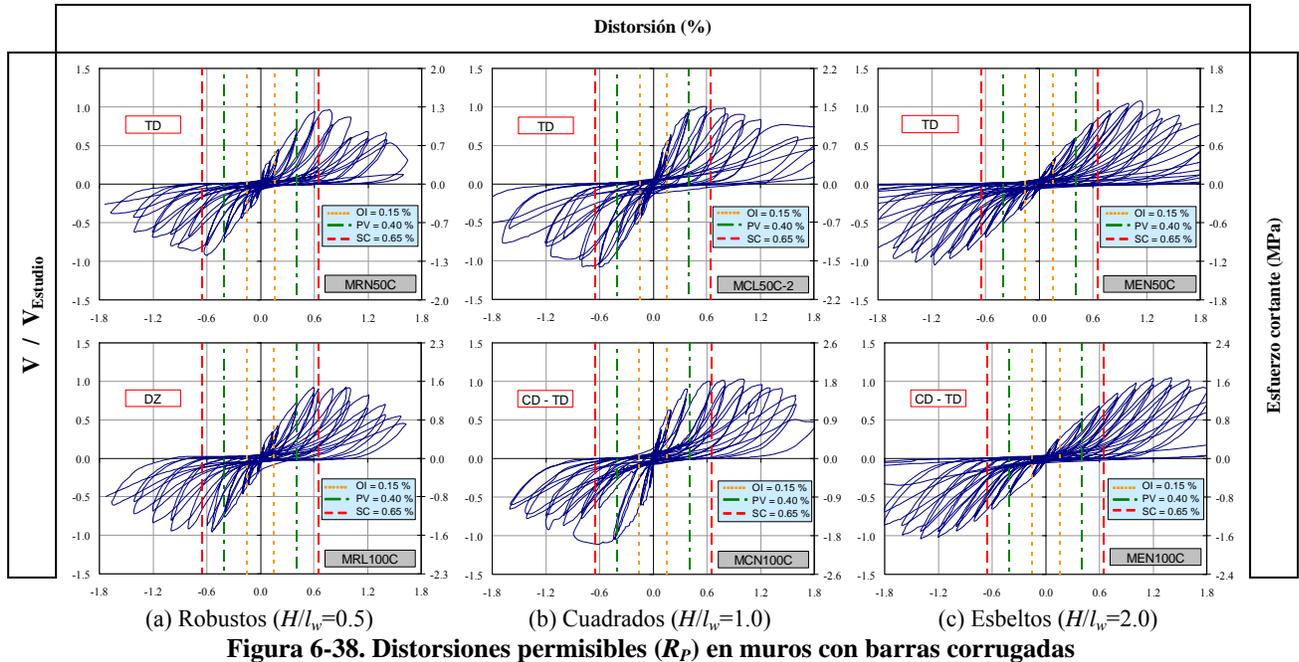


Figura 6-38. Distorsiones permisibles (R_p) en muros con barras corrugadas

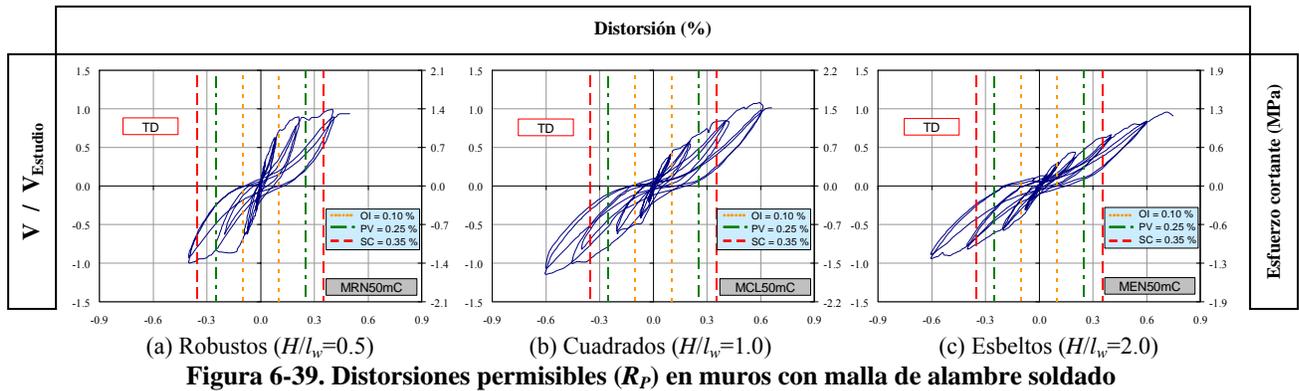


Figura 6-39. Distorsiones permisibles (R_p) en muros con malla de alambre soldado

A partir de las curvas de histéresis medidas, para los tres niveles de desempeño definidos se proponen los valores límite de distorsión que se indican en la Tabla 6-9, los cuales dependen del tipo de refuerzo a cortante en el alma. Los valores propuestos se muestran en las Figuras 6-38 y 6-39. Se estableció un solo valor para muros con barras corrugadas, ya que no se observaron diferencias significativas entre los muros con las dos cuantías de refuerzo a cortante estudiadas. Como se muestra en la Tabla 6-8, para el nivel de desempeño de seguridad al colapso, el valor aquí recomendado para muros de concreto reforzados en el alma con barras corrugadas ($R_{P(SC)}=0.65\%$), es menor que el valor especificado en NTC-C (2004) para muros que no cumplen los requisitos para muros dúctiles ($R_{P(SC)}=1.0\%$), y es un poco mayor que el valor estipulado en NTC-M (2004) para muros de mampostería de piezas macizas confinada con castillos y dalas, con refuerzo horizontal o malla ($R_{P(SC)}=0.50\%$). Para muros de concreto reforzados en el alma con malla de alambre soldado, el valor aquí recomendado ($R_{P(SC)}=0.35\%$), es un poco menor que el valor estipulado en NTC-M para muros de mampostería reforzada de piezas multiperforadas confinada con castillos exteriores ($R_{P(SC)}=0.40\%$). Para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, NTC (2004) y MDOC-CFE (2008) especifican dos valores de $R_{P(OI)}$ sin tomar en cuenta de forma directa el tipo de sistema estructural; es decir, los valores dependen exclusivamente de la presencia de elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables (0.20% o 0.40%, Tabla 6-8). Los valores aquí propuestos son menores que los estipulados en dichos reglamentos; es

decir, $R_{P(OI)}=0.10\%$ para muros de concreto reforzados en el alma con malla de alambre soldado y $R_{P(OI)}=0.15\%$ para muros reforzados con barras corrugadas.

6.7.5.2 Agrietamiento residual

Luego de definir los valores límite de distorsión, se estableció de forma cualitativa el daño esperado asociado a cada nivel de desempeño, utilizando los registros de daño observado durante los ensayos dinámicos de los muros (Capítulo 5). Por último, se establecieron los límites de agrietamiento residual asociados a los valores límite de distorsión. Para determinar los valores de w_{max} y $I_{grietas}$, se utilizaron las ecuaciones de los modelos de regresión no-lineal desarrollados con base en los datos medidos durante los ensayos dinámicos de los modelos (sección 5.12). Los resultados se muestran en la Tabla 6-9. Para propósitos de comparación, en la Tabla 6-10 se muestran los indicadores de desempeño de las propuestas de Sánchez (2000), Ghobarah (2004) y FEMA-356 (2000).

Como se observa en las Tablas 6-9 y 6-10, los límites de distorsión que se establecen en la literatura disponible, son mayores que los límites aquí propuestos. Sánchez (2010) también acepta que la distorsión depende del cociente M/Vl_w , pero no indica cuál valor se debe utilizar de acuerdo con la geometría del muro. Ghobarah (2004) propone una escala de niveles de daño más detallada, pero los valores límite de distorsión también sobreestiman la capacidad de desplazamiento de muros de concreto con las características aquí estudiadas. Como se describió en la sección 6.3.1, las características particulares de los muros de concreto para viviendas de baja altura, origina que la mayoría de las recomendaciones de diseño disponibles no sea directamente aplicable. En cuanto al daño esperado, cuando éste se describe a partir de la anchura de grietas, todas las recomendaciones disponibles utilizan el agrietamiento asociado a la respuesta máxima. Ghobarah (2004) utiliza la anchura de grietas residuales sólo en uno de los siete niveles de daño definidos. Las recomendaciones aquí propuestas se basan en un estado residual de agrietamiento, pues se considera como una variable más objetiva para la evaluación del daño y la estimación del costo de rehabilitación de una estructura después de un evento sísmico. Adicionalmente, la variable utilizada es posible de lograr, ya que no se puede medir durante un sismo, pero sí después de éste. Los valores propuestos son diferentes para muros con barras corrugadas o malla de alambre soldado, tal que reconoce que, para una misma anchura de grieta, el nivel de deformación cercana a la falla del acero es diferente en ambos tipos de muros.

6.7.6 Comparación entre la demanda y la capacidad resistente de viviendas

En esta sección se compara la demanda y la capacidad resistente de viviendas en términos del coeficiente sísmico (C_s), el cual se emplea comúnmente para representar la demanda sísmica de resistencia para fines de diseño reglamentario. La capacidad se determinó a partir de los resultados medidos en los ensayos dinámicos en mesa vibradora y, la demanda se representó por medio de las sollicitaciones sísmicas especificadas en el reglamento de diseño y construcción vigente en México. En la Tabla 6-11 se presentan los coeficientes sísmicos medidos en los modelos para los estados límite definidos: agrietamiento (cr), resistencia (max) y último (u). En la tabla se muestran, por separado, los resultados para los muros reforzados con malla de alambre soldado y para los muros reforzados con barras corrugadas. El valor del coeficiente sísmico de los modelos corresponde al promedio de los coeficientes sísmicos medidos en las direcciones positiva y negativa (Capítulo 5). Los coeficientes medidos en las dos direcciones no variaron significativamente (5% en promedio). Para extrapolar los valores al prototipo se aplicó el factor de similitud de aceleración, modificado a partir de las relaciones de masa en el modelo y en el prototipo ($S_{a(m)} = 4.3$, sección 4.6.6). Además, se calculó el promedio de los coeficientes sísmicos en el prototipo para cada uno de los estados límite, de acuerdo con el tipo de refuerzo en el alma de los muros. A pesar de que los muros con malla de alambre soldado fueron reforzados con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo a cortante estipulada en las Normas NTC-C (2004) y los muros con barras corrugadas con el 100% de dicha cuantía, los valores del coeficiente sísmico en el prototipo fueron notablemente similares (Tabla 6-11).

Tabla 6-10. Indicadores de desempeño en otros estudios

Ref.	Nivel de desempeño ⁽¹⁾	Resistencia de diseño	Distorsión total límite, R_p (%)	Daño esperado	
Sánchez (2010)	OI	$0.25 V_{max}$	< 0.15	<ul style="list-style-type: none"> Anchura de grietas < 1 mm. Grietas inclinadas menores. 	
	PV	$0.75 V_{max}$	0.30 – 0.75	<ul style="list-style-type: none"> Anchura de grietas < 12 mm. Grietas inclinadas que no penetran en las esquinas opuestas del muro. 	
	SC	V_{max}	0.40 – 1.00	<ul style="list-style-type: none"> Anchura de grietas < 20 mm. Penetración de las grietas en las esquinas opuestas del muro. Posible fluencia del refuerzo vertical en los elementos de borde. Aplastamiento del concreto en las zonas inferiores a compresión. 	
Ghobarah (2004)	Sin daño	---	< 0.10	<ul style="list-style-type: none"> Grietas leves en los aplanados. 	
	Daño reparable	L ⁽²⁾	---	0.20	<ul style="list-style-type: none"> Inicio de agrietamiento menor en los muros y cerca de las juntas. Inicio del desconchamiento en muros.
		M ⁽³⁾	---	< 0.40	<ul style="list-style-type: none"> Agrietamiento por cortante y flexión. Se presenta la fluencia en algunas barras de refuerzo.
	Daño irreparable	---	> 0.40	<ul style="list-style-type: none"> Fluencia de las barras de acero. Anchura de grietas residuales > 2 mm. Distorsión residual. Se alcanza la resistencia máxima en algunos elementos. Agrietamiento severo y pandeo del refuerzo de los elementos de borde. 	
	Daño severo, PV	---	0.70	<ul style="list-style-type: none"> Colapso parcial de la capacidad de carga lateral y vertical. Falla de algunos muros. 	
	Colapso	---	> 0.80	<ul style="list-style-type: none"> La estructura está al borde del colapso y puede experimentar colapso total. 	
FEMA-356 (2000) ⁽⁴⁾ (Rehabilitación)	OI	---	---	<ul style="list-style-type: none"> Anchura de grietas < 1.6 mm. 	
	PV	---	0.60	<ul style="list-style-type: none"> Pandeo limitado en barras de refuerzo de los elementos de borde. Deslizamiento menor en las juntas. Daño alrededor de las aberturas. Algunas grietas inclinadas y de flexión. 	
	SC	---	0.75	<ul style="list-style-type: none"> Grietas importantes de cortante y flexión. Deslizamiento en las juntas. Agrietamiento significativo y pandeo del refuerzo. Fallas alrededor de aberturas. Daño severo de los elementos de borde. 	

Notas: ⁽¹⁾ OI = Ocupación inmediata, PV = Protección de la vida, SC = Seguridad al colapso; ⁽²⁾ Leve, ⁽³⁾ Moderado, ⁽⁴⁾ Tabla C1-3 del FEMA-356.

Para calcular las demandas de resistencia en viviendas ubicadas en diferentes zonas de la República Mexicana, se utilizaron las solicitaciones de diseño especificadas en el MDOC-CFE (2008) para el nivel de desempeño de seguridad al colapso y, los factores de comportamiento sísmico aquí recomendados ($Q=2.5$ para muros reforzados con barras corrugadas y $Q=1.5$ para muros con malla de alambre soldado). Se eligieron características del suelo que pudieran inducir las mayores demandas de resistencia y desplazamiento sobre las viviendas estudiadas. No se incluyó el factor de sobrerresistencia ($R'=1.0$), ya que la comparación demanda/capacidad se realizó utilizando resultados experimentales; es decir, no existen incertidumbres importantes en el valor de las propiedades mecánicas de los materiales, en las dimensiones de los elementos y en la estimación de la resistencia probable (resistencia medida). No obstante, se podría utilizar un factor de sobrerresistencia un poco mayor que uno, ya que aunque los resultados experimentales se obtuvieron a partir del ensayo de muros aislados, la redundancia estructural, el acoplamiento muro–muro y muro–losa en la vivienda, contribuyen al efecto de la sobrerresistencia. Con el propósito de incluir exclusivamente el comportamiento de la vivienda, no se tuvo en cuenta el efecto de la interacción suelo–estructura ($\beta = 1.0$, Ec. 6-31). Los resultados fueron derivados para una vivienda de baja altura representada por un periodo fundamental de vibración, $T = 0.1$ s. De acuerdo con resultados de pruebas de vibración ambiental y modelos elementos finitos calibrados del prototipo, el periodo de vibración utilizado se considera representativo del

prototipo de dos niveles (Capítulo 3). En la Tabla 6-12 se muestran los resultados junto con los cocientes porcentuales entre la demanda y la capacidad resistente, en términos del coeficiente sísmico asociado al estado límite de resistencia (S_a/C_{s-max}). Como se muestra en la Figura 6-4, el estado límite de resistencia del modelo aquí propuesto está asociado al nivel de desempeño de seguridad al colapso.

Tabla 6-11. Coeficientes sísmicos medidos en los modelos y extrapolados al prototipo, C_s (g)

	Muro	C_s (g): Modelo			C_s (g): Prototipo		
		cr	max	u	cr	max	u
Malla de alambre soldado	MCN50mD	0.70	0.96	0.93	3.00	4.13	4.02
	MCL50mD	0.75	1.15	---	3.21	4.97	---
	MVN50mD	0.73	1.00	0.79	3.14	4.30	3.39
	Media aritmética, \bar{X}				3.12	4.47	3.70
	Coeficiente de variación, CV (%)				2.9	8.0	8.5
Barras corrugadas	MCN100D	0.67	1.12	0.87	2.86	4.83	3.75
	MCL100D	0.76	1.20	0.96	3.28	5.16	4.13
	MVN100D	0.74	1.23	0.94	3.19	5.29	4.05
	Media aritmética, \bar{X}				3.11	5.09	3.98
	Coeficiente de variación, CV (%)				5.7	3.7	4.2
Todos	Media aritmética, \bar{X}				3.11	4.78	3.87
	Coeficiente de variación, CV (%)				4.5	8.9	7.0

Notas: cr = agrietamiento, max = resistencia, u = último.

Tabla 6-12. Coeficientes sísmicos para diseño propuestos en la República Mexicana (MDOC-CFE, 2008)

Tipo suelo	T_s s	ρ_s	R'	a_0^r cm/s ²	S_{ae} g	$Q = 1.0$			$Q = 1.5$			$Q = 2.5$				
						Q'	S_a g	S_a / C_{s-max} %	Q'	S_a g	S_a / C_{s-max} %	Q'	S_a g	S_a / C_{s-max} %		
Firme	0.1	0.625	1.0	75	0.30	1.00	0.30	6.3	1.07	0.28	5.9	1.20	0.25	5.2		
				175	0.74			15.5			0.69			14.5	0.62	12.9
				250	1.10			23.0			1.03			21.5	0.92	19.2
				400	1.84			38.5			1.72			36.0	1.53	32.1
Blando	3.0	0.250	1.0	100	0.10	1.00	0.10	2.1	1.02	0.10	2.1	1.05	0.09	2.0		
				150	0.14			2.9			0.14			2.9	0.13	2.8
				175	0.15			3.1			0.15			3.1	0.14	3.0
				250	0.19			4.0			0.19			3.9	0.18	3.8

Notas: R' = factor de reducción por sobrerresistencia, a_0^r = aceleración máxima en roca,

S_{ae} = ordenada del espectro elástico de aceleraciones para $T = 0.10$ s,

S_a = ordenada del espectro de aceleraciones de diseño para $T = 0.10$ s; $S_a = S_{ae} / (Q' R')$,

C_s = coeficiente sísmico medido (promedio) extrapolado al prototipo para el estado límite de resistencia = 4.78 (Tabla 6-11).

En la Tabla 6-12 se observa que los valores máximos del cociente S_a/C_{s-max} corresponden a suelo firme y son iguales aproximadamente a 39%, 36% y 32%, para valores de Q iguales a 1.0, 1.5 y 2.5, respectivamente; es decir, aun para la zona de mayor amenaza sísmica y suponiendo comportamiento elástico ($Q=1.0$), la demanda sísmica de diseño equivale aproximadamente al 39% de la capacidad resistente asociada al estado límite de resistencia (nivel de desempeño de seguridad al colapso). Tal como se esperaba, en zonas donde el peligro sísmico en este tipo de viviendas es bajo (suelo blando), el valor del cociente es sustancialmente menor; es decir, aproximadamente 4.0%. En la sección 5.13.4 también se demostró que la capacidad resistente de los muros con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo a cortante, es comparable con la

capacidad de los muros reforzados con la cuantía mínima (ρ_{min}). Teniendo en cuenta los resultados anteriores, así como los reportados por Flores *et al.* (2007) y Sánchez (2010), las cuantías mínimas de refuerzo a cortante estipuladas en los reglamentos vigentes para diseño sísmico de muros, son conservadoras, especialmente para estructuras ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja. Por ejemplo, para $a_o^r \leq 175 \text{ cm/s}^2$, el valor máximo del cociente S_d/C_{s-max} es igual aproximadamente a 16% y 3% en viviendas construidas sobre suelo firme y blando, respectivamente. Por lo tanto, en dichas zonas se propone prescindir del refuerzo a cortante en el alma del muro, siempre y cuando se establezcan mecanismos adecuados para controlar el agrietamiento por contracción, así como distorsiones permisibles que limiten el agrietamiento del concreto para el estado límite de resistencia. En las zonas donde se suprima el refuerzo a cortante del alma de los muros, se propone utilizar los indicadores de desempeño que se indican en la Tabla 6-13. Como se muestra en la tabla, para estos muros se propone que $R_{P(SC)}=0.15\%$ para el nivel de desempeño de seguridad al colapso y $R_{P(OI)}=0.05\%$ para ocupación inmediata. En este caso, la distorsión permisible del nivel de desempeño de seguridad al colapso está asociada aproximadamente al 25% de la resistencia al cortante de los muros sin refuerzo en el alma (Figura 6-40) y, como se muestra en la Tabla 6-8, el valor aquí recomendado para estos muros, es igual al valor estipulado en NTC-M para muros de mampostería sin confinar y sin reforzar.

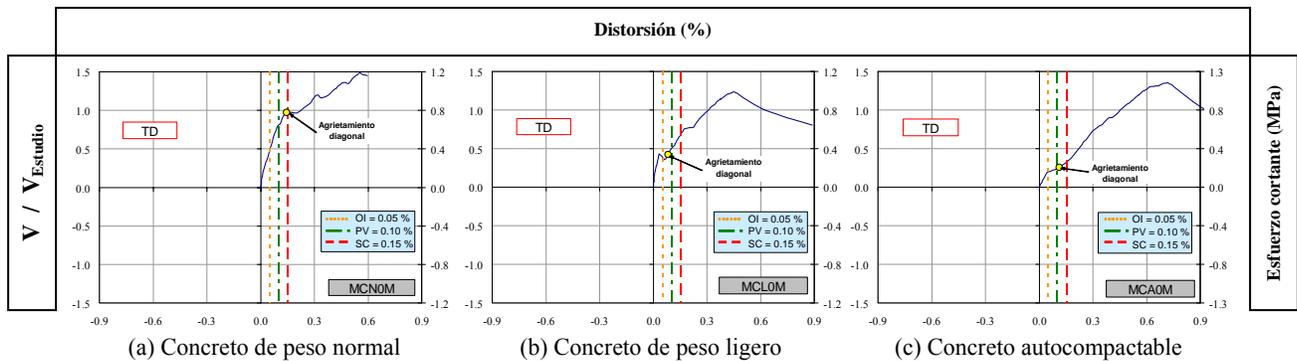


Figura 6-40. Distorsiones permisibles (R_p) en muros sin refuerzo a cortante en el alma ($H/l_w=1.0$)

Tabla 6-13. Indicadores de desempeño propuestos para muros sin refuerzo a cortante en el alma

Nivel de desempeño ⁽¹⁾	Resistencia de diseño	Distorsión total límite, R_p (%)	Daño esperado ⁽²⁾
OI	$0.25 V_{max}$	< 0.05	<ul style="list-style-type: none"> • Agrietamos por flexión en los extremos y grietas inclinadas menores. • $w_{max} < 0.05 \text{ mm}$.
PV	$0.75 V_{max}$	< 0.10	<ul style="list-style-type: none"> • Prolongación de las grietas inclinadas hasta los extremos del alma, pero sin penetrar en los elementos de borde. • $w_{max} < 0.07 \text{ mm}$.
SC	V_{max}	< 0.15	<ul style="list-style-type: none"> • Agrietamiento diagonal significativo y/o fluencia de algunas barras/alambres en el alma del muro. • Aplastamiento moderado del concreto en el alma y daño alrededor de aberturas. • $w_{max} < 0.10 \text{ mm}$.

Notas: ⁽¹⁾ OI = Ocupación inmediata, PV = Protección de la vida, SC = Seguridad al colapso; ⁽²⁾ w_{max} = anchura de grietas residuales.

6.7.7 Cuantías mínimas de refuerzo

Como se indicó en la sección anterior, desde el punto de vista técnico es factible reducir las cuantías de refuerzo a cortante en el alma de los muros en viviendas con las características aquí estudiadas. Adicionalmente, al disminuir las cuantías de refuerzo, el costo de las viviendas se reduce y, de esta manera, se incrementará el número de familias que podrán acceder a una vivienda. Con el propósito de brindar a la población una vivienda de concreto de mayor calidad, segura ante eventos sísmicos y más económica, en la

Tabla 6-14 se indican las cuantías mínimas de refuerzo a cortante en el alma recomendadas para diseño sísmico de las viviendas de concreto de uno y dos niveles. Dichas recomendaciones se establecieron de acuerdo con la capacidad y la demanda de las viviendas. La propuesta indicada en la Tabla 6-14 se puede aplicar en un reglamento de diseño, siempre y cuando la resistencia mínima del concreto sea igual a 20 MPa (aproximadamente 200 kgf/cm²) y se cumplan los requisitos de durabilidad prescritos en las Normas NMX-C-403 (1999) o NMX-C-155 (2004). Esta exigencia se establece con el propósito de mejorar el desempeño del concreto en la vivienda de acuerdo con las metodologías y técnicas de producción disponibles. La propuesta de modificaciones puntuales a las Normas NTC-C (2004) y NTC-S (2004) se presentan en el Apéndice F.

Los valores límite de a_0^r que se indican en la Tabla 6-14 (175 y 250 cm/s²), se establecieron a partir del trazado de las zonas B y C definidas en la versión del año 1993 de MDOC-CFE, sobre el mapa de a_0^r propuesto en la versión del año 2008 de MDOC-CFE. Como se mencionó en el Capítulo 2, el ACI-318 también permite utilizar cuantías de refuerzo en el alma del muro menores que 0.25%, siempre y cuando la fuerza cortante de diseño sea menor que $0.083\sqrt{f_c'}A_w$ en MPa ($0.265\sqrt{f_c'}A_w$ en kgf/cm²). En este caso, el ACI-318 (2008) admite reducir las cuantías mínimas de refuerzo horizontal y vertical a 0.20% y 0.12%, respectivamente, para barras menores que la No. 5 con $f_y \geq 412$ MPa (4,200 kgf/cm²) o alambre soldado con diámetro menor o igual que 15.9 mm. Adicionalmente, como se indicó en la sección 2.3.3.4, en el EC8 (2004) se especifica que si $\phi_v V_c \geq V_u$ en un muro “robusto” clasificado con comportamiento dúctil moderado, no es necesario disponer la cuantía mínima de refuerzo a cortante en el alma, siempre y cuando V_u se incremente en función de un factor que varía aproximadamente entre 1.5 y 2.0. El valor de la cuantía mínima por cambios volumétricos (ρ_{sI}) que se debe disponer en las dos direcciones del muro como suplemento de las juntas Tipo 1, se obtuvo al reemplazar las características particulares de muros de concreto para viviendas de hasta dos niveles, en la expresión especificada en NTC-C (2004) (Apéndice F). El valor propuesto de ρ_{sI} (0.12%) es cercano al 50% de la cuantía mínima a cortante. Los requisitos de las juntas verticales de contracción o aislamiento se establecieron de acuerdo con las recomendaciones del informe ACI-224 (2008) y se presentan en la Tabla 6-15.

Tabla 6-14. Cuantías mínimas recomendadas para diseño de viviendas de baja altura

a_0^r cm/s ²	Diseño a fuerza cortante						Cambios volumétricos		Diseño a flexión	Refuerzo por integridad estructural
	V_u / V_c	ρ_{min} %	Tipo de refuerzo	$Q^{(1)}$	$R_{P(OI)}$ %	$R_{P(SC)}$ %	Tipo ⁽²⁾ junta	ρ_{sI} %		
< 175	< 0.25	0	---	1.0	0.05	0.15	2	---	Se calcula de forma convencional	Resistir los componentes horizontal y vertical de un puntal diagonal de compresión
	≥ 0.25	0.12	Malla ⁽³⁾	1.5	0.10	0.35	1	0.12		
175 - 250	---	0.12	Malla ⁽³⁾	1.5	0.10	0.35	1	0.12		
> 250	---	0.25	Barras	2.5	0.15	0.65	1	0.12		

Notas: ⁽¹⁾ Para el diseño de toda la vivienda se usará el valor mínimo de Q ,

⁽²⁾ Junta de contracción o aislamiento (Tabla 6-15),

⁽³⁾ Aunque se podría utilizar refuerzo convencional, no se cumpliría el requisito de separación máxima al utilizar barras No 3 y $\rho_{min}=0.12\%$.

Adicionalmente, con objeto de mejorar la redundancia y capacidad de desplazamiento de viviendas de concreto de hasta dos niveles, en todos los muros se debe disponer refuerzo por integridad estructural en forma de tensores, tal como se especifica en la Tabla 6-14. Siguiendo los lineamientos indicados en la sección 7.13 del ACI-318 (2008) y en Breen (1980), este refuerzo debe calcularse de modo que resista los componentes horizontal y vertical de un puntal diagonal de compresión en el muro de concreto con magnitud asociada a la falla del mismo (Breen, 1980), y debe estar alojado en secciones rectangulares de concreto reforzado de cuando menos 100 mm de lado. Sin embargo, no es necesario que el refuerzo vertical por integridad estructural sea mayor que el requerido por las solicitaciones de diseño por flexión. Opcionalmente, el refuerzo por integridad estructural se puede calcular de forma similar a lo estipulado en la sección 7.3 de NTC-M (2004) para muros de mampostería no reforzada, el cual se describe en el Apéndice F.

Tabla 6-15. Características de las juntas verticales de contracción o aislamiento

Tipo de junta	Requisitos particulares	Requisitos generales
1	a) la separación máxima debe ser igual a dos veces la altura libre de entrepiso b) todo el refuerzo a cortante del muro debe continuar sobre la junta	a) la profundidad total mínima de la junta debe ser igual al 25% del espesor del muro; es decir, 12.5% de profundidad en cada cara para muros con ambas caras descubiertas b) la profundidad total máxima de la junta debe ser igual al 50% del espesor del muro
2	a) la separación máxima debe ser igual a la altura libre de entrepiso b) se deben colocar juntas en línea con los bordes de todas las aberturas	c) se deben utilizar selladores de junta flexibles para prevenir que penetre humedad o químicos que puedan promover la corrosión del refuerzo y/o la degradación del concreto.

Como se indica en la Tabla 6-14, los requisitos de diseño a fuerza cortante dependen básicamente de la amenaza sísmica en el sitio, del cociente entre la fuerza cortante de diseño y la contribución del concreto a la resistencia (V_u/V_c) y del tipo de refuerzo a cortante en el alma en el muro. La capacidad de resistencia a fuerza cortante ($V_c + V_s$), las cuantías de refuerzo horizontal y vertical (ρ_h y ρ_v) y, los indicadores de desempeño (distorsiones permisibles y agrietamiento residual), también se deben estimar y/o especificar de acuerdo con las recomendaciones aquí propuestas.

6.7.8 Desempeño de viviendas con las modificaciones propuestas

La verificación de las recomendaciones aquí propuestas se llevó a cabo a partir del análisis y diseño de ocho prototipos de vivienda de uno y dos niveles ubicados en diferentes zonas de la República Mexicana. Para representar las demandas sísmicas definidas en las recomendaciones de diseño, se construyeron espectros para cuatro zonas de suelo “firme” (numeradas aquí como Z1-A...Z4-A) y cuatro zonas de suelo “blando” (Z1-B...Z4-B), de acuerdo con la sección 3.1 de MDOC-CFE (2008). Los valores de los parámetros utilizados para la construcción de los espectros representan condiciones extremas para las viviendas con las características aquí estudiadas. En el Apéndice G se presentan los resultados detallados. Al dibujar los espectros se observó que, para los periodos naturales de vibración del tipo de viviendas estudiadas, las demandas de resistencia y desplazamiento en viviendas desplantadas sobre suelo blando son notoriamente menores que las demandas en viviendas sobre suelo firme. Por lo tanto, la verificación se llevó a cabo considerando sólo las demandas sísmicas de los espectros de diseño asociados a las características del tipo de suelo “firme” (Z1-A, Z2-A, Z3-A y Z4-A).

En la Tabla 6-16 se muestra el resumen de los resultados máximos en términos de los requisitos por cambios volumétricos, por fuerza cortante y por desplazamientos, para cada uno de los prototipos estudiados. Aunque en la tabla no se muestra el refuerzo por flexión ni el refuerzo mínimo por integridad estructural, siempre se deben verificar los requisitos especificados. Adicionalmente, como se indicó en la Tabla 6-14, para el diseño de cada prototipo de vivienda se utilizó el valor mínimo de Q ; es decir, dicho valor fue el mismo en las dos direcciones ortogonales. La capacidad resistente se presenta en términos del cociente porcentual entre la demanda y la capacidad resistente del muro crítico, V_u/V_R (V_R es el valor mínimo entre las resistencias de diseño a cortante por TD, CD y DZ). La revisión de desplazamientos horizontales para los niveles de desempeño de ocupación inmediata (OI) y seguridad al colapso (SC), se presenta en términos del cociente porcentual entre la demanda de distorsión y la distorsión permisible del muro más crítico, R_u/R_p . Los resultados para cada uno de los muros de los prototipos se presentan en el Apéndice G. A continuación se presentan las observaciones principales de los resultados indicados en la Tabla 6-16:

- En todos los prototipos de viviendas analizados, las demandas de resistencia y desplazamiento fueron menores que los requisitos mínimos y los indicadores de desempeño recomendados.

- En la zona Z1-A no se requirió colocar refuerzo mínimo a cortante en el alma, pero en todos los muros se planearon juntas Tipo 2. En este caso, las demandas máximas de resistencia y desplazamiento fueron equivalentes al 34.4% de la resistencia de diseño, al 32.5% de la distorsión permisible asociada al nivel de desempeño de ocupación inmediata ($R_{P(OI)}=0.05\%$, sin refuerzo a cortante en el alma) y al 32.2% de la distorsión permisible asociada al nivel de desempeño de seguridad al colapso ($R_{P(SC)}=0.15\%$, sin refuerzo a cortante en el alma), respectivamente.

Tabla 6-16. Resumen de resultados del diseño de los prototipos de vivienda estudiados

Zona	Niveles	Prototipo	Q	Cambios volumétricos		Fuerza cortante				Desplazamiento	
				Tipo junta	ρ_{st} %	Tipo refuerzo	$\rho_h = \rho_v$ %	$v_u / \sqrt{f'_c}$ MPa	V_u / V_R %	R_u / R_p (%)	
										OI	SC
Z1-A $a_0^r = 75 \text{ cm/s}^2$	1	1	1.0	2	---	---	---	0.014	12.4	2.5	3.5
		2						0.015	17.4	8.9	8.6
		3						0.016	11.3	5.7	5.9
		4						0.012	16.8	5.1	6.1
	2	1	1.0	2	---	---	---	0.022	17.9	9.6	12.5
		2						0.030	27.2	32.5	32.2
		3						0.024	21.1	14.3	18.2
		4						0.026	34.4	17.5	20.8
Z2-A $a_0^r = 175 \text{ cm/s}^2$	1	1	1.0	2	---	---	---	0.021	28.1	5.0	8.4
		2						0.026	36.1	14.4	18.4
		3						0.024	24.0	9.7	13.1
		4						0.022	36.0	9.4	13.8
	2	1	1.0	1	(1)	Malla (2)	0.12	0.048	24.8	18.7	29.1
		2						0.069	34.9	53.5	70.2
		3						0.055	25.9	21.1	34.3
		4						0.059	36.5	32.2	47.5
Z3-A $a_0^r = 250 \text{ cm/s}^2$	1	1	1.5	1	(1)	Malla	0.12	0.028	15.7	3.5	7.9
		2						0.036	20.8	9.4	16.4
		3						0.032	17.4	6.4	11.9
		4						0.030	19.0	6.4	12.7
	2	1	1.5	1	(1)	Malla	0.12	0.066	31.2	13.1	25.4
		2						0.095	45.9	35.1	59.1
		3						0.076	35.8	19.0	36.6
		4						0.081	44.6	22.0	40.9
Z4-A $a_0^r = 400 \text{ cm/s}^2$	1	1	2.5	1	(1)	Barras	0.25	0.042	23.1	3.9	11.8
		2						0.059	23.5	9.4	24.1
		3						0.052	18.8	6.5	17.4
		4						0.048	20.9	6.7	18.7
	2	1	2.5	1	(1)	Barras	0.25	0.097 (3)	34.2	13.9	34.0
		2						0.141 (3)	49.1	35.4	76.3
		3						0.114 (3)	39.9	20.2	48.9
		4						0.119 (3)	45.6	23.1	53.7

Notas: (1) La cuantía de refuerzo por cambios volumétricos se satisface con la cuantía de refuerzo a cortante en el alma,

(2) En algunos muros no se dispuso refuerzo a cortante y, por lo tanto, $Q=1$,

(3) Casos donde el ACI-318 (2008) no permitiría reducir las cuantías mínimas a $\rho_{min,h} = 0.20\%$ y $\rho_{min,v} = 0.12\%$.

- Para las viviendas de un nivel en la zona Z2-A, los resultados del diseño fueron similares a los de la zona Z1-A. En las viviendas de dos niveles ubicadas en la zona Z2-A no fue necesario disponer refuerzo mínimo a cortante en algunos muros y, por lo tanto, se utilizó el valor mínimo de Q en el diseño de toda la vivienda ($Q = 1.0$).
- En la zona Z3-A se requirió colocar cuantía mínima de refuerzo a cortante en el alma igual a 0.12% y, por lo tanto, se planearon juntas Tipo 1. En este caso, las demandas máximas de resistencia y desplazamiento

fueron equivalentes al 45.9% de la resistencia de diseño, al 35.1% de la distorsión permisible asociada al nivel de desempeño de ocupación inmediata ($R_{P(OI)}=0.10\%$, malla de alambre soldado) y al 59.1% de la distorsión permisible asociada al nivel de desempeño de seguridad al colapso ($R_{P(SC)}=0.35\%$, malla de alambre soldado), respectivamente.

- En la zona Z4-A fue necesario disponer refuerzo mínimo a cortante en el alma igual a 0.25% y juntas Tipo 1. En este caso, las demandas máximas de resistencia y desplazamiento fueron equivalentes al 49.1% de la resistencia de diseño, al 35.4% de la distorsión permisible asociada al nivel de desempeño de ocupación inmediata ($R_{P(OI)}=0.15\%$, barras corrugadas) y al 76.3% de la distorsión permisible asociada al nivel de desempeño de seguridad al colapso ($R_{P(SC)}=0.65\%$, barras corrugadas), respectivamente.
- Excepto en los prototipos de vivienda de dos niveles en la zona Z4-A, el ACI-318 (2008) permitiría reducir las cuantías mínimas de refuerzo horizontal y vertical a 0.20% y 0.12%, respectivamente, ya que el cociente entre el esfuerzo cortante de diseño y $\sqrt{f'_c}$ ($v_u / \sqrt{f'_c}$) fue menor que 0.083 en MPa. Sin embargo, de acuerdo con las modificaciones aquí propuestas, no se permite reducir las cuantías en las viviendas de un nivel ubicadas en la zona Z4-A.
- Para todos los prototipos de viviendas estudiados, el ACI-318 (2008) también admitiría utilizar sólo una capa de refuerzo en el alma del muro, ya que el cociente $v_u / \sqrt{f'_c}$ fue menor que 0.17 en MPa (sección 6.4.1.4).
- Cuando los resultados medidos en los ensayos de los muros aislados se extrapolaron al prototipo de vivienda de dos niveles (Tabla 6-12), se encontró que cuando $a_0^r = 400 \text{ cm/s}^2$, el valor del cociente entre la demanda y la capacidad resistente (S_d/C_{s-max}) fue igual a 32.1% para $Q = 2.5$. Durante el análisis y diseño de los prototipos de vivienda (Tabla 6-16), los valores entre la demanda y la capacidad de diseño (V_u/V_R) para $a_0^r = 400 \text{ cm/s}^2$ y $Q=2.5$ fueron comparables; es decir, variaron entre 34.2% y 49.1% en los prototipos estudiados. Por lo tanto, el factor de similitud de la aceleración modificado que se utilizó para extrapolar los valores medidos en los muros aislados al prototipo de vivienda ($S_{a(m)}$, sección 4.6.6), se considera adecuado.
- Los valores máximos de los cocientes V_u/V_R , $R_u/R_{P(OI)}$ y $R_u/R_{P(SC)}$ fueron iguales a 49.1%, 53.5% y 76.3%, respectivamente; es decir, aun en el caso más extremo, las demandas sísmicas en la República Mexicana no superan las capacidades de resistencia y desplazamiento aquí recomendadas para viviendas de baja altura.
- Dado que las demandas de desplazamiento asociadas a los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad al colapso, son menores que los límites de distorsión especificados (indicadores de desempeño), el daño esperado en los muros de concreto será menor que el asociado a los niveles de desempeño definidos (Tablas 6-9 y 6-13).
- A partir de la respuesta medida en los especímenes y los resultados de modelación de prototipos de vivienda, se considera que las recomendaciones aquí propuestas son adecuadas para fines de diseño reglamentario.

6.8 Resumen y discusión de resultados

En este capítulo se han presentado los parámetros principales para diseño sísmico de muros de concreto en viviendas de baja altura y se han propuesto recomendaciones para diseño sísmico desde un punto de vista reglamentario. En general, se desarrolló un modelo envolvente de predicción de resistencia y desplazamiento y se evaluó su bondad a partir de un análisis estadístico y la comparación entre las curvas de histéresis medidas y las envolventes calculadas. El modelo propuesto se planteó de tal manera que pueda ser utilizado tanto en procedimientos de diseño basados en resistencia o en desempeño, así como en el desarrollo de modelos histeréticos. Adicionalmente, se presentaron recomendaciones para estimar el periodo de vibración, el factor de comportamiento sísmico y se especificaron indicadores de desempeño (distorsiones permisibles de entrepiso y daño esperado) para cada uno de los niveles de desempeño establecidos. Asimismo, se han propuesto recomendaciones para establecer la cuantía mínima de refuerzo a cortante en función de la

demanda sísmica sobre la estructura. A continuación se presentan las observaciones principales y se discuten los resultados.

6.8.1 Diseño sísmico basado en desempeño

6.8.1.1 Características generales

El objeto fundamental del diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), consiste en diseñar estructuras que tengan niveles de daño predecibles ante sismos de intensidad supuesta y, de esta manera, estimar las consecuencias de dicho daño y la funcionalidad de la estructura después de la ocurrencia del movimiento. Las características principales de este enfoque de diseño se discuten a continuación:

- El cambio importante en el proceso de diseño de resistencia sísmica en los últimos años, ha sido la consideración explícita de varios objetivos de desempeño para definir el nivel de riesgo aceptable. Un objetivo de desempeño es la especificación de un nivel de daño aceptable (nivel de desempeño) de un edificio, al estar sometido a un sismo de una severidad determinada (nivel de amenaza). Con base en este concepto, un edificio puede ser diseñado para que se desempeñe de una manera que cumpla los objetivos económicos y de seguridad que desea el propietario (FEMA-349, 2000).
- Los objetivos de desempeño varían desde los mínimos establecidos en los reglamentos (los cuales están usualmente basados en un nivel de desempeño de “protección a la vida”, para un evento raro de un sismo importante), hasta la capacidad de funcionamiento para los sismos más frecuentes de peligro moderado.
- Un nivel de desempeño representa básicamente una banda distinta en el espectro de daño de los elementos estructurales y no estructurales. Los niveles de desempeño son introducidos como valores límite de indicadores de desempeño medibles de la respuesta estructural, tales como distorsión, ductilidad, índices de daño estructural, entre otros (Guljas y Sigmund, 2006). Cuando se seleccionan los niveles de desempeño, los valores límite asociados (variables de decisión) se convierten en el criterio de aceptación que se verificará en las etapas posteriores del diseño.
- Los indicadores de desempeño o variables de decisión no son definidas por el diseñador, ya que éstas se especifican en el reglamento que está siendo utilizado. Estos indicadores de desempeño podrían ser un nivel de esfuerzos, una carga, un desplazamiento o un estado de daño. El daño sufrido por una estructura mientras disipa energía durante un sismo, es dependiente de los desplazamientos inelásticos que la estructura experimenta. Por lo tanto, los objetivos de desempeño estructural definidos en términos de límites de distorsión pueden ser relacionados de forma directa con el daño.

6.8.1.2 Diferencias con reglamentos tradicionales

- La mayoría de los reglamentos vigentes no evalúa el desempeño de un edificio después de la ocurrencia del daño (FEMA-349, 2000). La práctica tradicional del diseño sísmico se enfoca en limitar las fuerzas (o esfuerzos) y los desplazamientos, a los niveles estipulados en los reglamentos.
- Sin embargo, las recomendaciones tradicionales pueden ser vistas aproximadamente como “orientadas a desempeño”, pues éstas fueron desarrolladas con la intención de evitar el colapso y proteger la vida de sus ocupantes. Los ingenieros que han preparado estos reglamentos, supusieron que los edificios diseñados con tales recomendaciones deberían cumplir con cuatro objetivos de desempeño: 1) permanecer sin daño en sismos menores y frecuentes, 2) sufrir solamente daño limitado y reparable en sismos moderados, 3) proteger la vida en sismos raros y, 4) no colapsar en sismos muy raros. Por lo tanto, el concepto de diseño sísmico para varios movimientos del suelo conectados con el daño asociado, no es esencialmente innovador.
- Las desventajas de los procedimientos tradicionales están asociadas a definiciones confusas del desempeño y la amenaza y, al hecho de que dichos procedimientos no incluyen una evaluación real de la capacidad para alcanzar alguno de los cuatro objetivos de desempeño definidos.
- Para el diseño sísmico de edificaciones no ocupación normal, el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 2004) y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE, 2008), utilizan dos niveles de desempeño (“servicio” –

ocupación inmediata y “seguridad al colapso”) y dos espectros con niveles de amenaza sísmica diferente (“servicio” y “diseño”). Para edificaciones esenciales, el nivel de desempeño de seguridad al colapso está relacionado con un espectro de “importancia alta”. Los espectros de “servicio” y de “importancia alta” corresponden al espectro de “diseño”, pero dividido por un factor cercano a seis e incrementado por un factor igual a 1.5, respectivamente. Esta definición de la amenaza va en contra del DSBD, pues ésta se debe establecer en términos de la probabilidad de excedencia en un lapso de tiempo determinado o de un periodo de retorno específico. Adicionalmente, los indicadores de desempeño se establecen exclusivamente en términos de distorsión.

6.8.2 Modelo de predicción propuesto

El diseño sísmico basado desempeño (DSBD) requiere la consideración explícita del desplazamiento lateral como un indicador de desempeño, así como la revisión de la estructura a partir de un procedimiento basado esencialmente en resistencia (Priestley, 2000). El diseño por desempeño ha mantenido la tendencia de aplicarse a sistemas que presentan fallas en flexión. Su empleo en sistemas que fallan en cortante ha sido limitado. Uno de los obstáculos principales que impiden la aplicación del DSBD en este tipo de elementos, es la ausencia de modelos apropiados para predecir su comportamiento. Por lo tanto, se desarrolló un modelo envolvente para estimar el comportamiento completo carga–desplazamiento de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura.

6.8.2.1 Características y desarrollo del modelo

Los modelos disponibles para muros de concreto no fueron desarrollados para las características particulares de los muros de concreto para viviendas de baja altura. Por lo tanto, el modelo desarrollado contiene los siguientes atributos: (a) las variables incluidas fueron obtenidas de la práctica de diseño y construcción de vivienda de baja altura; (b) el modelo se calibró para el intervalo de los parámetros que controlan el comportamiento de muros de concreto (resistencias bajas del concreto, espesor reducido de muros, esfuerzo axial bajo, cuantías de refuerzo reducidas, entre otras); (c) se incluyen muros reforzados con malla de alambre soldado, en los cuales, el alargamiento de los alambres y la capacidad de desplazamiento del muro es un parámetro de diseño ineludible; (d) para la calibración de las ecuaciones se utilizaron resultados de especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica y de forma dinámica en mesa vibradora y, por lo tanto, se incluyen, de forma general, los efectos de la velocidad de aplicación de carga, la “fatiga de bajo número de ciclos”, los parámetros acumulados de distorsión y energía disipada, así como los efectos dinámicos de interacción de la carga axial, el momento flexionante y la fuerza cortante; y (e) las ecuaciones empíricas se desarrollaron a partir de un análisis de regresión no–lineal iterativo y, están planteadas de una forma práctica y sencilla para ser incorporadas dentro un reglamento de diseño. La forma funcional de las ecuaciones del modelo se estableció a partir de las tendencias encontradas en otros modelos de predicción, los resultados de estudios previos en muros con características similares, las observaciones de las pruebas experimentales y la teoría comúnmente aceptada del comportamiento del concreto reforzado.

6.8.2.2 Estados límite y niveles de desempeño

A partir de la forma de las curvas de histéresis medidas en muros de concreto para viviendas de baja altura, la envolvente del comportamiento de muros con falla en cortante puede ser aproximada mediante un modelo trilineal. De esta manera, el modelo propuesto está definido para tres estados límite: agrietamiento diagonal, resistencia máxima y capacidad última de desplazamiento. Para DSBD de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura, se propone, de forma convencional, seleccionar los siguientes niveles de desempeño sísmico o estados de daño: ocupación inmediata (OI), protección de la vida (PV) y, seguridad al colapso (SC). Los niveles de desempeño de OI y PV están asociados al desarrollo del 25% y 75%, respectivamente, de la resistencia. El nivel de desempeño de SC está asociado al desarrollo de la resistencia a cortante del muro.

Los estados límite del modelo propuesto incluyen la predicción tanto de la resistencia como el desplazamiento y, por lo tanto, se considera que el modelo es una herramienta que puede ser utilizada tanto

en procedimientos de diseño basados en resistencia o en desempeño, así como en el desarrollo de modelos histeréticos. Por ejemplo, para un diseño basado en resistencia se puede utilizar el parámetro V_{max} para calcular la capacidad resistente de los muros. Para un diseño basado en desempeño, el modelo trilineal se puede utilizar para estimar la curva de capacidad global de la vivienda y, luego, revisar la capacidad de desempeño a partir de los parámetros de diseño o variables de decisión que están asociadas a los niveles de desempeño seleccionados.

6.8.2.3 Predicción de la resistencia a cortante

De forma similar a la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico a fuerza cortante, la metodología propuesta pretende que los muros desarrollen un mecanismo de falla controlado por tensión diagonal y así evitar o retrasar la ocurrencia de fallas por compresión diagonal o por deslizamiento. A continuación se discute el efecto de los parámetros principales que contribuyen a la resistencia a cortante de los muros:

a) Acero de refuerzo

- En los modelos de predicción disponibles no existe una tendencia clara sobre la contribución de los refuerzos horizontal y vertical del alma sobre la resistencia a cortante de muros de concreto. De acuerdo con la revisión de la literatura disponible, los parámetros principales que influyen en la contribución y el efecto del refuerzo en el alma de los muros son: la relación de aspecto, el valor de la cuantía de acero, el tipo de refuerzo y la geometría de la sección transversal. En general, a medida que se aumentan las cuantías de refuerzo en el alma del muro se tiende a incrementar la probabilidad de falla de cortante por compresión diagonal.
- Para muros con $H/l_w \leq 1.0$, la mayoría de los modelos en los cuales el acero de refuerzo vertical contribuye parcial o totalmente a la resistencia, está propuesto específicamente para muros con elementos de borde (Barda *et al.*, 1977; ASCE-43, 2005; Hernández y Zermeño, 1980). Sin embargo, en estos modelos se recomienda que la cuantía de refuerzo vertical sea al menos igual o similar a la cuantía horizontal. Otros modelos aceptan la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia (Gulec y Whittaker, 2009, 2011), pero el efecto no se incluye dentro de las ecuaciones de predicción.
- En la propuesta de EC8 (2004), la contribución del refuerzo del alma está representada exclusivamente por el refuerzo horizontal y depende del cociente M/Vl_w ; sin embargo, en versiones anteriores de EC8, el modelo adoptado era similar a la propuesta de Barda *et al.* (1977).
- De forma similar a otros estudios reportados en la literatura (Hidalgo y Jordán, 1996; Hidalgo *et al.*, 2002; Leiva y Montaña, 2001; Gérin y Adebar, 2004; Wallace, 2007; Flores *et al.*, 2007 y Sánchez, 2010), los resultados de los ensayos aquí reportados validan el enfoque de ACI-318 (2008); es decir, la contribución del refuerzo a cortante en el alma está asociada fundamentalmente al refuerzo horizontal y su eficiencia no depende de H/l_w . Sin embargo, a diferencia de ACI-318 (2008), se observó que no todo el refuerzo horizontal en el alma alcanza la fluencia; es decir, la eficiencia del refuerzo horizontal es menor que 1.0. La magnitud de la eficiencia depende, principalmente, de la distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales, la cuantía de refuerzo en el alma del muro y el tipo de refuerzo utilizado para proveer dicha cuantía.
- En cuanto a la distribución de deformaciones, de modo similar a lo reportado por Leiva y Montaña (2001), Flores *et al.* (2007) y Sánchez (2010), se observó que la fluencia del refuerzo horizontal se concentra en las barras/alambres colocados en la parte central del alma (media altura y media longitud), pues el ancho de las grietas inclinadas es mínimo en las zonas cercanas a los extremos de las secciones del muro. En cuanto a la cuantía de refuerzo, a partir de los resultados reportados por Wood (1990) y Sánchez (2010), se detectó que la eficiencia del refuerzo horizontal en transmitir cortante se reduce al incrementar su cuantía. Sin embargo, para las cuantías de refuerzo aquí utilizadas no se observó una tendencia clara de disminución de eficiencia al incrementar el valor de dicha cuantía.
- En lo referente al tipo de refuerzo a cortante, se observó que la eficiencia del refuerzo horizontal es mayor en los muros con barras corrugadas que en los muros con malla de alambre soldado. Para alambres que desarrollan ductilidad adecuada antes de presentarse la fractura, se debería aceptar la disminución de las cuantías de refuerzo en función del incremento del esfuerzo de fluencia de los alambres de las mallas en comparación con el de las barras corrugadas de acero, ya que no existe una plataforma de fluencia que

impida el aumento de la resistencia de las mallas. Sin embargo, los alambres de malla aquí utilizados exhibieron alargamiento promedio igual a 1.9%, es cual es menor que el valor mínimo (6%) estipulado en la Norma NMX-B-253 (2006). Por lo tanto, para alambres de malla que exhiben escasa ductilidad de deformación en comparación con las barras corrugadas de acero, no es necesario disminuir las cuantías de refuerzo y, al mismo tiempo, se deben utilizar parámetros de capacidad de ductilidad estructural asociados a factores de seguridad mayores que los recomendados para muros reforzados con barras corrugadas de acero.

- En cuanto al refuerzo vertical en el alma, también se validó el enfoque de ACI-318 (2008), Barda *et al.* (1977) y Hernández y Zermeño (1980), donde se especifica que sí se requiere una cuantía mínima de refuerzo vertical en el alma para garantizar distribución uniforme de grietas inclinadas y, que el valor de su cuantía depende de la cuantía de refuerzo horizontal y de la relación de aspecto del muro. Sin embargo, a partir de los resultados medidos se observó que, a diferencia de ACI-318, no parece adecuado cambiar de forma súbita y pronunciada los requisitos de refuerzo vertical a partir de $H/l_w = 2$, y que aunque la eficiencia relativa entre el refuerzo vertical y horizontal sí aumenta al disminuir la relación de aspecto, el valor de la eficiencia relativa es significativamente menor que la obtenida por medio de la ecuación estipulada por el ACI-318. Teniendo en cuenta lo anterior, se proponen modificaciones a la ecuación especificada por el ACI-318, la cual también depende de la cuantía mínima de refuerzo a cortante en el alma del muro. Aunque la tendencia observada en los muros aquí estudiados reveló que el valor del cociente ρ_v/ρ_h podría ser aún menor, no se dispone de datos experimentales suficientes para proponer un factor de eficiencia relativa del refuerzo vertical menor que el incluido en la ecuación propuesta. Por ejemplo, en los muros para vivienda aquí estudiados, la cuantía de refuerzo vertical en el alma siempre fue igual a la cuantía horizontal. En estudios experimentales futuros se recomienda estudiar el comportamiento a cortante de muros con cuantía de refuerzo vertical en el alma menor que la cuantía de refuerzo horizontal; por ejemplo, utilizando $\rho_v = 0.5\rho_h$ y $\rho_v = 0.75\rho_h$.
- En cuanto al refuerzo longitudinal en los bordes, se comprobó que su contribución está asociada esencialmente con la rotación del muro (resistencia a flexión) y que su eficiencia disminuye al aumentar la relación de aspecto del muro. De acuerdo con las características y las demandas sísmicas en los muros para viviendas de baja altura, el refuerzo longitudinal colocado en los bordes para suministrar la resistencia a la flexión de los muros, estará sometido a demandas bajas de tensión y, por lo tanto, éste refuerzo probablemente no fluya antes que el refuerzo del alma del muro.

b) Efecto del esfuerzo axial

- A pesar de que en los muros de concreto en viviendas de baja altura el esfuerzo vertical axial de compresión en condiciones de servicio es relativamente bajo ($\sigma_v \approx 0.25$ MPa), ante una sollicitación sísmica real, las aceleraciones verticales y/o el efecto de acoplamiento entre muros pueden originar que los esfuerzos verticales axiales de compresión se incrementen o se disminuyan, incluso alcanzando esfuerzos verticales de tensión. Si se presentan esfuerzos de tensión, la capacidad a cortante del muro disminuirá. Por lo tanto, para fines prácticos de diseño sísmico, la contribución del esfuerzo vertical axial a la resistencia a cortante del muro se incluyó utilizando $\sigma_v=0$; es decir, se supuso que la aceleración vertical sería aproximadamente equivalente a 1.0 g.
- Adicionalmente, se considera que el enfoque adoptado es realista en zonas de amenaza sísmica alta (por ejemplo, en zonas con $a_0^r > 250$ cm/s²), donde la aceleración vertical es importante, y conservador en zonas de amenaza sísmica baja, pues la aceleración vertical es relativamente baja con respecto a la aceleración horizontal.

c) Contribución del concreto

- Las propuestas disponibles sobreestiman la capacidad de resistencia a cortante por compresión diagonal, dado que éstas han sido calibradas principalmente para muros con resistencias a la compresión del concreto medias o altas y, con cuantías de refuerzo a cortante iguales o mayores que la mínima especificada en NTC-C (2004).

- En la ecuación propuesta, aplicable sólo a concretos de peso ligero con las características señaladas en este estudio, no se incluyó el factor de modificación de las propiedades mecánicas del concreto de peso ligero (λ) que se especifica en los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008), ya que en la sección 5.14 se demostró que este factor no se debe aplicar a los concretos de peso ligero con las características aquí estudiadas. Sin embargo, sí se incluyó implícitamente el efecto de la resistencia baja de todos los tipos de concreto empleados. En algunos casos, la magnitud del efecto de la resistencia baja del concreto fue mayor que el asociado al factor de reducción del concreto de peso ligero que se especifica en los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008).
- Las expresiones del modelo propuesto para calcular la contribución de concreto a la resistencia por tensión y compresión diagonal dependen sólo del cociente M/Vl_w e, incluyen el efecto de la cuantía de refuerzo vertical en el alma del muro sobre la distribución del agrietamiento diagonal. Adicionalmente, al utilizar los resultados de los ensayos dinámicos en mesa vibradora, también se incluye, de forma general, los efectos de la velocidad de aplicación de carga, el número ciclos, los parámetros acumulados de distorsión y disipación de energía (Capítulo 7), así como el efecto dinámico del esfuerzo vertical axial sobre la resistencia. En general, similar a lo reportado en la literatura disponible, en el modelo propuesto la contribución del concreto es mayor en muros robustos (valores M/Vl_w bajos) que en muros más altos con propiedades de materiales similares.
- Aunque un modelo más robusto debe considerar el efecto del ablandamiento en la resistencia a la compresión del concreto, se consideró que un modelo más detallado no es práctico para fines de diseño reglamentario.

d) Resistencia al cortante por fricción

- Aunque no se utilizaron especímenes suficientes para calibrar los factores que se incluyen en las ecuaciones de NTC-C (2004) para calcular la resistencia a fuerza cortante por fricción, se trató de recoger la tendencia observada. De forma similar al refuerzo horizontal en el alma del muro, el factor propuesto tiene en cuenta que no todo el refuerzo que cruza la grieta de cortante alcanza la fluencia, especialmente en muros largos o muy largos. A partir del análisis estadístico de las resistencias calculadas y medidas, se comprobó que al utilizar el factor de modificación propuesto se obtienen resultados más adecuados para diseño reglamentario, que los obtenidos por medio de las metodologías NTC-C (2004), ACI-318 (2008), EC8 (2004) y Wood (1990). Sin embargo, es claro que se necesitan más ensayos y estudios que incluyan el efecto de la cuantía y el tipo de acero de refuerzo de cortante por fricción, el tipo de concreto, la relación de aspecto y el esfuerzo axial en la resistencia a cortante por fricción de muros de concreto con las características aquí estudiadas.

e) Estimación del modo de falla

- Teniendo en cuenta que en el 28% de los especímenes utilizados en la calibración del modelo se observaron modos de falla combinados (interacción de dos mecanismos de falla), se propone una expresión para evaluar el modo de falla, la cual depende del valor relativo de las resistencias nominales de los mecanismos de resistencia.

f) Evaluación de la predicción de resistencia a cortante

- Para evaluar la bondad de las metodologías de predicción disponibles y el modelo propuesto, se llevó a cabo un análisis estadístico de los cocientes entre las resistencias teóricas y experimentales para los muros ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica.
- De modo similar a lo reportado por Gulec y Whittaker (2009, 2011), se observó que los resultados de las ecuaciones disponibles para calcular la resistencia a cortante de muros para vivienda de baja altura no se correlacionan adecuadamente con los resultados medidos en ensayos, lo cual origina dispersión significativa de los datos.
- A partir del análisis de los resultados estadísticos, se considera que la predicción de resistencia a cortante utilizando la metodología aquí propuesta, es adecuada para fines de diseño sísmico reglamentario de muros de concreto para vivienda de baja altura.

6.8.2.4 Predicción del desplazamiento

De acuerdo con una revisión de la literatura disponible, no existen modelos para predecir adecuadamente la capacidad de desplazamiento de muros con las características aquí estudiadas. Para facilitar el proceso de cálculo, las ecuaciones propuestas para la predicción de desplazamiento incluyen las deformaciones por cortante y por flexión.

a) Estado límite de agrietamiento diagonal

- Siguiendo los lineamientos de otros estudios y de forma práctica y sencilla, el desplazamiento asociado al agrietamiento diagonal se calculó a partir de la resistencia al agrietamiento y la rigidez inicial agrietada. Se utilizó la rigidez agrietada, pues la no linealidad se presenta para niveles de carga menores que los asociados a la fluencia del refuerzo y, por lo tanto, esto es suficiente para reducir considerablemente los valores de la rigidez elástica, particularmente para muros de concreto ligeramente reforzados (Aristizabal-Ochoa, 1983; Ghobarah, 2004).
- En NTC-C (2004) se recomienda calcular la rigidez inicial tomando en cuenta la presencia de regiones fisuradas por medio de la modificación de las propiedades de flexión de los muros ($0.5I_g$). De acuerdo con los resultados de ensayos dinámicos en mesa vibradora, se recomienda incluir el efecto del agrietamiento en las deformaciones por flexión y por corte utilizando un factor igual a 0.5 ($0.5I_g$ y $0.5A_c$). En el informe ASCE-43 (2005), el cual especifica criterios para el diseño sísmico de estructuras con propósitos nucleares, se recomiendan los mismos valores de los factores c_1 y c_2 aquí propuestos para muros agrietados. A partir de la comparación de resultados de modelos numéricos y de pruebas de vibración ambiental, los valores propuestos se consideran adecuados para fines de modelación del comportamiento elástico de viviendas.

b) Estado límite de resistencia

- A partir de las tendencias de los resultados experimentales, se proponen ecuaciones que dependen de la resistencia al cortante, el cociente M/Vl_w y del tipo de refuerzo en el alma del muro. Las constantes de las ecuaciones se calcularon a partir de un análisis de regresión no-lineal iterativo.
- La dispersión de la tendencia entre las variables analizadas fue menor para los muros reforzados con malla de alambre soldado. Esto se debe a que los datos utilizados para graficar las tendencias de los muros con barras corrugadas incluyeron los tres modos de falla a cortante en el alma. En cambio, en los muros con malla de alambre soldado, el modo de falla siempre estuvo asociado al cortante por tensión diagonal, caracterizado por la plastificación, incipiente en el mejor de los casos, y posterior fractura de los alambres. Aunque para fines académicos sería deseable obtener expresiones para los muros reforzados con barras corrugadas en función de un modo de falla específico, no sería práctico proponer una ecuación de predicción más robusta dentro de una metodología para fines de diseño.
- Al utilizar en las ecuaciones la resistencia a cortante, se revela que la distorsión en la resistencia depende del esfuerzo vertical axial, las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en el alma y, por supuesto, de la geometría y las condiciones de frontera del muro.
- De modo similar a lo reportado en otros estudios (Duffey *et al.*, 1994a, 1994b; Hidalgo *et al.*, 2002), se observó que la capacidad de desplazamiento asociada a la resistencia se reduce a medida que el cociente M/Vl_w disminuye y que su valor es menor en los muros con malla de alambre soldado.
- En el modelo aquí propuesto y en el modelo de Sánchez (2010), la distorsión asociada a la resistencia aumenta con la resistencia del muro, pero es inversamente proporcional a la resistencia a la compresión del concreto; es decir, la distorsión en la resistencia depende, principalmente, de la cuantía del acero de refuerzo en el alma (horizontal y vertical). En el estudio de Hidalgo *et al.* (2002) también se observó que el refuerzo distribuido en el alma tiene influencia moderada sobre la distorsión asociada a la carga máxima, pero su efecto incrementa para la distorsión asociada a la capacidad última de deformación.

c) Estado límite de capacidad última de desplazamiento

- Duffey *et al.* (1994a, 1994b) indican que se debe tener precaución al utilizar valores de distorsión mayores que los asociados a la carga máxima, ya que en la estructura puede quedar relativamente poca energía resistente, aun cuando la energía del movimiento sísmico puede ser importante.

- Para los muros reforzados a cortante en el alma utilizando malla de alambre soldado, el estado límite último estuvo asociado a una disminución de resistencia menor que 20%. Teniendo en cuenta el comportamiento observado y la recomendación de Duffey *et al.* (1994a, 1994b), para fines de diseño se consideró que la capacidad de distorsión última para muros reforzados con malla de alambre soldado es igual a la capacidad de distorsión en la resistencia.
- Para el desplazamiento último en muros con barras corrugadas, se propuso una expresión con el mismo formato de la ecuación del desplazamiento asociada a la resistencia, pero con constantes diferentes calculadas a partir de un análisis de regresión no-lineal iterativo.

d) Estimación del factor de ductilidad

- A pesar de que en el modelo de Sánchez (2010) el desplazamiento último para muros reforzados en el alma con barras corrugadas es proporcional a la ductilidad, durante el análisis de los resultados experimentales no se observó una relación clara entre estos dos parámetros. Probablemente, lo anterior se debe a que la ductilidad depende de la distorsión de fluencia y no de la distorsión asociada a la resistencia máxima.
- Siguiendo las tendencias de los resultados experimentales se propone una expresión para estimar la ductilidad en función del cociente M/Vl_w . Dado que la dispersión de los resultados es alta, la ecuación estima de forma conservadora la ductilidad.
- La definición de ductilidad sólo es estrictamente exacta para un elemento estructural o una estructura con comportamiento elastoplástico idealizado. Los muros de concreto controlados por cortante responden de manera diferente del sistema elastoplástico y, por lo tanto, el concepto es extensible pero debe manejarse con cautela, pues muchas veces el desplazamiento de fluencia no está tan claramente definido (García, 1998).

e) Estimación del cociente M/Vl_w

- Las ecuaciones del modelo de predicción aquí propuesto dependen del cociente M/Vl_w . Aunque es deseable obtener el valor del cociente M/Vl_w utilizando los parámetros calculados durante el proceso de diseño sísmico, se propone una expresión para calcular el cociente M/Vl_w a partir de la relación H/l_w para muros continuos en viviendas. La ecuación se obtuvo a partir de análisis de regresión no-lineal de los resultados del diseño de ocho prototipos de viviendas de uno y dos niveles ubicados en diferentes zonas de la República Mexicana.

f) Evaluación de la predicción del desplazamiento

- Con el propósito de evaluar y comparar la bondad del modelo de predicción de desplazamiento aquí propuesto con los modelos disponibles en la literatura, se realizó un análisis estadístico de los cocientes entre las distorsiones teóricas y experimentales para cada uno de los muros estudiados.
- De modo similar a la predicción de resistencia, se observó que los resultados de las ecuaciones disponibles para calcular la capacidad de desplazamiento de muros para vivienda de baja altura no se correlacionan adecuadamente con los resultados medidos en ensayos. Los resultados reflejan lo indicado por Tu *et al.* (2006); es decir, en los muros de concreto gobernados por cortante no se alcanza el mismo nivel de confiabilidad en la predicción del desplazamiento que el nivel que se logra en la predicción de su resistencia al cortante.
- A partir del análisis estadístico de los cocientes entre los valores predichos y experimentales del desplazamiento en la resistencia y el desplazamiento último, es posible afirmar que el modelo propuesto hace una estimación adecuada y conservadora de la capacidad de desplazamiento. Adicionalmente, al comparar las curvas de histéresis de los especímenes ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica con las envolventes analíticas, se observó que el modelo aquí propuesto predice la respuesta sísmica medida de manera adecuada.

6.8.2.5 *Campo de aplicación y bondad del modelo*

- La aplicación de las ecuaciones del modelo está limitada a muros con características similares a las de muros de concreto para vivienda de uno y dos niveles; es decir, el modelo desarrollado reproduce apropiadamente el comportamiento sísmico de muros con cociente M/Vl_w menor o igual que 2.0 y muros con aberturas, muros con elementos de borde cuyo espesor sea igual al del alma del muro, muros cuya respuesta está gobernada por las deformaciones de corte, muros construidos con concretos de peso normal ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$), peso ligero ($\gamma_{conc} < 19 \text{ kN/m}^3$) y autocompactable ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$), resistencia a la comprensión del concreto entre 15 y 25 MPa, muros con esfuerzo axial menor que 3% de f_c' , cuantías de refuerzo en el alma menores o iguales que 0.25%, refuerzo del alma del muro formado por barras corrugadas o malla de alambre soldado y, con la misma cuantía de refuerzo horizontal y vertical en el alma.
- El análisis estadístico de los cocientes entre la respuesta calculada y medida demostró que en el modelo propuesto, las capacidades predichas son notablemente similares a las medidas y que la dispersión es menor que en los modelos disponibles.
- A pesar de que el modelo de Sánchez (2010) está propuesto para muros de concreto que experimentan falla por tensión diagonal, dicho modelo no incluye de forma explícita todas las características particulares de muros en viviendas de baja altura. Por ejemplo, para la calibración de dicho modelo se utilizaron los resultados experimentales de algunos de los especímenes utilizados para la calibración del modelo aquí propuesto (17 muros con relación $M/Vl_w = 1.0$, reforzados con barras corrugadas y ensayados bajo carga lateral cíclica), así como resultados experimentales reportados en la literatura para muros con características diferentes a las de las viviendas de baja altura aquí estudiadas.
- Considerando que el énfasis del diseño sísmico tradicional está cambiando de un enfoque por resistencia a uno por desempeño, el modelo desarrollado proporciona una herramienta robusta a diseñadores y desarrolladores de reglamentos para evaluar la bondad de los procedimientos de diseño disponibles.

6.8.3 Parámetros para diseño sísmico

- Con el propósito de aplicar apropiadamente los conceptos en el proceso de diseño e incluir por separado las variables que controlan la respuesta de las estructuras, los parámetros para diseño sísmico que aquí se recomiendan se deben aplicar utilizando la metodología del apéndice A de NTC-S (2004) o de MDOC-CFE (2008). En el cuerpo principal de NTC-S (2004) y en la versión del año 1993 de MDOC-CFE, las ordenadas espectrales no representan demandas elásticas, ya que fueron reducidas para fines de simplificación por un factor global de “sobrerrestencia”.
- La propuesta de modificaciones puntuales a NTC-C (2004) y NTC-S (2004) se presentan en el Apéndice F.

6.8.3.1 *Periodo natural de vibración*

- Para estimar el periodo de vibración en edificios de mediana o gran altura, los reglamentos que tienen un enfoque de diseño sísmico por resistencia aceptan el uso de rigideces con secciones no agrietadas y, de esta manera, estimar de forma conservadora (subestimada) el periodo y el cortante basal a partir de un espectro de aceleración
- Sin embargo, en edificaciones de baja altura diseñadas a partir de un espectro de aceleración, el periodo de vibración probablemente se encuentra en la zona inicial de un espectro determinado (transición entre la aceleración máxima del terreno y el inicio de la meseta) y, por lo tanto, al subestimar el periodo también se obtendrían valores inseguros (subestimados) del cortante basal. Desafortunadamente, la mayoría de los reglamentos disponibles se enfoca en el diseño de edificios de mediana o gran altura (periodos relativamente largos) y, por lo tanto, en la literatura se generalizan algunos conceptos, lo cual puede ser poco prudente.
- Si en el diseño sísmico basado en desplazamientos de un edificio (bajo o alto), se utilizan las formulas empíricas de los reglamentos, la mayoría de las cuales es calibrada intencionalmente para subestimar el periodo de vibración entre 10% y 20% en la primera fluencia del edificio (Goel y Chopra, 1998), los

desplazamientos sísmicos serán menores que los “verdaderos” y, por lo tanto, serán subestimados. Por lo tanto, en el diseño sísmico es absolutamente necesario considerar las variaciones de las propiedades mecánicas, así como todos los factores que afectan el periodo natural de vibración de la estructura y, de esta manera, estimar las demandas sísmicas (fuerzas y/o desplazamientos) de forma adecuada y conservadora.

- Para estimar los periodos de vibración se construyeron modelos de elementos finitos de ocho prototipos de viviendas de uno y dos niveles, utilizando los factores de agrietamiento recomendados a partir de tendencias de resultados medidos en ensayos dinámicos. Al comparar los resultados analíticos con las metodologías disponibles, se observó que existen diferencias significativas. En la mayoría de los casos, las diferencias se originan porque las ecuaciones disponibles han sido derivadas a partir de análisis de regresión de los periodos de vibración medidos en edificios de mediana o gran altura. En otros casos, se subestiman los periodos de vibración de las viviendas porque las ecuaciones se han calibrado con resultados de modelos de elementos finitos que no incluyen el efecto del agrietamiento.
- Siguiendo las tendencias de los resultados de modelos de elementos finitos y desarrollando un análisis de regresión lineal, se propuso una expresión para calcular el periodo natural de vibración de viviendas con las características aquí estudiadas. De acuerdo con el análisis estadístico de los resultados, la ecuación propuesta se relaciona casi de forma “perfecta” con los resultados medidos y los resultados analíticos de modelos calibrados de elementos finitos.
- Dado que la ecuación se obtuvo a partir de resultados medidos y de modelos de elementos finitos, los cuales se construyeron utilizando coeficientes de modificación de propiedades derivados a partir de ensayos dinámicos y verificados con resultados de pruebas de vibración ambiental, se considera que la ecuación propuesta es adecuada para estimar el periodo de vibración inicial durante el análisis y diseño de viviendas de baja altura.

6.8.3.2 *Factor de comportamiento sísmico, Q*

- De acuerdo con MDOC-CFE (2008), el factor de comportamiento sísmico en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran. Por lo tanto, para cada uno de los especímenes ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica se calculó el factor de comportamiento sísmico asociado a la máxima ductilidad que se le puede exigir al sistema; es decir, su valor está relacionado con límites tolerables de capacidad de resistencia y de disipación de energía.
- Para fines prácticos de diseño reglamentario, los datos fueron agrupados en función del tipo de refuerzo en el alma del muro; barras corrugadas y malla de alambre soldado. Teniendo en cuenta que los especímenes estuvieron controlados por cortante, los valores de la capacidad máxima de ductilidad fueron bajos, especialmente para los muros reforzados con malla de alambre soldado. En estos muros, la capacidad máxima de desplazamiento se alcanzó para una distorsión sólo un poco mayor a la asociada a la resistencia. A pesar de que los muros reforzados con barras corrugadas incurrieron apreciablemente en el intervalo inelástico, debido a la tasa elevada de degradación de resistencia, las distorsiones asociadas a una disminución de resistencia del 20% fueron relativamente bajas.
- Con base en los resultados experimentales se recomienda utilizar un valor de Q igual a 2.5 para muros reforzados con barras corrugadas y 1.5 para muros con malla de alambre soldado. El valor recomendado para muros reforzados con barras corrugadas corresponde al percentil 42; es decir, el 58% de los datos se encuentran por encima de este valor. Para los muros reforzados con malla de alambre soldado, corresponde al percentil 7; es decir, el 93% de los datos se encuentran por encima del valor recomendado. Estos porcentajes reflejan de, una forma indirecta, el factor de seguridad intrínseco en los dos tipos de refuerzo utilizado en los muros; es decir, el factor de seguridad es mayor en los muros reforzados con malla de alambre soldado donde se observó un modo de falla frágil caracterizado por la plastificación, incipiente en el mejor de los casos, y posterior fractura de los alambres.
- Los valores de Q recomendados se consideran adecuados para fines de diseño reglamentario, ya que se obtienen valores de los factores Q' y (Q/Q') del lado de la seguridad; es decir, valores de Q' menores al

promedio obtenido al utilizar los valores experimentales de Q y, desplazamientos inelásticos (Q/Q') menores que la capacidad de desplazamiento de la estructura.

- El valor aquí recomendado para muros de concreto reforzados en el alma con barras corrugadas ($Q=2.5$), es ligeramente menor que el valor especificado en NTC-C (2004) para muros que cumplen los requisitos para muros dúctiles ($Q=3.0$), y es un poco mayor que el valor estipulado en NTC-M (2004) para muros de mampostería de piezas macizas confinada con castillos y dalas, o para muros de mampostería reforzada de piezas multiperforadas confinada con castillos exteriores ($Q=2.0$). Para muros de concreto reforzados en el alma con malla de alambre soldado, el valor aquí recomendado ($Q=1.5$) es menor que el especificado en NTC-C para muros de concreto que no cumplen los requisitos para muros dúctiles ($Q=2.0$), y es igual al valor estipulado en NTC-M para muros de mampostería de piezas huecas confinada o reforzada, o para muros de mampostería reforzada interiormente.

6.8.3.3 Indicadores de desempeño

- En el proceso de diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), los niveles de desempeño son introducidos como valores límite de indicadores de desempeño medibles de la respuesta estructural, tales como distorsión, índices de daño estructural, entre otros (Guljas y Sigmund, 2006).
- El DSBD ha mantenido la tendencia de aplicarse a sistemas que presentan fallas en flexión y, por lo tanto, en la mayoría de los estudios disponibles en la literatura, sólo se incluyen indicadores de desempeño para muros que presentan falla dúctil por flexión. De acuerdo con Ghobarah (2004), los límites de distorsión disponibles son conservadores para estructuras con comportamiento dúctil, pero son inseguros para estructuras con comportamiento poco dúctil. Para la evaluación del daño en muros de concreto en viviendas de baja altura, cuyo comportamiento está gobernado por cortante, en este estudio los indicadores de desempeño se establecieron con base en límites de distorsión permisible de entrepiso (R_p) y de agrietamiento residual (anchura de grietas residuales, w_{max} , e índice de agrietamiento residual, $I_{grietas}$). Los indicadores de desempeño (variables de decisión) se definieron para cada uno de los niveles de desempeño establecidos.
- De acuerdo con Duffey *et al.* (1994a, 1994b) y Ghobarah (2004), las distorsiones permisibles especificadas en la mayoría de los reglamentos de diseño son generalmente poco conservadoras para muros de concreto con baja relación de aspecto ya que, de modo similar a las expresiones para calcular el periodo natural de vibración, las distorsiones de dichos reglamentos están dirigidas a muros de gran altura más que a muros bajos.
- De forma similar a la capacidad máxima de ductilidad, al estimar el valor de R_p para cada uno de los muros ensayados bajo carga latera cíclica y de forma dinámica, se observó que el tipo de refuerzo a cortante en el alma y el cociente M/Vl_w o la relación H/l_w son las características que mayor afectan el valor de R_p . Sin embargo, para fines de diseño reglamentarios no sería práctico proponer valores de R_p o de Q en función de M/Vl_w o H/l_w , teniendo en cuenta que se debe utilizar un solo valor para el diseño de toda la vivienda, pues todos los muros de un entrepiso están acoplados por la losa de entrepiso y, por lo tanto, sujetos prácticamente al mismo valor de distorsión. De esta manera, para el para el nivel de desempeño de seguridad al colapso, se propone $R_{p(SC)}=0.65\%$ para muros reforzados con barras corrugadas y $R_{p(SC)}=0.35\%$ para muros con malla de alambre soldado y, para el para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, se propone $R_{p(OI)}=0.15\%$ para muros reforzados con barras corrugadas y $R_{p(OI)}=0.10\%$ para muros con malla de alambre soldado.
- Como de forma convencional, los valores aquí propuestos de R_p están asociados a niveles de seguridad adecuados para su aplicación en la práctica de la ingeniería estructural y, por lo tanto, no representan la capacidad máxima de los especímenes estudiados. Para el nivel de desempeño de seguridad al colapso, el valor recomendado para muros de concreto reforzados en el alma con barras corrugadas ($R_{p(SC)}=0.65\%$), es menor que el valor especificado en NTC-C (2004) para muros que no cumplen los requisitos para muros dúctiles ($R_{p(SC)}=1.0\%$), y es un poco mayor que el valor estipulado en NTC-M (2004) para muros de mampostería de piezas macizas confinada con castillos y dalas, con refuerzo horizontal o malla ($R_{p(SC)}=0.50\%$). Para muros de concreto reforzados en el alma con malla de alambre soldado, el valor aquí recomendado para seguridad al colapso, es un poco menor que el valor estipulado en NTC-M para muros de mampostería reforzada de piezas multiperforadas confinada con castillos exteriores ($R_{p(SC)}=0.40\%$). El

valor especificado para muros de concreto sin refuerzo a cortante en el alma ($R_{P(SC)}=0.15\%$), es igual al valor estipulado en NTC-M para muros de mampostería sin confinar y sin reforzar. Para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, NTC (2004) y MDOC-CFE (2008) especifican dos valores de $R_{P(OI)}$ sin tomar en cuenta, de forma directa, el tipo de sistema estructural; es decir, los valores dependen exclusivamente de la presencia de elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables (0.20% o 0.40%). Los valores aquí propuestos son menores que los estipulados en dichos reglamentos; es decir, $R_{P(OI)}=0.10\%$ para muros de concreto reforzados en el alma con malla de alambre soldado y $R_{P(OI)}=0.15\%$ para muros reforzados con barras corrugadas.

- Luego de definir los valores límite de distorsión, se estableció de forma cualitativa el daño esperado asociado a cada nivel de desempeño, utilizando los registros de daño observado durante los ensayos dinámicos de los muros. Para determinar los valores de w_{max} y $I_{grietas}$, asociados a los valores límite de distorsión, se utilizaron ecuaciones de modelos de regresión no-lineal desarrollados con base en los datos medidos durante los ensayos dinámicos de los especímenes.
- Cuando el daño esperado se describe a partir de la anchura de grietas, las recomendaciones disponibles utilizan el agrietamiento asociado a la respuesta máxima. Las recomendaciones aquí propuestas se basan en un estado residual de agrietamiento, pues se considera como una variable más objetiva para la evaluación del daño y la estimación del costo de rehabilitación de una estructura después de un evento sísmico. Adicionalmente, la variable utilizada es posible de lograr, ya que no se puede medir durante un sismo, pero sí después de éste. Los valores propuestos son diferentes para muros con barras corrugadas o malla de alambre soldado, tal que reconoce que para una misma anchura de grieta, el nivel de deformación cercana a la falla del acero es diferente en ambos tipos de muros.
- En general, los valores propuestos de los indicadores de desempeño se establecieron con base en las observaciones y en la respuesta medida tanto en los muros ensayados dinámicamente en mesa vibradora, como en los muros ensayados ensayos bajo carga lateral cíclica en etapas preliminares del proyecto.

6.8.4 Cuantías mínimas de refuerzo

- A partir del coeficiente sísmico, el cual representa la demanda sísmica de resistencia para fines de diseño reglamentario, se analizaron los cocientes entre la demanda y la capacidad resistente de viviendas. La capacidad se determinó a partir de los resultados experimentales (medidos en los ensayos dinámicos de los especímenes) extrapolados al prototipo de vivienda. A pesar de que los muros con malla de alambre soldado fueron reforzados con el 50% de la cuantía mínima de refuerzo a cortante estipulada en NTC-C (2004) y los muros con barras corrugadas con el 100% de dicha cuantía, los valores del coeficiente sísmico en el prototipo fueron notablemente similares. La demanda se representó por medio de las sollicitaciones sísmicas especificadas en MDOC-CFE (2008) para sitios diferentes de la República Mexicana y utilizando los factores de comportamiento sísmico aquí recomendados ($Q=2.5$ para muros reforzados con barras corrugadas y $Q=1.5$ para muros con malla de alambre soldado).
- Aun para la zona de mayor amenaza sísmica y suponiendo comportamiento elástico ($Q=1.0$), la demanda sísmica de diseño fue equivalente al 39% de la capacidad resistente asociada al estado límite de resistencia (nivel de desempeño de seguridad al colapso). Tal como se esperaba, en zonas donde el peligro sísmico en este tipo de viviendas es bajo (suelo blando), el valor del cociente fue sustancialmente menor; es decir, aproximadamente 4.0%.
- Por lo tanto, de modo similar a lo reportado por Flores *et al.* (2007) y Sánchez (2010), se comprobó que las cuantías mínimas de refuerzo a cortante estipuladas en los reglamentos disponibles para diseño sísmico de muros, son conservadoras o muy conservadoras, especialmente para estructuras ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja. Con base en lo anterior, se presentaron recomendaciones de acuerdo con la capacidad y la demanda de las viviendas, y siguiendo un enfoque de diseño sísmico por desempeño
- En zonas donde la aceleración máxima en roca (a_0') es menor que 175 cm/s^2 , el valor máximo del cociente entre la demanda y la capacidad resistente fue igual aproximadamente a 16% y 3% en viviendas construidas sobre suelo firme y blando, respectivamente. En estas zonas se propuso prescindir del refuerzo a cortante en el alma del muro siempre y cuando: a) el factor de comportamiento sísmico sea igual a uno,

b) la fuerza cortante de diseño en el muro sea menor que el 25% de la resistencia a cortante proporcionada por el concreto, c) se provean los mecanismos aquí recomendados para controlar el agrietamiento por contracción y, d) se utilicen indicadores de desempeño que limiten el agrietamiento del concreto para los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad al colapso; por ejemplo, se propone que $R_{P(SC)}=0.15\%$ para el nivel de desempeño de seguridad al colapso y $R_{P(OI)}=0.05\%$ para ocupación inmediata. En este caso, la distorsión permisible del nivel de desempeño de seguridad al colapso está asociada aproximadamente al 25% de la resistencia al cortante de los muros sin refuerzo en el alma, y el valor recomendado, es igual al valor estipulado en NTC-M (2004) para muros de mampostería sin confinar y sin reforzar.

- En zonas en las cuales el valor de a_0^r se encuentra entre 175 y 250 cm/s^2 , se propuso disminuir la cuantía de refuerzo a un valor igual a 0.12% (valor cercano a la mitad de la cuantía mínima establecida en NTC-C, 2004), siempre y cuando se provean los mecanismos aquí recomendados para controlar el agrietamiento por contracción. En zonas donde el valor de a_0^r sea mayor que 250 cm/s^2 , la cuantía mínima de refuerzo a cortante debe ser igual al valor establecido en NTC-C (2004) (0.25%) y el refuerzo siempre debe estar formado por barras corrugadas. La estimación de la capacidad de resistencia a fuerza cortante, las cuantías de refuerzo horizontal y vertical y, los indicadores de desempeño (distorsiones permisibles y agrietamiento residual), también se deben estimar y/o especificar de acuerdo con las recomendaciones aquí propuestas.
- Con objeto de mejorar la redundancia y capacidad de desplazamiento de viviendas de concreto de hasta dos niveles, en todos los muros se debe colocar refuerzo por integridad estructural en forma de tensores, con el propósito de resistir los componentes horizontal y vertical de un puntal diagonal de compresión que se desarrolle en los muros para resistir las cargas laterales. Adicionalmente, la propuesta de modificaciones se puede aplicar en un reglamento de diseño, siempre y cuando la resistencia mínima del concreto sea igual a 20 MPa y se cumplan los requisitos de durabilidad prescritos en las normas vigentes. Esta exigencia se estableció con el propósito de mejorar el desempeño del concreto en las viviendas, de acuerdo con las metodologías y técnicas de producción disponibles.

6.8.5 Desempeño de viviendas

- La verificación de las recomendaciones aquí propuestas se llevó a cabo a partir del análisis y diseño de ocho prototipos de vivienda de uno y dos niveles ubicados en diferentes zonas de la República Mexicana. Para cada uno de los muros de las viviendas, la capacidad resistente se expresó en términos del cociente entre la demanda y la capacidad y, la revisión de desplazamientos horizontales en términos del cociente entre la demanda de distorsión y la distorsión permisible, asociadas a los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad al colapso.
- Como se mencionó anteriormente, las cuantías mínimas de refuerzo a cortante en el alma dependen básicamente de la amenaza sísmica en el sitio, del cociente entre la fuerza cortante de diseño y la contribución del concreto a la resistencia, así como del tipo de refuerzo a cortante.
- En todos los prototipos de viviendas analizados, las demandas de resistencia y desplazamiento fueron menores que los requisitos mínimos y los indicadores de desempeño recomendados.
- Los valores máximos de los cocientes entre la demanda y la capacidad de resistencia, de desplazamiento para el nivel de desempeño de ocupación inmediata y de desplazamiento para el nivel de seguridad al colapso, fueron iguales a 49.1%, 53.5% y 76.3%, respectivamente; es decir, aun en el caso más extremo, las demandas sísmicas en la República Mexicana no superan las capacidades de resistencia y desplazamiento aquí recomendadas para viviendas de baja altura.
- Teniendo en cuenta que las demandas de desplazamiento asociadas a los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad al colapso, son menores que los límites de distorsión especificados (indicadores de desempeño), el daño esperado en los muros de concreto será menor que el asociado a los niveles de desempeño definidos.
- A partir de la respuesta medida en los especímenes y los resultados de modelación de prototipos de vivienda, se considera que las recomendaciones aquí propuestas son adecuadas para fines de diseño

reglamentario. Adicionalmente, al adoptar estas recomendaciones, el diseño sísmico promoverá la construcción de una vivienda más segura y económica.

7 CORRELACIONES ENTRE ENSAYOS DINÁMICOS Y CUASI-ESTÁTICOS

7.1 *Introducción*

En este capítulo se compara la respuesta de los especímenes ensayados dinámicamente en mesa vibradora con el comportamiento de los muros ensayados bajo carga lateral cíclica reversible. Inicialmente, se discuten las principales ventajas y debilidades de los dos tipos de ensayos estudiados. Luego, se estudia el comportamiento observado a partir de los modos de falla, las curvas de histéresis, la velocidad de aplicación de carga, la propagación del agrietamiento, el número de ciclos, la demanda de distorsión, la energía disipada acumulada y los factores de amortiguamiento. Posteriormente, se desarrollan modelos semi-empíricos de degradación de rigidez y de resistencia para muros de concreto con las características estudiadas. Los modelos de rigidez tienen en cuenta, de forma directa, el comportamiento dinámico. Los modelos de resistencia correlacionan las respuestas asociadas al comportamiento dinámico y cuasi-estático cíclico. Asimismo, se propone un modelo semi-empírico de interacción de la demanda sísmica y los parámetros que definen el comportamiento de los modelos de degradación. Con el propósito de mejorar el análisis cuantitativo del daño estructural bajo una excitación sísmica determinada, también se desarrolló un modelo semi-empírico de daño. Por último, se muestran ejemplos de aplicación y se validan las ventajas de los modelos de degradación para el análisis y diseño sísmico de muros de concreto con las características aquí estudiadas. Al final del capítulo se discuten y resumen los resultados principales.

7.2 *Ventajas y limitaciones de los tipos de ensayo*

Cuando se desea estudiar el desempeño sísmico de una estructura o elemento estructural, existen generalmente tres métodos para obtener información de tipo experimental: ensayos cuasi-estáticos, ensayos dinámicos (en mesa vibradora) y ensayos seudo-dinámicos. Como su nombre lo indica, los ensayos seudo-dinámicos son una combinación entre los ensayos cuasi-estáticos y dinámicos. A continuación se discuten las principales ventajas y debilidades de los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, puesto que fueron éstas las modalidades aplicadas en este estudio.

7.2.1 *Dinámicos en mesa vibradora*

Se reconoce ampliamente que los ensayos en mesa vibradora constituyen el mejor método para reproducir, con alto grado de fidelidad, los efectos dinámicos que los sismos imponen a las estructuras o elementos estructurales. En general, este tipo de ensayos tiene ventajas significativas respecto a los ensayos cuasi-estáticos; por ejemplo, los especímenes pueden ser sometidos a registros reales de aceleración sísmica para investigar los efectos dinámicos y, al mismo tiempo, las fuerzas y desplazamientos relativos son generados por la respuesta dinámica propia de la estructura. Este problema se evade completamente en los ensayos cuasi-estáticos, pues no se tiene certeza de la historia de desplazamientos o fuerzas que deben aplicarse a la estructura (Calvi *et al.*, 1996). Sin embargo, existen desventajas y limitaciones que aumentan el grado de complejidad de este tipo de ensayos, por ejemplo (Alcocer *et al.*, 1997b; Diming *et al.*, 1999; Krawinkler, 2000): a) el costo elevado de instalación y mantenimiento de mesas vibratoras de gran tamaño para el ensayo de estructuras en escala real, b) el tamaño del espécimen está limitado por la capacidad de la mesa vibradora, c) para los ensayos en escala reducida, los efectos de escala pueden ser importantes, especialmente en la evaluación de la degradación y los modos de falla locales, d) problemas de control generados por la

interacción mesa vibradora–especímen o por el cabeceo no deseado de la mesa vibradora durante el movimiento, e) en algunos casos no es seguro llevar los especímenes hasta el colapso, especialmente las estructuras en escala real, ya que esto podría resultar en daño de la mesa vibradora y del equipo e instrumentación circundante. En el Capítulo 4 se describen las características particulares de este tipo de ensayos.

7.2.2 Cuasi–estáticos

En este tipo de ensayos, la historia de carga o deformación se aplica a una velocidad suficientemente baja, de tal forma que se considera “casi” de forma estática. Los ensayos monótonos y cíclicos se clasifican en esta categoría. La práctica actual del diseño de estructuras sometidas a carga sísmica está basada principalmente en resultados experimentales de elementos o sistemas estructurales sometidos a carga cíclica utilizando tasas de deformación cuasi–estática. Estas tasas son significativamente menores que las asociadas a las frecuencias de la excitación sísmica (Shah *et al.*, 1987). La fortaleza principal de los ensayos cuasi–estáticos recae en su relativa economía y practicidad. En comparación con los ensayos dinámicos, se pueden enumerar las siguientes ventajas de los ensayos cuasi–estáticos (Calvi *et al.*, 1996): a) la aplicación de fuerzas de magnitud considerable a los especímenes es relativamente más fácil, b) los ensayos al colapso de especímenes a escala levemente reducida o estructuras en escala natural requieren de equipo menos costoso, c) el agrietamiento y la propagación del daño se pueden observar detalladamente y, d) los desplazamientos y, especialmente las fuerzas, pueden medirse de forma más precisa.

No obstante, aunque los ensayos cuasi–estáticos son los más simples de llevar a cabo, también están limitados para proporcionar información acerca del comportamiento dinámico de los especímenes bajo carga sísmica. En general, en el protocolo de carga simplificado de esta técnica se ignoran los efectos dinámicos que se observan en estructuras sometidas a acciones sísmicas (Bertero *et al.*, 1977); principalmente, los efectos de la tasa de deformación continúan generando algunas dudas sobre la confiabilidad de estos métodos (Paulson y Abrams, 1990; León y Deierlein, 1996; Mosalam *et al.*, 2008; entre otros). De acuerdo con Krawinkler (2000), en todos los ensayos que no se llevan a cabo en tiempo real, los efectos de la tasa de deformación pueden originar distorsiones de la realidad. Por lo tanto, cuando se estudia el comportamiento sísmico a partir de este tipo de ensayos, se pueden originar interpretaciones incorrectas de los resultados, principalmente en los siguientes casos (León y Deierlein, 1996; Rai, 2001):

- a) el modo de falla predominante del elemento está notablemente influenciado por las tasas de deformación,
- b) el material que gobierna el comportamiento es frágil, como en el caso del concreto y la mampostería,
- c) las características de sobrerresistencia son un parámetro fundamental en la respuesta,
- d) la capacidad de desplazamiento (distorsión o ductilidad) y disipación de energía son parámetros importantes.

En los casos anteriores, no es tan claro si los datos obtenidos de los ensayos cuasi–estáticos se pueden suponer de forma confiable como un límite inferior (conservador) de la capacidad. Por ejemplo, a pesar de que estudios experimentales muestran que sí se puede realizar la suposición señalada, no se ha estudiado adecuadamente qué factores afectan la subestimación o sobrestimación de estas características, en materiales que exhiben degradación importante de sus propiedades, tales como el concreto y la mampostería (León y Deierlein, 1996), y qué tan relevantes son esos factores en la modificación de las propiedades.

A partir de las diferencias, ventajas y desventajas entre los ensayos dinámicos y cuasi–estáticos, una buena estrategia es usar una combinación de ellos, con el fin de ajustar o correlacionar el comportamiento cuasi–estático con el dinámico, de modo de estimar el comportamiento de los muros sometidos a acciones sísmicas reales. Así, se podrían estudiar más variables en ensayos cuasi–estáticos y repetir en ensayos dinámicos sólo algunos de los casos más representativos. Sin embargo, no se conoce en la literatura disponible ningún estudio dirigido a establecer este tipo de correlaciones cuantitativas para muros con las características aquí estudiadas, lo cual sería de gran utilidad para interpretar adecuadamente los resultados obtenidos a partir de

ensayos cuasi-estáticos. Con base en los resultados experimentales obtenidos de muros ensayados bajo carga dinámica y cuasi-estática, a continuación se intentan establecer este tipo de correlaciones para los especímenes con las características estudiadas.

7.3 Comparación del comportamiento dinámico y cuasi-estático

Para identificar los parámetros principales que afectan las degradaciones de rigidez y resistencia de muros de concreto, se estudió la información experimental registrada durante los ensayos dinámicos de los seis especímenes presentados en esta investigación y los ensayos de seis especímenes similares ensayos bajo carga lateral cíclica (6 parejas de especímenes). Inicialmente, se realizó la comparación del comportamiento general a partir de las curvas de histéresis y sus respectivas envolventes. Luego, se comparó el comportamiento detallado en términos de la velocidad de aplicación de carga, la propagación del agrietamiento, el número de ciclos, la demanda de distorsión, la energía disipada y los factores de amortiguamiento.

7.3.1 Comportamiento general

7.3.1.1 Curvas de histéresis

Para comparar objetivamente las curvas de histéresis de los especímenes ensayados dinámicamente con aquéllos bajo carga lateral cíclica, fue de vital importancia normalizar la capacidad resistente utilizando un parámetro conocido. Lo anterior se hizo ya que, aunque se trató de utilizar concretos con propiedades mecánicas semejantes en cada pareja de especímenes (bajo sollicitaciones dinámicas y cuasi-estáticas), las propiedades medidas fueron diferentes. En principio, se procedió a calcular el esfuerzo cortante obtenido al dividir la fuerza lateral entre el área real de la sección del muro (espesor por longitud). Luego, se normalizó el esfuerzo cortante utilizando la resistencia a la tensión del concreto determinada experimentalmente (f_t). Cuando no se conoce dicha propiedad, usualmente se utiliza la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto ($\sqrt{f_c}$), pues estas dos propiedades mecánicas se relacionan por medio de la expresión $f_t = C \sqrt{f_c}$, donde C es una constante experimental. Sin embargo, no es tan evidente describir el estado real de esfuerzos en los muros a partir de un factor único de normalización. Por ejemplo, para demandas de distorsión mayores que las asociadas a la resistencia, la contribución del concreto a la resistencia a cortante del muro es relativamente baja y, por lo tanto, no sería apropiado describir el comportamiento de los muros a partir de la resistencia uniaxial del concreto. Con un argumento similar, Lefas y Kotsovos (1990a) afirman que tanto f_t como $\sqrt{f_c}$ no pueden utilizarse como un factor de normalización efectivo de la resistencia al cortante de muros de concreto. Cuando el modo de falla observado en los dos especímenes que se comparan es similar, un procedimiento de normalización de resistencia más objetivo consiste en utilizar una expresión de predicción de resistencia para dicho modo de falla. Wu *et al.* (2008) utilizaron el cortante asociado al momento máximo de flexión para normalizar la resistencia al cortante de columnas cortas que fallaron por cortante. Sin embargo, no parece adecuado utilizar la resistencia a flexión para normalizar la resistencia a cortante, pues no se tienen en cuenta las hipótesis y las características (geométricas y de los materiales) que intervienen en la capacidad resistente observada. En esta investigación se utilizó la resistencia a cortante calculada con el modelo de predicción propuesto en este estudio (sección 6.4.1), V_{normal} , para normalizar la resistencia medida en los ensayos, V . Como se indicó en la sección 6.4.7.1, para los registros sísmicos utilizados, el modelo propuesto predice, con nivel de aproximación similar, la resistencia de muros ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica. En el lado izquierdo de las Figuras 7-1 y 7-2 se muestran las curvas de los especímenes ensayados dinámicamente en mesa vibradora y, en el lado derecho, las curvas de los especímenes similares ensayados bajo carga lateral cíclica reversible. Las curvas de histéresis se presentan en términos de la resistencia al cortante normalizada (o esfuerzo cortante, en el eje derecho de las ordenadas) y distorsión (R). En las gráficas se muestra el estado final de daño de los muros, el modo de falla observado y la línea que representa el 80% de la resistencia. Como se indicó en la sección 2.2.3, el 80% de la resistencia está asociada al estado límite último (disminución del 20% respecto a la máxima).

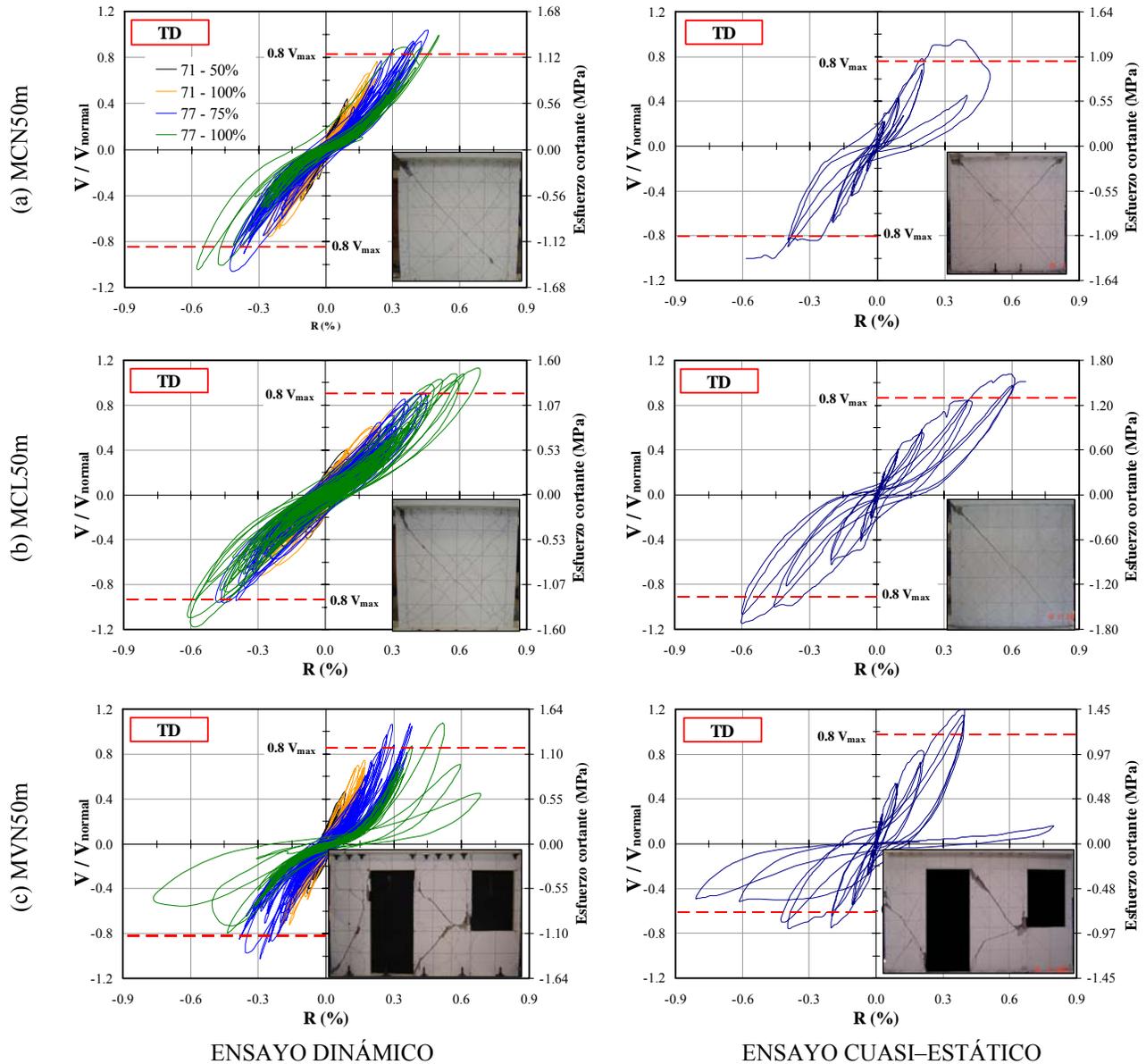


Figura 7-1. Curvas de histéresis de muros con falla por “TD”

Es importante mencionar que al normalizar la resistencia con una metodología de predicción, sólo es posible comparar las curvas de histéresis de muros con iguales características geométricas (M/Vl_w) y de refuerzo (cuantía y tipo de refuerzo). Por lo tanto, la escala de las gráficas de cada pareja de muros es igual. Como se mencionó en el Capítulo 5, en las curvas de histéresis de los ensayos dinámicos, la resistencia medida o fuerza lateral ($V = F_{lateral}$) se calculó por medio de la Ec. 5-9; es decir, utilizando las mediciones de la celda de carga y la fuerza inercial adicional entre la celda de carga y el espécimen. En dichas curvas se muestra la respuesta de los especímenes para todos los registros sísmicos utilizados (en las gráficas se usan diferentes colores para diferenciar la respuesta en cada registro). En las curvas de histéresis de los ensayos cuasi-estáticos cíclicos, la resistencia medida se obtuvo directamente de las mediciones de carga de los actuadores hidráulicos utilizados para aplicar la fuerza lateral. En los dos tipos de ensayo, la capacidad de desplazamiento se presenta en términos de distorsión total, es decir, el desplazamiento medido a nivel de la losa superior dividido por la altura correspondiente. De acuerdo con las tendencias observadas, los resultados se agruparon en dos categorías en función del modo de falla de los muros. El primer grupo corresponde a los especímenes que fallaron por tensión diagonal (“TD”), los cuales comprendieron los muros reforzados con

mallado de alambre soldado (Figura 7-1). El segundo grupo incluye a los especímenes donde se observó modo de falla combinado de tensión y compresión diagonal (“TD-CD”), es decir, los muros reforzados con barras corrugadas (Figura 7-2).

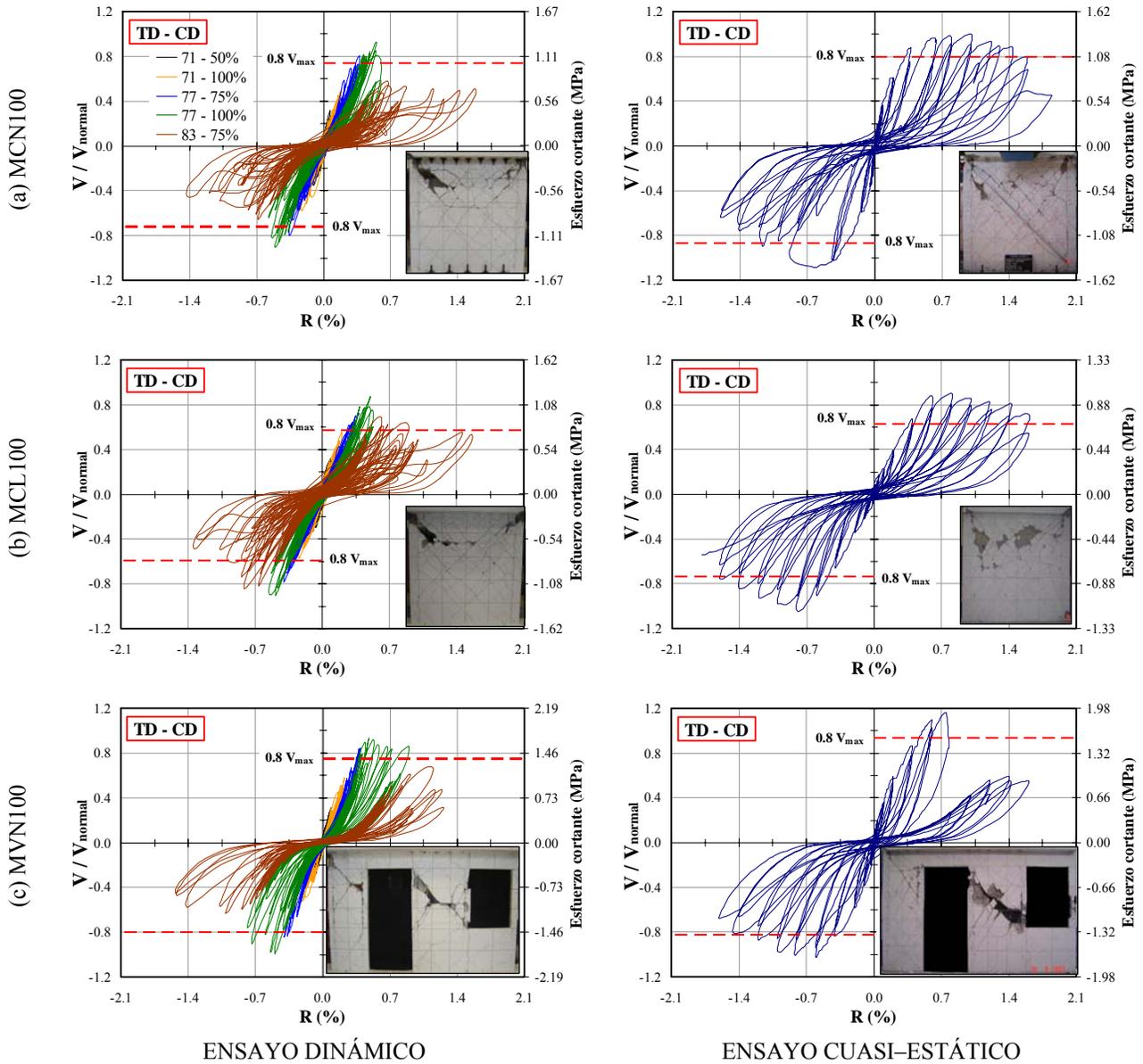


Figura 7-2. Curvas de histéresis de muros con falla combinada “TD-CD”

En la Tabla 7-1 se presentan los resultados principales de las curvas de histéresis para los muros con falla por tensión diagonal: resistencia a cortante (V_{max}), resistencia a cortante normalizada (V_{max}/V_{normal}), distorsión asociada a la resistencia (R_{max}), distorsión última (R_u) y capacidad máxima de ductilidad (μ_{cap}). Para propósitos de diseño sísmico, la resistencia y distorsión últimas están asociadas a una disminución de resistencia del 20% respecto a la máxima alcanzada y, por lo tanto, μ_{cap} corresponde a la máxima ductilidad que se le puede exigir al sistema. Como se mencionó en la sección 6.6.4, la distorsión de fluencia (R_y) se consideró como aquella asociada al desarrollo del 80% de la resistencia. En la tabla se incluye el cociente entre los valores observados en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos cíclicos (D/C). En la Tabla 7-2 se presentan los resultados para los muros donde se observó un modo de falla combinado de tensión y compresión diagonal. Como se indicó en el Capítulo 5, todos los muros reforzados con malla de alambre

soldado fallaron por tensión diagonal originada por la fractura de los alambres de la malla a lo largo de la diagonal del alma del muro. En cambio, en todos los muros reforzados con barras corrugadas se presentó falla combinada donde se observó fluencia de algunas de las barras del alma y agrietamiento significativo del concreto.

Tabla 7-1. Comparación ensayos dinámicos (D) y cuasi-estáticos (C) en muros con falla por “TD”

Tipo de refuerzo	Muro	Ensayo	V_{max} kN	V_{max} / V_{normal}	R_y %	R_{max} %	R_u %	μ_{cap}	
Malla de alambre soldado	MCN50m	D	233.8	0.77	0.28	0.44	0.54	1.93	
		C	329.0	0.70	0.25	0.47	0.52	2.08	
		D / C	---	1.10	1.12	0.94	1.04	0.93	
	MCL50m	D	240.3	0.84	0.42	0.62	0.65	1.55	
		C	400.1	0.79	0.42	0.60	0.63	1.51	
		D / C	---	1.06	1.00	1.04	1.03	1.03	
	MVN50m	D	184.4	0.89	0.25	0.40	0.44	1.78	
		C	252.0	0.84	0.27	0.40	0.40	1.48	
		D / C	---	1.06	0.92	1.02	1.10	1.20	
				\bar{X}	1.07	1.01	1.00	1.06	1.05
				S	0.02	0.09	0.04	0.03	0.11
				CV (%)	1.5	8.5	4.3	2.8	10.8

Notas: \bar{X} = media aritmética, S = desviación estándar, CV = coeficiente de variación = S / \bar{X} .

Tabla 7-2. Comparación ensayos dinámicos (D) y cuasi-estáticos (C) en muros con falla combinada “TD-CD”

Tipo de refuerzo	Muro	Ensayo	V_{max} kN	V_{max} / V_{normal}	R_y %	R_{max} %	R_u %	μ_{cap}	
Barras corrugadas	MCN100	D	273.6	0.74	0.32	0.53	0.58	1.81	
		C	453.7	0.86	0.32	0.81	1.35	4.23	
		D / C	---	0.87	1.00	0.65	0.43	0.43	
	MCL100	D	249.8	0.73	0.37	0.50	0.73	1.99	
		C	335.6	0.85	0.45	0.80	1.51	3.33	
		D / C	---	0.85	0.81	0.62	0.48	0.60	
	MVN100	D	226.2	0.93	0.36	0.49	0.82	2.29	
		C	383.4	1.10	0.37	0.67	1.09	2.93	
		D / C	---	0.85	0.96	0.73	0.75	0.78	
				\bar{X}	0.86	0.92	0.67	0.55	0.60
				S	0.01	0.08	0.04	0.14	0.14
				CV (%)	0.8	8.7	6.5	25.6	24.0

Al comparar el comportamiento global de cada pareja de gráficas en las Figuras 7-1 y 7-2 y, con base en los resultados presentados en las Tablas 7-1 y 7-2, se observan las siguientes tendencias:

- En el comportamiento de los muros con falla por “TD” no se observaron diferencias importantes. En los muros cuadrados (pareja de curvas de las Figuras 7-1(a) y (b)), en los cuales la porción inelástica fue apreciablemente menor que la observada en los muros con barras corrugadas, no se observó un efecto importante en la degradación de resistencia.
- En los muros con falla combinada de “TD-CD”, las diferencias del comportamiento fueron muy evidentes, especialmente en términos de la degradación de resistencia (Figura 7-2). Por ejemplo, en los muros

ensayados bajo carga lateral cíclica reversible, la degradación de resistencia inició en distorsiones mayores que las asociadas al esfuerzo cortante máximo. Adicionalmente, la tasa de degradación fue menor en estos especímenes. En cambio, en los muros ensayados de forma dinámica, la degradación de resistencia inició tan pronto se alcanzó el esfuerzo cortante máximo y, adicionalmente, la tasa de degradación fue más pronunciada.

- En los muros cuadrados con falla por “TD” y ensayados de forma dinámica, la resistencia (normalizada) fue mayor que en los muros ensayados bajo carga lateral cíclica (pareja de curvas en las Figuras 7-1(a) y (b)). Sin embargo, en los muros con falla combinada de “TD-CD” ocurrió lo contrario; probablemente a causa del número de ciclos que se aplicaron antes de registrarse la resistencia máxima durante los ensayos dinámicos de estos especímenes.
- En los muros con falla combinada de “TD-CD” y ensayados de forma dinámica, la capacidad de desplazamiento (máximo y último) fue menor que en los muros ensayados bajo carga lateral cíclica. Para los muros con falla por “TD”, no se observaron diferencias importantes.
- De acuerdo con Hernández y Zermeño (1980), los muros con falla de cortante exhiben comportamiento histerético inadecuado a causa del deterioro progresivo de su resistencia bajo cargas laterales cíclicas y a la baja disipación de energía en los ciclos de histéresis. En los muros estudiados también se observó este comportamiento.
- En general, las tendencias de los resultados observados validan lo indicado en el documento FEMA-P440A (2009); es decir, los efectos de la degradación cíclica son considerablemente importantes en estructuras de periodo corto y en sistemas con degradación fuerte de la resistencia dentro de los ciclos.

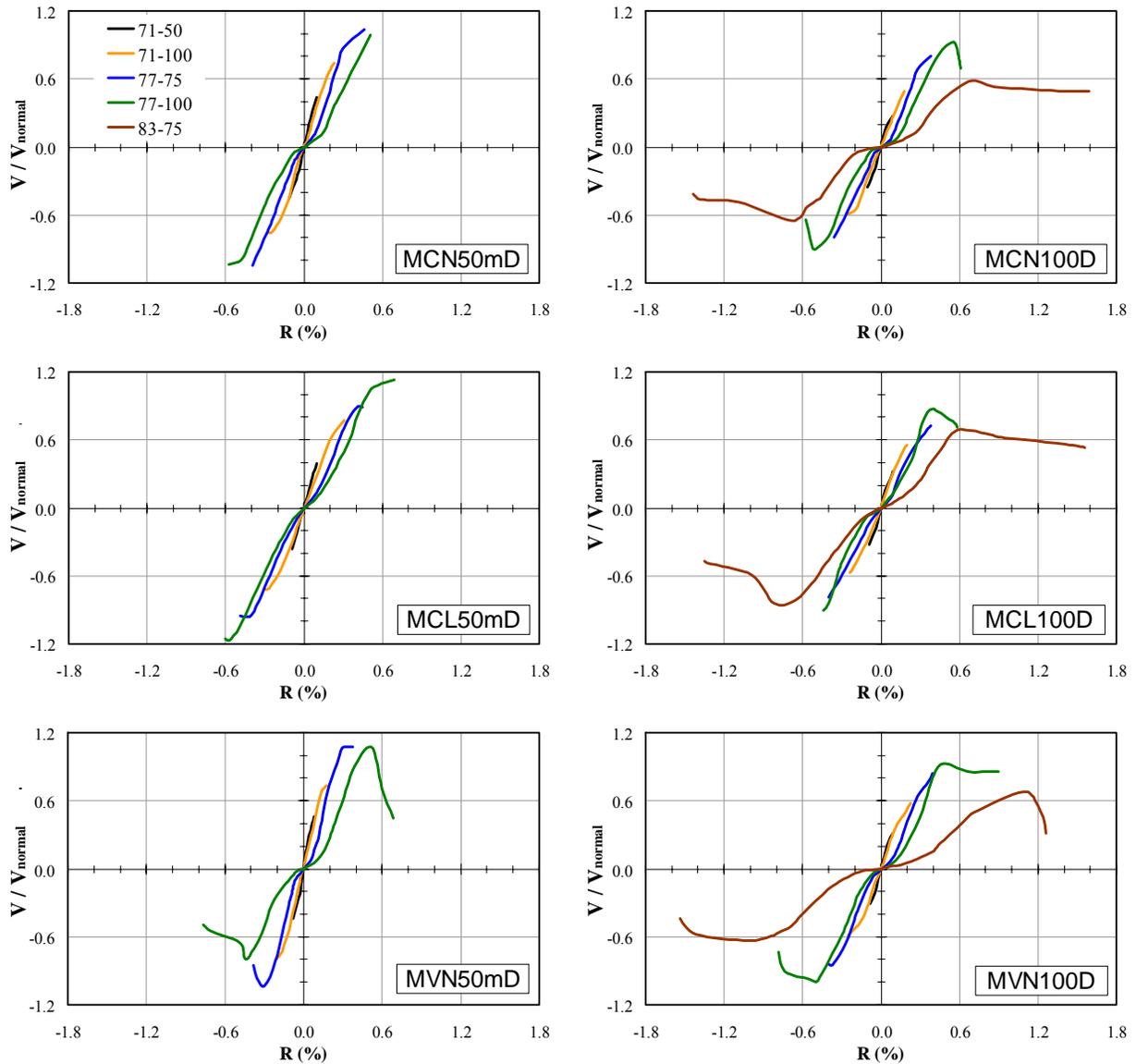
7.3.1.2 *Envoltentes de las curvas de histéresis*

En la Figura 7-3 se muestran las envoltentes (normalizadas) asociadas a cada uno de los registros sísmicos utilizados en los ensayos dinámicos de los especímenes. En el lado izquierdo se muestran las curvas de los muros con falla por “TD” (refuerzo en el alma utilizando malla de alambre soldado) y, en la derecha, las curvas para los muros donde se observó modo de falla combinado de “TD-CD” (refuerzo en el alma utilizado barras corrugadas). Adicionalmente, en la Figura 7-4 se muestran las envoltentes de las curvas de histéresis de los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos. Para los ensayos dinámicos se muestra la envoltente total de los registros sísmicos utilizados; es decir, la curva de las envoltentes que se muestran en la Figura 7-3. Para los ensayos cuasi-estáticos cíclicos se muestran dos envoltentes: la obtenida al unir los picos de respuesta observados durante el primer ciclo de cada incremento de deformación (I) y la obtenida al unir los picos de respuesta de la repetición de un determinado ciclo de deformación (II) (Figura 4-28). Adicionalmente, se muestra la envoltente del ensayo cuasi-estático monótono realizado en dos de los especímenes estudiados (MCN100 y MCL100).

En cada una de las curvas de histéresis de la Figura 7-4 se observa que existen diferencias importantes entre las envoltentes obtenidas de ensayos cuasi-estáticos (cíclicos y monótonos) y dinámicos, especialmente en términos de la capacidad resistente. Por ejemplo, en los muros con falla por “TD” (Figura 7-4(a)), la capacidad resistente del ensayo dinámico fue mayor que la envoltente del ciclo de repetición del ensayo cuasi-estático (II). Aunque en los muros con falla combinada de “TD-CD” (Figura 7-4(b)) no se observó dicho incremento, las dos envoltentes (“Dinámico” y “C-estático-II”) fueron, en general, comparables.

7.3.2 **Comportamiento detallado**

A partir del estudio de la respuesta global de los especímenes ensayados dinámicamente y cuasi-estáticamente, se observó que las diferencias del comportamiento se originan por la interacción de varios parámetros involucrados en la respuesta. Por lo tanto, se estudió minuciosamente el comportamiento de los especímenes utilizando los siguientes parámetros: propagación del agrietamiento, velocidad de aplicación de carga, número de ciclos, energía disipada acumulada y factores de amortiguamiento.



a) Falla por "TD"

b) Falla combinada "TD-CD"

Figura 7-3. Envolturas de las curvas de histéresis dinámicas

7.3.2.1 Propagación del agrietamiento

Como se indicó en el Capítulo 5, aunque el modo de falla de los muros ensayados de forma cuasi-estática fue comparable al de los muros ensayados dinámicamente, en los especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica el nivel de agrietamiento en el alma fue mayor (más grietas), que el observado en los muros ensayados en mesa vibradora. Las diferencias en la propagación del agrietamiento fueron originadas principalmente por el efecto de la tasa de deformación durante los ensayos. Por ejemplo, en los ensayos cuasi-estáticos, al finalizar la aplicación de carga en los puntos extremos de la historia de deformación, es decir, en el punto de deformación máxima, comúnmente se hace una pausa entre cinco y diez minutos para obtener documentación apropiada (realizar inspección visual, tomar notas, identificar y medir grietas, tomar fotografías, entre otras). En los ensayos cuasi-estáticos reportados por León y Deierlein (1996), Flores *et al.* (2007) y Sánchez (2010), durante estas pausas fue común observar que la propagación del agrietamiento continuaba por varios minutos después de llegar a la carga objetivo. Es obvio que en los intervalos de tiempo cortos del ensayo dinámico, no podría haber ocurrido dicha propagación del agrietamiento. Shah *et al.* (1987) reportan que también se genera mayor agrietamiento incluso en los ensayos cuasi-estáticos donde no se realizan este tipo de pausas. Estos

efectos han sido observados de una forma mucho más pronunciada durante ensayos cuasi-estáticos de estructuras de mampostería reforzada ya que, a diferencia de las estructuras de concreto reforzado, en la mampostería existe poca o nula trabazón de agregados dentro del mortero para restringir la propagación del agrietamiento (Paulson y Abrams, 1990).

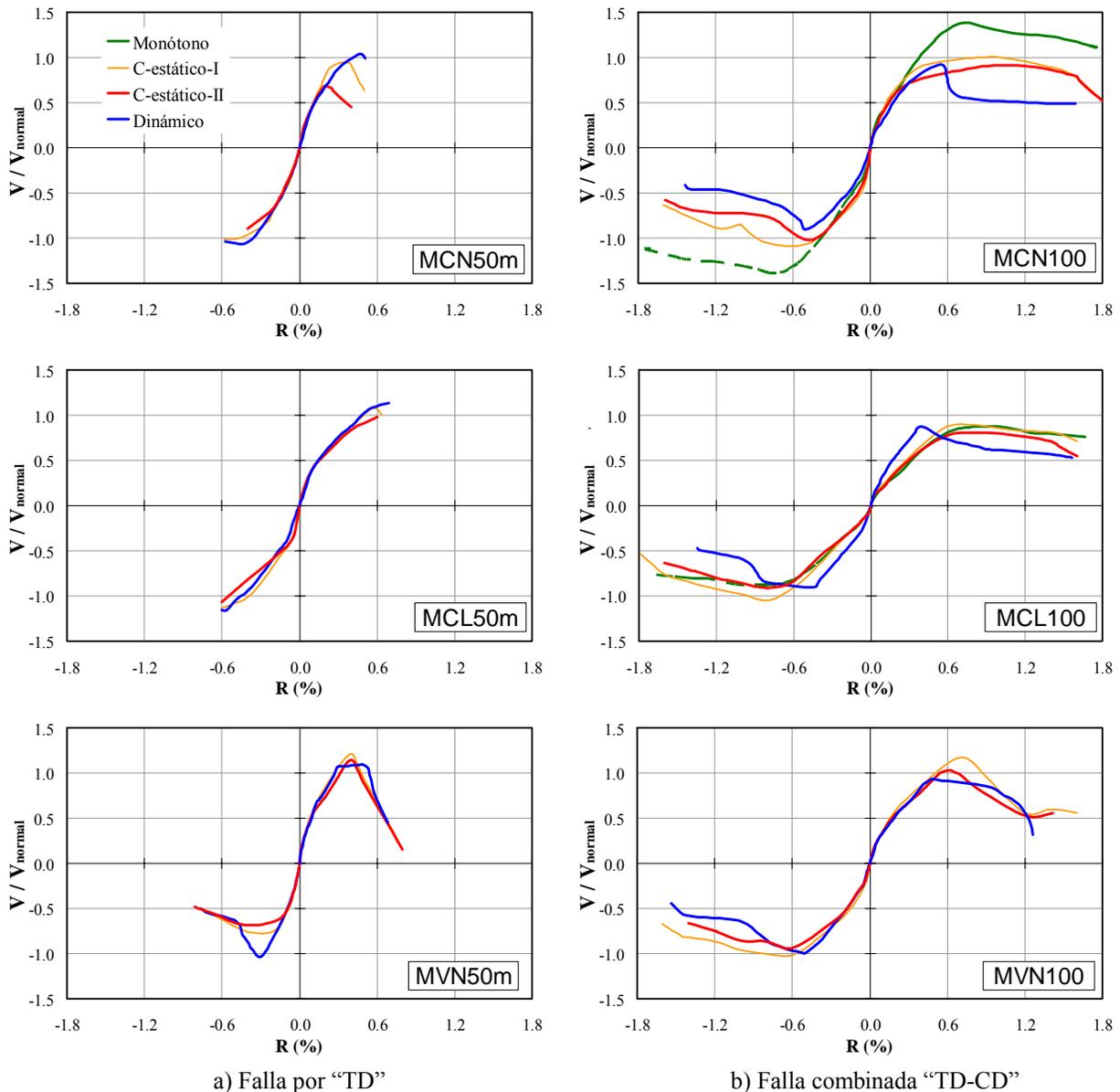


Figura 7-4. Envolventes de las curvas de histéresis

7.3.2.2 Velocidad de aplicación de carga

A pesar de que actualmente se reconoce que las tasas de deformación afectan el comportamiento de las estructuras, especialmente sobre aquellas construidas con materiales frágiles como el concreto o la mampostería (León y Deierlein, 1996; Rai, 2001), aún no se han cuantificado claramente sus efectos. Por ejemplo, de acuerdo con Harris y Sabnis (1999), al aumentar la velocidad de aplicación de carga es probable que la resistencia de los materiales (concreto y acero) se incremente y que su rigidez elástica sea similar a la obtenida a partir de ensayos con bajas velocidades de carga (ensayos cuasi-estáticos monótonos y cíclicos). En la Tabla 7-3 se muestra la velocidad de aplicación máxima de carga en términos de desplazamiento (mm/s), asociada a cada uno de los registros sísmicos utilizados en los ensayos dinámicos. Las velocidades representan el valor máximo del cociente entre el incremento de desplazamiento relativo en el extremo

superior de los muros (en un determinado instante de tiempo) y el incremento de tiempo de los registros (0.01 s). De acuerdo con el modelo de similitud simple utilizado (Tabla 4-3), para extrapolar los valores de los modelos de ensayo al prototipo (muro aislado ensayado bajo carga lateral cíclica), se aplicó un factor de escala unitario a la velocidad de aplicación de carga expresada en mm/s. En la Tabla 7-3 también se muestra el valor máximo registrado durante los ensayos cuasi-estáticos cíclicos, el cual se calculó utilizando los incrementos de tiempo efectivos registrados durante la aplicación de carga lateral a los especímenes (Figura 4-28). En la Tabla 7-4 también se muestran los resultados al utilizar el esfuerzo cortante en el alma del muro, como parámetro de referencia de la velocidad (MPa/s). En este caso, para extrapolar los valores del modelo de ensayo al prototipo, se aplicó un factor de escala igual a 0.8 (1/1.25, Tabla 4-3) a la velocidad de aplicación de carga expresada en MPa/s.

Tabla 7-3. Velocidad de aplicación de carga en los especímenes en términos de desplazamiento (mm/s)

Modo de falla	Muro	Ensayo dinámico (D)						Ensayo cuasi-estático (C)	D / C
		Registro					\bar{X}		
		71-50	71-100	77-75	77-100	83-75			
"TD"	MCN50m	72	146	255	215	---	172	0.30	570
	MCL50m	72	195	296	338	---	225		747
	MVN50m	68	121	257	279	---	181		601
"TD-CD"	MCN100	68	128	230	286	474	237	0.40	587
	MCL100	72	150	231	314	510	255		632
	MVN100	72	139	279	368	559	283		701
								\bar{X}	640
								CV (%)	10.0

Como se observa en las Tablas 7-3 y 7-4, durante los ensayos dinámicos, la velocidad de aplicación de carga fue diferente, pues se utilizaron tres registros sísmicos, cada uno con características propias de intensidad y duración. Las diferencias son más pronunciadas cuando la velocidad de aplicación de carga se expresa en términos de mm/s que cuando se utilizan MPa/s. Para propósitos de comparación con los ensayos cuasi-estáticos, se calculó el promedio de los valores observados durante la aplicación de los registros sísmicos. De esta manera, en las Tablas 7-3 y 7-4 se incluye el cociente entre el promedio de los valores máximos observados en los ensayos dinámicos y el valor máximo registrado durante los ensayos cuasi-estáticos (D/C). En este caso, los valores promedio de los cocientes "D/C" son aproximadamente iguales a 650 y 1,100 si se utilizan unidades de desplazamiento (mm) o de esfuerzo (MPa), respectivamente. En la Figura 7-5 se muestran historias características de desplazamiento relativo para los especímenes estudiados. Para comparar los resultados en una sola gráfica, el eje de las abscisas se muestra en escala logarítmica.

Tabla 7-4. Velocidad de aplicación de carga en los especímenes en términos de esfuerzo cortante (MPa/s)

Tipo de refuerzo	Muro	Ensayo dinámico (D)						Ensayo cuasi-estático (C)	D / C
		Registro					\bar{X}		
		71-50	71-100	77-75	77-100	83-75			
"TD"	MCN50m	16	23	26	24	---	22	0.022	1,003
	MCL50m	15	24	27	30	---	24		1,082
	MVN50m	19	28	30	29	---	26		1,194
"TD-CD"	MCN100	15	21	28	32	25	24	0.024	1,009
	MCL100	17	25	30	35	29	27		1,135
	MVN100	17	25	33	39	22	27		1,135
								\bar{X}	1,093
								CV (%)	6.4

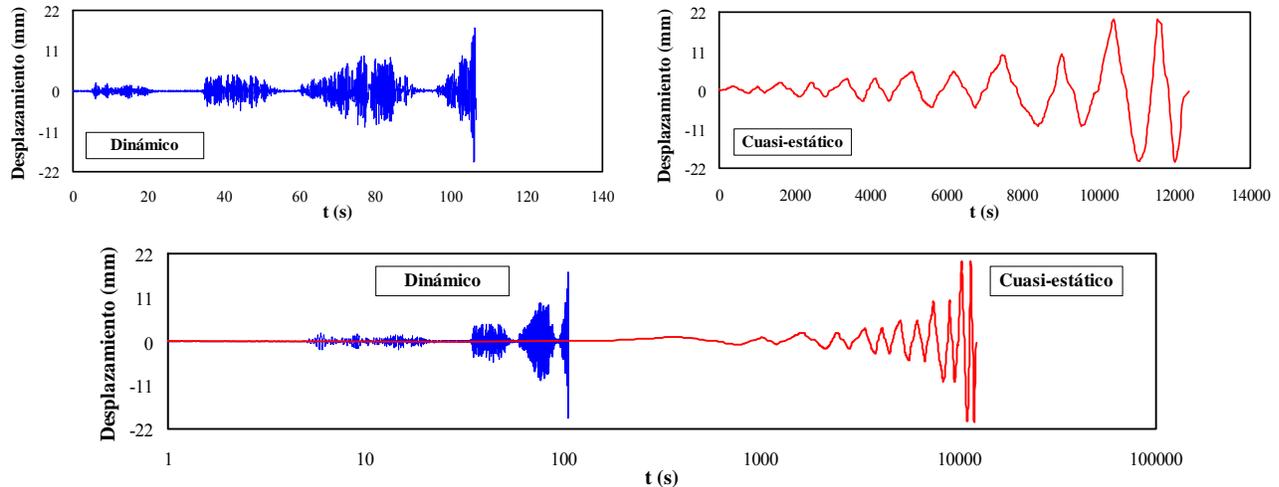


Figura 7-5. Historias de desplazamiento relativo

Cuando se llevan a cabo ensayos cuasi-estáticos, generalmente no se mide la tasa de velocidad de aplicación de carga. Lo anterior se origina principalmente por las siguientes razones: a) los estudios aceptan que los efectos de la tasa de deformación no se incluyen dentro de los resultados reportados, b) las tasas no se controlan rigurosamente durante el ensayo y, c) a causa de la naturaleza propia del protocolo de ensayo, es difícil cuantificar de forma precisa la tasa de deformación máxima. En la Tabla 7-5 se presenta la velocidad de aplicación de carga reportada por algunos estudios durante ensayos cuasi-estáticos, junto con los valores utilizados en dichos estudios para simular el efecto dinámico utilizando ensayos cuasi-estáticos. En la tabla también se indican las velocidades de aplicación de carga especificadas en algunas normas ASTM. Los valores calculados en los ensayos cuasi-estáticos de los especímenes aquí reportados (~ 0.023 MPa/s, Tabla 7-4), son similares a los especificados en el procedimiento de ensayo de las normas ASTM que se recomiendan para determinar las propiedades a tensión y a flexión de muestras de vigas y cilindros de concreto. Adicionalmente, en el ensayo cuasi-estático cíclico de un edificio de mampostería reforzada, a escala reducida, reportado por Paulson y Abrams (1990), la amplitud y la secuencia de desplazamientos fue igual que la utilizada en el ensayo dinámico, pero se aplicó a una velocidad 1,000 veces menor que la registrada durante el ensayo dinámico del mismo espécimen ($D/C \approx 1,000$). Es decir, 20 segundos del ensayo dinámico tardó aproximadamente 6 horas en el ensayo cuasi-estático. El cociente D/C en dicho estudio fue mayor que el calculado en los especímenes aquí reportados ($D/C \approx 650$, Tablas 7-3). En los ensayos de muros de concreto reforzado reportados por Rothe y König (1996) se utilizó un concepto similar al reportado por Paulson y Abrams (1990), pero los desplazamientos cuasi-estáticos se aplicaron a una velocidad aproximadamente 100 veces menor ($D/C \approx 100$). Se observa en todos los casos, especialmente en los ensayos aquí reportados (Tablas 7-3 y 7-4), que las tasas de deformación utilizadas en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos son considerablemente diferentes. En varios programas experimentales se ha estudiado el efecto de la velocidad de aplicación de carga a partir de ensayos cuasi-estáticos (Scott *et al.*, 1982; Masayuki y Ezaki, 2000; Matsuoka *et al.*, 2006, entre otros) y se ha observado lo siguiente (Tabla 7-5):

- En el estudio reportado por Scott *et al.* (1982), sobre el comportamiento a compresión de columnas de concreto reforzado, el esfuerzo resistente máximo del núcleo de concreto de los especímenes aumentó aproximadamente 25% cuando la tasa de velocidad de aplicación aumentó de 0.02 MPa/s a 108 MPa/s, pero la pendiente de la rama descendente de la curva esfuerzo-deformación fue más pronunciada; es decir, mayor degradación.
- En el estudio de Shah *et al.* (1987), sobre el comportamiento de uniones viga-columna en concreto, la capacidad máxima de carga del espécimen sometido a 1 ciclo/s fue 20% mayor que la del espécimen sometido a 0.0025 ciclo/s. Sin embargo, el daño y la degradación durante el ciclo de carga fue mayor para el espécimen sometido a 1 ciclo/s, pues se observó una caída más súbita de la capacidad de carga después

que se registró la resistencia máxima. Adicionalmente, en dicho estudio se observó que la velocidad de aplicación de carga mayor indujo mayor reducción en la rigidez, mayor cantidad de energía disipada y, por lo tanto, mayor incremento del amortiguamiento.

- En el estudio reportado por Matsuoka *et al.* (2006), sobre el comportamiento a cortante de muros de concreto, cuando los especímenes se sometieron a alta velocidad de carga (entre 9.8 y 98 mm/s), la capacidad de carga lateral aumentó hasta 13% en comparación con los especímenes sometidos a bajas velocidades (entre 0.1 y 1.0 mm/s). El efecto de la velocidad de aplicación de carga se atribuyó al efecto de la tasa de deformación sobre la resistencia a la compresión del concreto y/o el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal.
- En el estudio reportado por Masayuki y Ezaki (2000), sobre el comportamiento a cortante de muros de concreto con aberturas, la capacidad resistente en una dirección de carga aumentó entre 10 y 20% cuando la velocidad de aplicación de carga aumentó de 0.1 a 10 mm/s. En la dirección inversa de carga, las resistencias fueron similares. Sin embargo, como se muestra en la Tabla 7-3, la velocidad de 10 mm/s no parece representar adecuadamente la velocidad que se puede registrar durante un evento sísmico.

Tabla 7-5. Velocidad de aplicación de carga en ensayos cuasi-estáticos

Referencia		Tipo de elemento	Comportamiento	Velocidad	Velocidad para simular efecto dinámico
Scott <i>et al.</i> (1982)	Monótono	Columnas de concreto	Compresión	~ 0.02 MPa/s	11 - 108 MPa/s
Shah <i>et al.</i> (1987)	Cíclico	Nudos viga-columna en concreto	Cortante / Flexión	0.0025 ciclo/s	1 ciclo/s
Masayuki y Ezaki (2000)	Cíclico	Muros de concreto con aberturas	Cortante / Flexión	0.1 - 1.0 mm/s	10 mm/s
Matsuoka <i>et al.</i> (2006)	Monótono	Muros de concreto	Cortante / Flexión	0.1- 1.0 mm/s	9.8 - 98 mm/s
Mosalam <i>et al.</i> (2008)	Monótono	Paneles de materiales compuestos	Cortante	0.51 - 1.78 mm/s	---
	Cíclico		Cortante	0.76 - 76.2 mm/s	---
Normas ASTM	E-2127-09	Muros	Cortante	1.0 - 63.5 mm/s	---
	C-78-02	Vigas de concreto	Flexión	0.01 - 0.02 MPa/s	---
	C-497-96	Cilindros de concreto	Tensión	0.01 - 0.02 MPa/s	---
	C-39-99	Cilindros de concreto	Compresión	0.15 - 0.35 MPa/s	---

De acuerdo con las observaciones anteriores, los incrementos de resistencia observados en algunos ensayos dinámicos, en comparación con los ensayos cuasi-estáticos cíclicos, probablemente están relacionados con el efecto de la velocidad de aplicación de carga. No obstante, en varios estudios donde la velocidad de carga ha incrementado la capacidad resistente (Scott *et al.*, 1982; Shah *et al.*, 1987; Matsuoka *et al.*, 2006), no se ha tenido en cuenta el efecto cíclico acumulado (parámetros acumulados de desplazamiento y disipación de energía), ni el número de ciclos sobre la respuesta dinámica y, por lo tanto, es probable que estos parámetros puedan generar resistencias similares o aún menores en los ensayos dinámicos. La disminución de resistencia entre muros ensayados bajo carga lateral cuasi-estática cíclica y monótona se ha reportado en la literatura. Por ejemplo, a partir de ensayos de muros de concreto, Barda *et al.* (1977) midieron valores 10% menores en los resultados cíclicos, Cárdenas *et al.* (1980) del 7%, Lin y Kuo (1980) del 10% y, Sánchez (2010) entre 5% y 25% dependiendo del tipo de concreto, de la cuantía y del tipo de refuerzo utilizado en los muros. En estructuras de mampostería también se han reportado valores menores de resistencia lateral y desplazamiento último en ensayos cuasi-estáticos cíclicos, en comparación con ensayos cuasi-estáticos monótonos (Tomazevic, 2000).

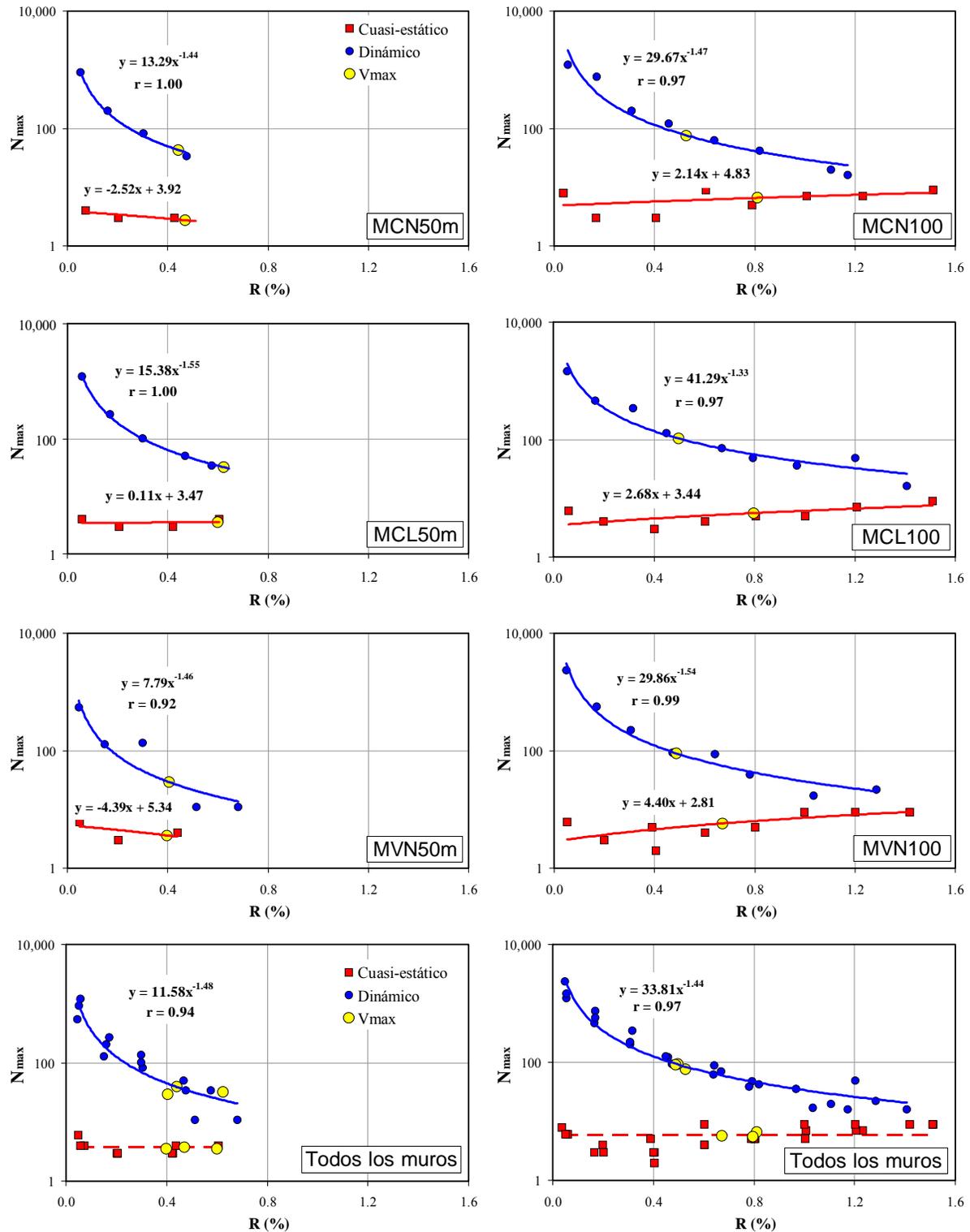
7.3.2.3 Número de ciclos

Varios estudios experimentales han demostrado que las fallas de los elementos y sistemas estructurales son influenciadas por el número de ciclos de respuesta inelástica (Bertero *et al.*, 1977; Krawinkler, 1996; Mo y

Kuo, 1998; Teramoto *et al.*, 2000). Es decir, los sistemas estructurales son más vulnerables al ser sometidos a ciclos repetidos de movimientos, los cuales originan que la estructura incurra más allá del intervalo elástico. Por ejemplo, aunque en el estudio de Bertero *et al.* (1977) las repeticiones de cargas laterales reversibles no afectaron perceptiblemente la resistencia del muro, sí redujeron la capacidad dúctil aproximadamente 60%. Adicionalmente, el análisis de los ciclos de histéresis de dicho estudio indicó que, cada vez que se incrementó el valor absoluto de la deformación pico, la rigidez inicial, la resistencia y la energía disipada se degradaron durante el ciclo siguiente. Asimismo, en el estudio de Mo y Kuo (1998) se observó que los desplazamientos y la energía disipada correspondientes a la resistencia disminuyeron por el incremento del daño asociado con el mayor número de ciclos de carga. También se ha evidenciado experimentalmente que los especímenes sometidos a movimientos sísmicos de larga duración, sufren daño más severo en el intervalo inelástico que los especímenes sometidos a movimientos de corta duración, aun si los dos movimientos sísmicos generan el mismo espectro de respuesta elástico (Teramoto *et al.*, 2000). De acuerdo con Krawinkler (1996), tanto los parámetros básicos de la capacidad sísmica de un elemento estructural (resistencia, rigidez y desplazamiento inelástico) como los parámetros de la capacidad acumulada (disipación de energía), se deterioran a medida que incrementa el número y la amplitud de los ciclos de daño.

Para analizar el efecto del número de ciclos en los especímenes aquí estudiados, en la Figura 7-6 se muestran gráficas que relacionan la distorsión (R , %) y el número máximo de ciclos equivalentes para un intervalo de distorsión determinado (N_{max}). El parámetro N_{max} se relaciona de forma directa con la de distorsión y, se indica como equivalente, pues representa el valor máximo de los cocientes entre la energía disipada acumulada en un determinado ciclo y la energía acumulada asociada a un intervalo de distorsión. Por ejemplo, $N_{max} = 10$, representa que, para un determinado intervalo de distorsión, son necesarios hasta 10 ciclos de la misma distorsión para disipar una energía acumulada determinada. En el Apéndice D se muestra el procedimiento de cálculo. Para cada una de las curvas de la Figura 7-6 se presentan expresiones obtenidas a partir de análisis de regresión no-lineal, junto con su respectivo coeficiente de correlación (r). Este coeficiente mide la intensidad de la relación entre los valores estimados y los datos reales (Apéndice B). De acuerdo con Hsu (1981), las estructuras de concreto reforzado sometidas a sismos pueden estar sometidas a un número de ciclos que varía entre 1 y 1,000 ciclos de carga sísmica, cuyo intervalo se conoce usualmente como “fatiga de bajo número de ciclos”. Como se observa en la Figura 7-6 y tal como se esperaba, los especímenes ensayados dinámicamente en mesa vibradora estuvieron sometidos a “fatiga de bajo número de ciclos”. Asimismo, en la figura se observa que para una distorsión determinada, el valor de N_{max} difiere entre cada uno de los especímenes, especialmente entre los dos grupos de muros (“TD” y “TD-CD”). Es decir, no existe un valor de distorsión único para el cual, el valor de N_{max} sea igual en todos los especímenes. Por lo tanto, para propósitos de comparación, se utilizaron los valores de distorsión y fuerza cortante asociados al punto donde se alcanzó la resistencia de los muros (V_{max}).

En la Figura 7-6 también se observa que el número máximo de ciclos equivalentes para una distorsión determinada, difiere significativamente entre los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos. Para comparar los resultados, el eje de las ordenadas se muestra en escala logarítmica. Por ejemplo, en la Figura 7-7 se observa que el número de ciclos equivalentes para la distorsión asociada a la resistencia fue aproximadamente constante e igual a cinco en todos los ensayos cuasi-estáticos. Incluso, en la última fila de la Figura 7-6 se observa que el número de ciclos en los ensayos cuasi-estáticos es aproximadamente constante para cualquier valor de distorsión. Sin embargo, en los ensayos dinámicos, el valor varió entre 29 y 39 ciclos para muros con falla por “TD” y, entre 76 y 95 para muros con falla combinada de “TD-CD”. En los ensayos dinámicos existen diferencias entre el valor de N_{max} de los dos grupos de muros, ya que como se esperaba, la resistencia no se alcanzó durante la aplicación de un mismo registro sísmico, ni en el mismo instante de tiempo del registro. Por ejemplo, en los muros con falla de “TD-CD”, la resistencia se alcanzó durante el registro 77-100, mientras que en los muros con falla de “TD” se alcanzó durante el registro 77-75.



a) Falla por "TD"

b) Falla combinada "TD-CD"

Figura 7-6. Número de ciclos con distorsión constante

A pesar de que en los muros con falla por "TD", la envolvente total de resistencia de la curva de histéresis del ensayo dinámico fue mayor que la envolvente del ciclo de repetición del ensayo cuasi-estático (sección 7.3.1.2), en el ensayo dinámico el número de ciclos, para un determinado nivel de desplazamiento, fue

notoriamente mayor; por ejemplo, 9 veces mayor, en promedio, para la distorsión asociada a la resistencia ($D/C \approx 9$, Figura 7-7(a)). De modo similar, en los muros con falla combinada de “TD-CD”, las dos envolventes (Dinámico y Cuasi-estático-II) fueron en general comparables, aun cuando la diferencia del número de ciclos fue más pronunciada; es decir, 15 veces mayor, en promedio, para la distorsión asociada a la resistencia ($D/C \approx 15$, Figura 7-7(b)). Por lo tanto, se comprobó que la “fatiga de bajo número de ciclos”, específicamente el número de ciclos, es una variable fundamental para explicar las diferencias del comportamiento de muros de concreto de baja altura. Sin embargo, actualmente no se tiene en cuenta el número de ciclos para reportar las diferencias de resistencia entre los dos tipos de ensayo, ni para el diseño sísmico de elementos, al menos, de forma explícita.

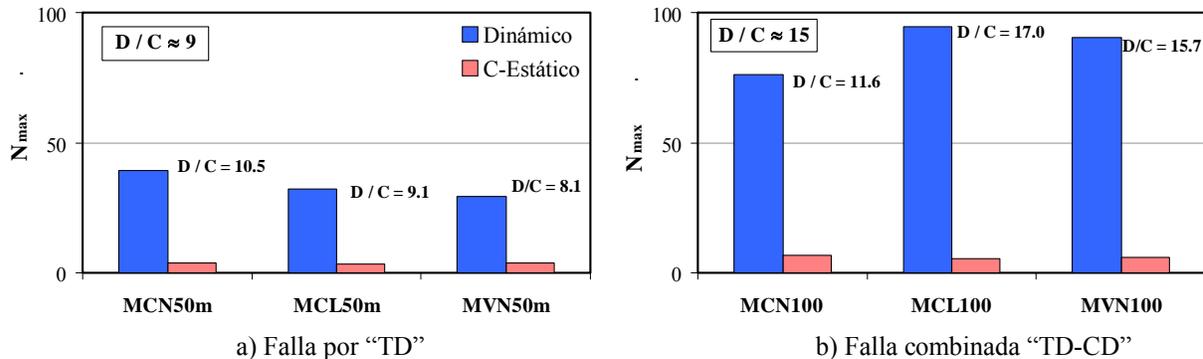


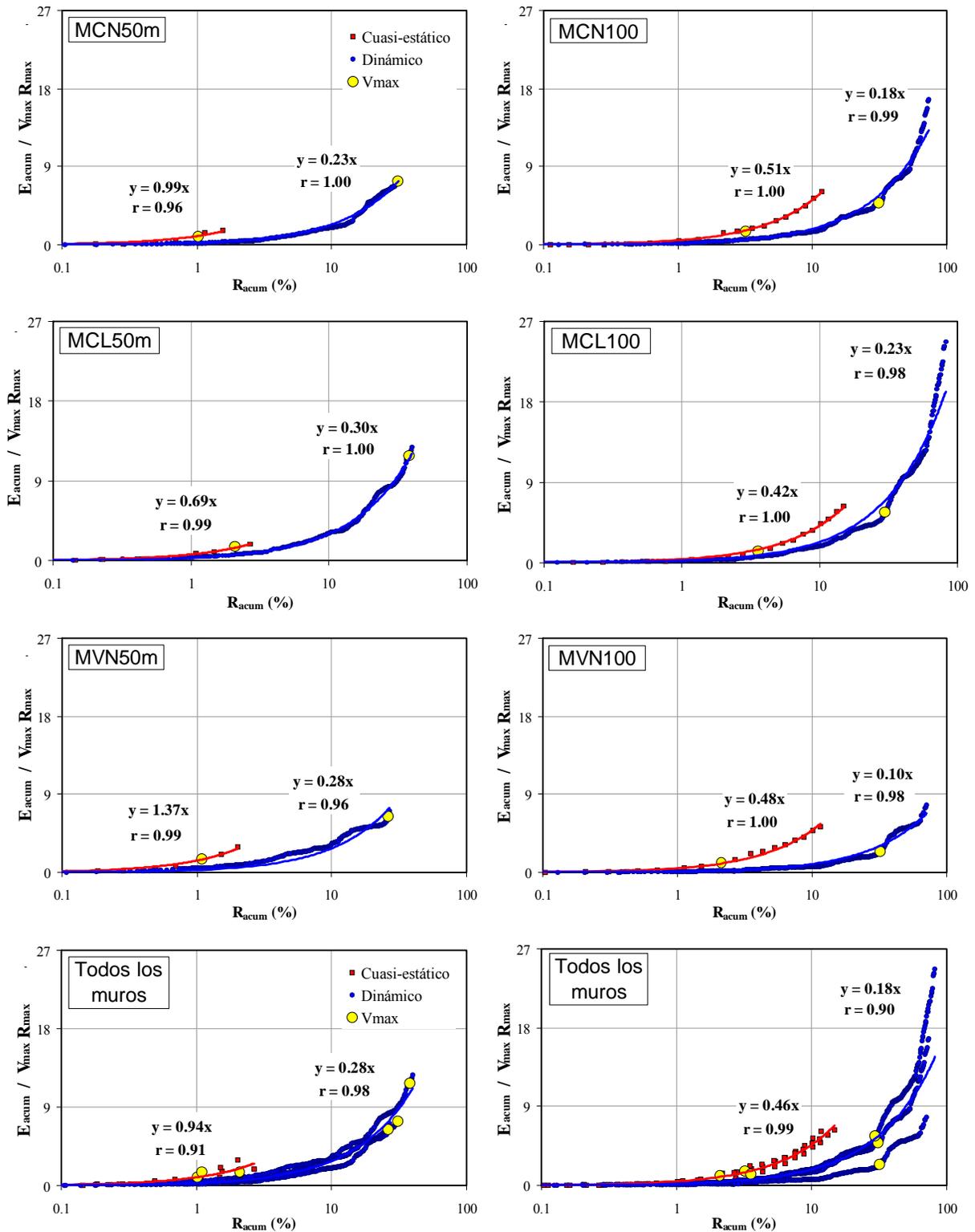
Figura 7-7. Número de ciclos equivalentes para la distorsión asociada a la resistencia

7.3.2.4 Energía disipada acumulada

En la Figura 7-8 se muestra la variación de la energía disipada acumulada (E_{acum}) con la distorsión acumulada (R_{acum}), tanto en los ensayos dinámicos como cuasi-estáticos. El cálculo de la energía disipada en cada ciclo corresponde al área dentro del ciclo de histéresis. Los parámetros E_{acum} y R_{acum} corresponden a la energía disipada y a la distorsión, respectivamente, del ciclo en análisis, más la energía disipada o la distorsión de los ciclos precedentes. Para excluir la utilización de los factores de escala a los resultados de los ensayos cuasi-estáticos (prototipo de muro aislado), la energía acumulada se normalizó con el producto de la fuerza cortante máxima (V_{max}) y el desplazamiento asociado a dicha fuerza (R_{max}). En las curvas se indica el punto donde se registró la fuerza cortante máxima (V_{max}). Para cada una de las curvas de la Figura 7-8 se presentan expresiones obtenidas a partir de análisis de regresión no-lineal, junto con su respectivo coeficiente de correlación (r). Como se muestra en la figura, en el ensayo dinámico los parámetros acumulados de la energía disipada y la distorsión son evidentemente mayores que en el ensayo cuasi-estático. Para comparar los resultados, el eje de las abscisas también se muestra en escala logarítmica. Tal como se indicó en el Capítulo 5, en la Figura 7-8(a) se observa que la distorsión acumulada máxima en los especímenes reforzados con malla de alambre soldado, fue similar a la distorsión acumulada asociada a la resistencia. En la última fila de la figura se muestra la tendencia para todos los muros, en función del modo de falla observado.

En la Figura 7-9 se observa que en los ensayos dinámicos, la energía disipada acumulada ($E_{acum}/V_{max}R_{max}$) asociada a la resistencia, varió entre 6.4 y 11.8 para muros con falla por “TD” y, entre 2.4 y 5.6 para muros con falla combinada de “TD-CD”. Como se mencionó en la sección 7.3.2.3, a pesar de que el valor de N_{max} para la distorsión asociada a la resistencia no fue igual entre los dos grupos de muros, las diferencias observadas en la energía disipada acumulada están relacionadas principalmente con el efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” sobre los mecanismos de resistencia involucrados en el modo de falla de los muros. Por ejemplo, cuando el mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, como en el caso de fallas combinadas de “TD-CD”, a medida que aumenta el número de ciclos se incrementa perceptiblemente la tasa de degradación (de resistencia y rigidez) y se hace más evidente el estrangulamiento de los ciclos de histéresis; es decir, los ciclos de histéresis se tornan más delgados e inestables y, por lo tanto, disminuye la capacidad de disipación de energía de los especímenes. En cambio, cuando el mecanismo de falla por “TD” está controlado por la plastificación del refuerzo y posterior fractura

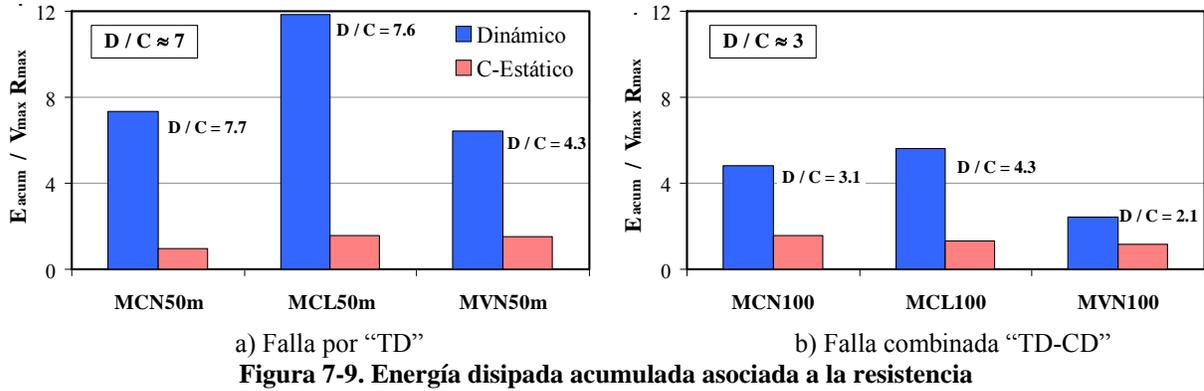
de los alambres, el número de ciclos no afecta de forma importante la degradación de las propiedades de resistencia y rigidez.



a) Falla por "TD"

b) Falla combinada "TD-CD"

Figura 7-8. Energía disipada acumulada



a) Falla por "TD" b) Falla combinada "TD-CD"
Figura 7-9. Energía disipada acumulada asociada a la resistencia

En la Figura 7-9 también se observa que en los ensayos cuasi-estáticos, la energía disipada acumulada fue, en promedio, un poco mayor en los especímenes con falla combinada de "TD-CD" que en aquellos con falla de "TD"; es decir, a diferencia de los ensayos dinámicos, no se evidenció claramente el efecto del número de ciclos sobre el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto. Por lo tanto, cuando se despreja el efecto del número de ciclos en los mecanismos de resistencia, como en el caso de ensayos cuasi-estáticos, se pueden obtener tendencias diferentes a las observadas en los ensayos dinámicos. Asimismo, en la Figura 7-9 se observan diferencias importantes entre la energía disipada acumulada en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos (D/C). Por ejemplo, para los muros donde se observó falla por "TD", la energía disipada acumulada para la distorsión asociada a la resistencia fue, en promedio, siete veces mayor en el ensayo dinámico (D/C≈7, Figura 7-9(a)). Para los muros con falla combinada de "TD-CD", la energía acumulada fue, en promedio, tres veces mayor (D/C≈3, Figura 7-9(a)). Las diferencias significativas están directamente relacionadas con valores de energía acumulada mayores en el ensayo dinámico, en comparación con el cuasi-estático, para un determinado número de ciclos, N_{max} (Figura 7-10).

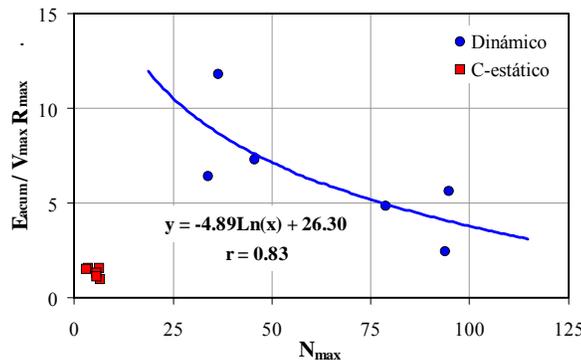
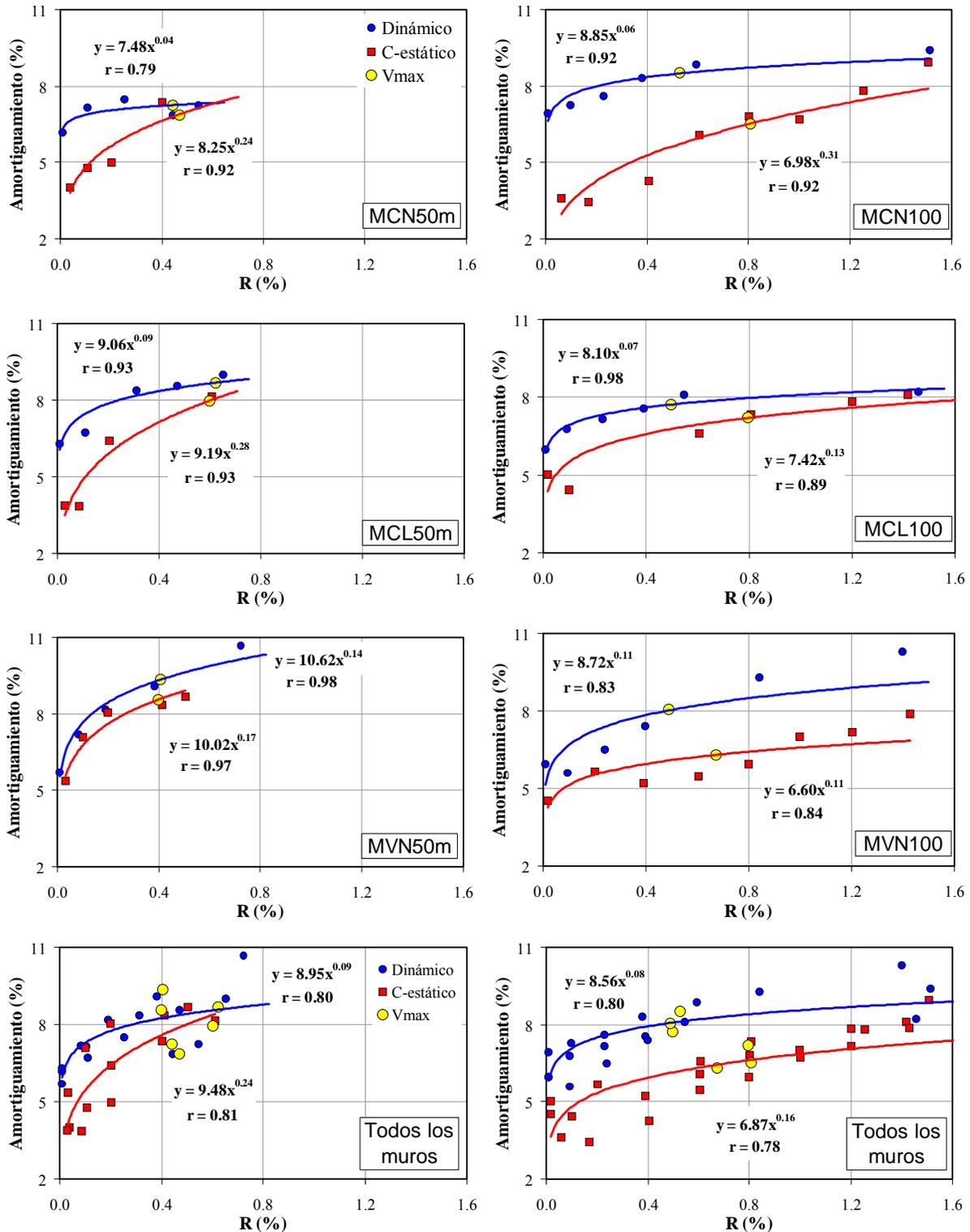


Figura 7-10. Variación de la energía disipada acumulada asociada a la resistencia

7.3.2.5 Factores de amortiguamiento

En la Figura 7-11 se muestra la variación del factor de amortiguamiento viscoso equivalente con la distorsión, en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos. Como se indicó en el Capítulo 5, en los ensayos dinámicos primero se calculó el factor amortiguamiento durante cada registro sísmico utilizando el método de ajuste de amplitud de la función de transferencia y, luego se extrajo el factor de amortiguamiento inducido por el sistema de deslizamiento. Para los muros ensayados bajo carga lateral cíclica, los factores de amortiguamiento se derivaron utilizando el método de la energía disipada y la energía de deformación dentro de los ciclos de histéresis asociados al primer ciclo (I) de deformación (sección 7.3.1.2). De acuerdo con el modelo de similitud simple utilizado, para los muros ensayados de forma dinámica se aplicó un factor de escala unitario a los factores de amortiguamiento. En las curvas de la Figura 7-11 se indica el punto donde se

registró la fuerza cortante máxima (V_{max}). En la última fila de la figura se muestra la tendencia para todos los muros, en función del modo de falla observado.



a) Falla por "TD"

b) Falla combinada "TD-CD"

Figura 7-11. Factores de amortiguamiento

Es importante mencionar que los valores que se muestran en la Figura 7-11, no representan el amortiguamiento total de viviendas de baja altura con muros de concreto reforzado. El amortiguamiento total depende tanto de la contribución del amortiguamiento del sistema estructural, así como de la contribución de los elementos no estructurales (si existen) y de la fricción entre los diferentes elementos (Aristizabal-Ochoa, 1983). Sin embargo, un buen punto de partida es estimar el amortiguamiento de los elementos estructurales, ya que el valor total del amortiguamiento de la vivienda puede ser similar o un poco mayor que el de los elementos estructurales. Como se muestra en la Figura 7-11, los valores iniciales del factor de amortiguamiento de los muros de concreto durante los ensayos dinámicos fueron cercanos al 6%; es decir, el amortiguamiento total de la vivienda será similar o un poco mayor que el 6%. Por lo tanto, el factor de amortiguamiento del 5% que se supone en el análisis dinámico de viviendas de concreto en el intervalo de comportamiento elástico lineal, es consistente con los valores medidos.

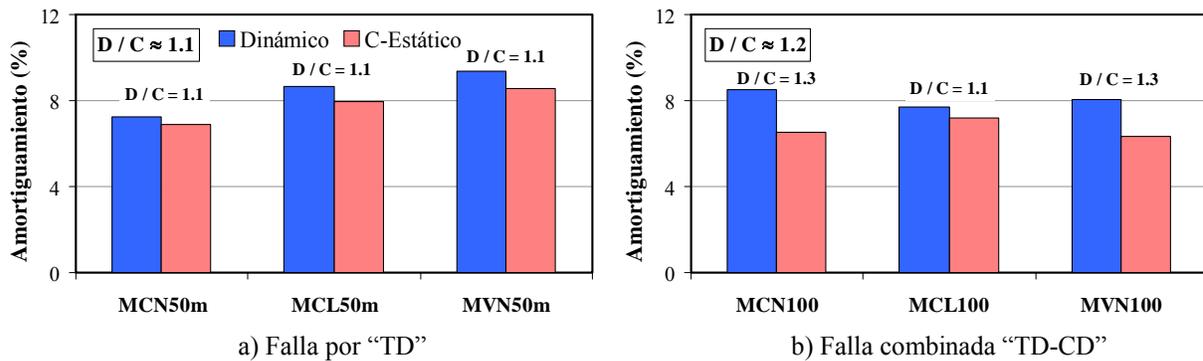


Figura 7-12. Factor de amortiguamiento asociado a la resistencia

Después del agrietamiento de los especímenes, el amortiguamiento medido se debe principalmente a la fluencia o plastificación del acero de refuerzo y a la energía disipada por la fricción entre las superficies de las grietas y eventual aplastamiento del concreto. En las Figuras 7-11 y 7-12 se observa que tanto en los ensayos dinámicos como cuasi-estáticos, los factores de amortiguamiento en los muros con falla por "TD" fueron un poco mayores que en los muros con falla combinada "TD-CD". Por lo tanto, de modo similar a la tendencia de la energía disipada acumulada (Figura 7-9), cuando el mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, tal como en el caso de fallas combinadas de "TD-CD", los ciclos de histéresis son más delgados e inestables y, por lo tanto, se obtienen factores de amortiguamiento menores que en el caso de fallas controladas por la plastificación/fluencia del acero de refuerzo (falla por "TD").

En las Figura 7-11 y 7-12 también se observa ligero incremento de los valores medidos en los ensayos dinámicos en comparación con los ensayos cuasi-estáticos. Por ejemplo, para la distorsión asociada a la resistencia, los valores son, en promedio, 10% mayores en los muros con falla por "TD" y 20% mayores para los muros con falla combinada de "TD-CD". El incremento de los factores de amortiguamiento probablemente está relacionado con valores mayores del número de ciclos (Figura 7-7) y de la energía disipada acumulada en los ensayos dinámicos (Figura 7-9). Sin embargo, los incrementos leves de los factores de amortiguamiento no generaron diferencias apreciables en la forma de las curvas de histéresis medidas en los dos tipos de ensayo (Figuras 7-1 y 7-2).

7.4 Modelos de degradación

A partir de las tendencias de los resultados experimentales aquí presentados, se demostró que los muros de concreto reforzado sometidos a acciones dinámicas exhiben degradaciones de rigidez y resistencia, cuya magnitud depende de la velocidad de aplicación de carga, el efecto de la "fatiga de bajo número de ciclos"

(número de ciclos), la demanda de distorsión, los parámetros acumulados de distorsión y energía disipada, y del mecanismo resistente asociado al modo de falla. En general, las diferencias observadas en el comportamiento dinámico y cuasi-estático permitieron verificar que los datos obtenidos de los ensayos cuasi-estáticos no siempre se pueden suponer de forma confiable como un límite inferior (conservador) de la capacidad. A pesar de ello, la mayoría de los modelos histeréticos disponibles en la literatura, no simula la pérdida de rigidez y resistencia que depende de los parámetros asociados al ciclo (Wang y Shah, 1987). Generalmente, estos modelos suponen que la degradación de rigidez es una función de la amplitud máxima del ciclo de deformación experimentado por el elemento, pero no depende del número de ciclos. Sin embargo, la respuesta medida en los experimentos aquí presentados mostró que la rigidez y la resistencia de un elemento continúan disminuyendo cuando se somete repetidamente al mismo desplazamiento máximo. Este efecto, sin lugar a duda, influenciará el comportamiento de la estructura. Por lo tanto, es indispensable incluir el efecto de la degradación de resistencia y rigidez en la respuesta de los ciclos de histéresis; por ejemplo, en el análisis dinámico inelástico de muros de concreto.

Para la evaluación del comportamiento se debe reconocer que el daño en un elemento es acumulativo y que depende no sólo de la máxima deformación alcanzada sino de la historia completa de deformaciones (o cargas) que el elemento experimenta antes y después de la ocurrencia de la deformación máxima (Krawinkler, 1996). Por lo tanto, a continuación se desarrollan modelos semi-empíricos de degradación de rigidez y de resistencia considerando el incremento del daño asociado a la “fatiga de bajo número de ciclos” (número de ciclos), la distorsión, la disipación de energía y los parámetros acumulados de distorsión y disipación de energía. Los modelos de rigidez aquí desarrollados tienen en cuenta de forma directa el comportamiento dinámico. De acuerdo con el documento FEMA-P440A (2009), la respuesta dinámica no-lineal de un sistema se puede correlacionar con los parámetros de la envolvente de la capacidad fuerza-desplazamiento del mismo sistema. Por lo tanto, los modelos de resistencia correlacionan los resultados de ensayos dinámicos y cuasi-estáticos.

7.4.1 Desarrollo de los modelos y cálculo de parámetros

En la actualidad, la evaluación del efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” y los parámetros acumulados de distorsión y energía disipada, juega un papel esencialmente secundario en el diseño sísmico de estructuras de concreto; sin embargo, estos efectos pueden acelerar significativamente la degradación estructural. De acuerdo con Petryna *et al.* (2002), la acumulación del daño en el concreto ocasionado por tales efectos y que se observa en experimentos, no puede ser descrita por las teorías lineales clásicas, ya que dicha acumulación es un proceso no-lineal. Por lo tanto, la mayoría de los modelos que han intentado incluir los parámetros que afectan la degradación del concreto o de elementos de concreto, han sido desarrollados parcial o totalmente con base en los parámetros medidos en pruebas experimentales (Hsu, 1981; Shkolnik, 1996; Petryna *et al.*, 2002; Maekawa y El-Kashif, 2004; Tsuno y Park, 2004; entre otros).

Con base en la respuesta medida en seis especímenes ensayados dinámicamente en mesa vibradora, junto con los resultados de seis especímenes similares ensayos bajo carga lateral cíclica reversible, en este estudio se desarrollaron modelos de degradación semi-empíricos. En general, para cada ciclo de carga i en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos de los especímenes, se calcularon los siguientes parámetros: distorsión (R), distorsión acumulada (R_{acum}), rigidez de ciclo (K), relación entre la rigidez de ciclo para una determinada distorsión y la rigidez inicial (K/K_0), relación entre las fuerzas cortantes dinámicas y cuasi-estáticas (V/V_e), energía disipada (E), energía disipada acumulada (E_{acum}) y el número promedio de ciclos equivalentes para una determinada distorsión (N). De forma similar a N_{max} , N se relaciona de forma directa con la distorsión y representa el valor promedio de los cocientes entre la energía disipada acumulada en un determinado ciclo y la energía acumulada asociada a un intervalo de distorsión. En la Figura 7-13 se indican los parámetros principales y en el Apéndice D se presenta el procedimiento de cálculo de cada uno de ellos. Como parámetro de deformación se seleccionó la distorsión en lugar de la ductilidad, teniendo en cuenta la dificultad de determinar la deformación de fluencia en elementos que responden de una manera diferente del sistema elastoplástico, tales como los muros de concreto controlados por cortante (sección 6.6.4). A partir de las

tendencias de los parámetros medidos, se estableció la forma funcional de las ecuaciones que gobiernan el comportamiento de los modelos de degradación. Las constantes de las ecuaciones se calcularon a partir de un análisis de regresión no-lineal iterativo. La precisión de las ecuaciones obtenidas se evaluó por medio de dos parámetros estadísticos: el error estándar de los residuos, EE y, el coeficiente de correlación, r (Apéndice B).

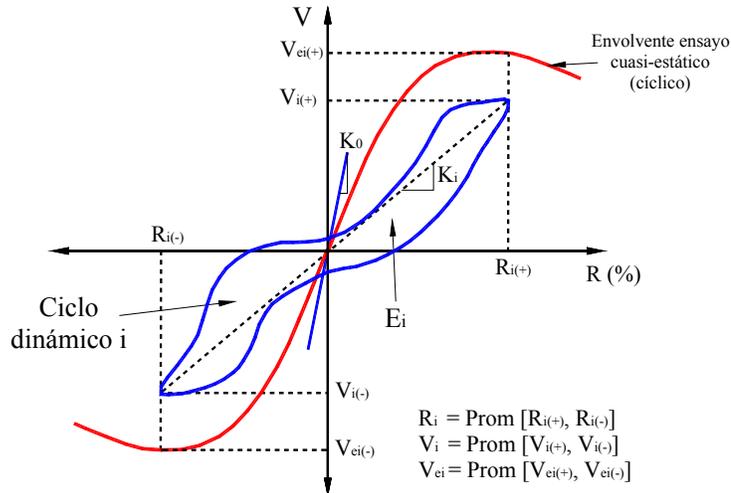


Figura 7-13. Parámetros principales de los modelos de degradación

7.4.2 Degradación de rigidez

Los datos procesados de cada muro fueron agrupados con especímenes de características similares, en función de los parámetros que controlan el comportamiento de cada modelo de degradación (rigidez y resistencia). En el caso de la rigidez, se observó que el parámetro principal es la geometría del muro. Como se indicó en la sección 5.14, el comportamiento de los muros con concretos de peso normal y peso ligero fue comparable y, por lo tanto, el tipo de concreto no fue un parámetro esencial en la degradación de rigidez de los modelos. De esta manera, los datos fueron agrupados en dos categorías:

- Categoría A: muros cuadrados (MCN50mD, MCL50mD, MCN100D y MCL100D).
- Categoría B: muros con aberturas (MVN50mD y MVN100D).

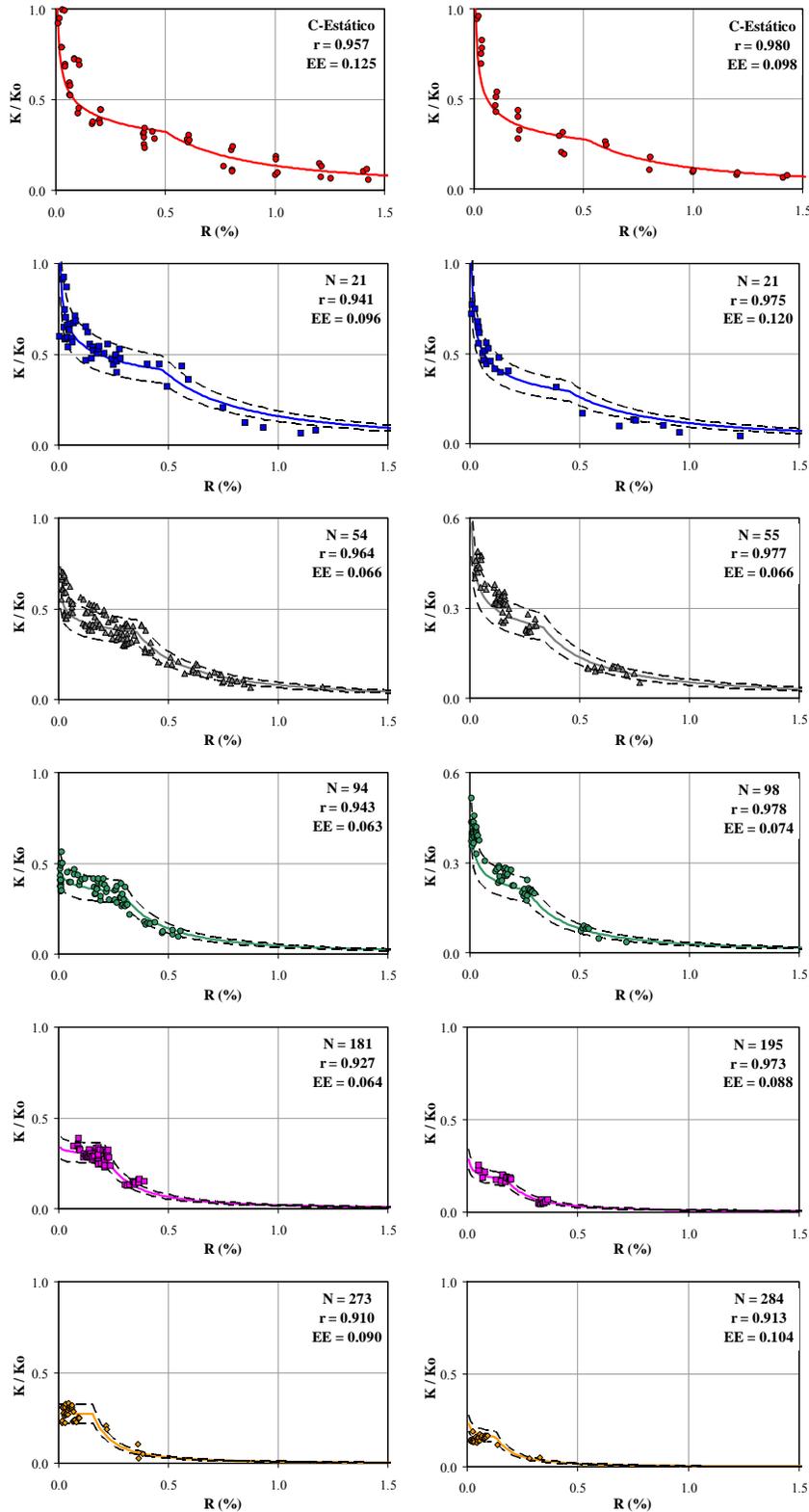
7.4.2.1 Tendencias de resultados experimentales

En la Figura 7-14 se grafican las parejas de datos experimentales que relacionan la distorsión (R) y el valor de la relación entre la rigidez de ciclo y la rigidez inicial (K/K_0), para cada grupo de ciclos equivalentes (N) y para las dos categorías de muros.

7.4.2.2 Desarrollo y precisión del modelo

Al graficar los datos se observó que la tendencia de degradación de rigidez sigue la forma que se ilustra en la Figura 7-15(a). En general, se distinguen dos segmentos del comportamiento delimitados por la distorsión R' . De acuerdo con los datos de la respuesta medida, R' representa la distorsión asociada a la resistencia máxima que se alcanzaría para un determinado número de ciclos, N . Como se observa en la Figura 7-15(a), la tasa de degradación de rigidez del segundo segmento es mayor que la tasa del primer segmento. Por ejemplo, en la Figura 7-15(b) se muestran las envolventes delineadas para cada uno de los registros sísmicos utilizados en el ensayo dinámico del muro MCN100D. En la figura se observa que para distorsiones elevadas, la tasa de degradación de la rigidez (pico a pico) aumenta de forma considerable; por ejemplo, como se observa en la envolvente del registro 83-75. La forma de la tendencia observada es ligeramente diferente de la “Función común” que normalmente se reporta cuando se estudia la degradación de rigidez utilizando resultados de ensayos cuasi-estáticos. No obstante, a partir de los resultados de ensayos dinámicos y los parámetros

estadísticos para evaluar la precisión de los modelos, se determinó que la tendencia de degradación de rigidez es mejor representada por dos segmentos de comportamiento (Figura 7-15(a)).



(a) A: Cuadrados

(b) B: Aberturas

Figura 7-14. Regresión no-lineal para el modelo de degradación de rigidez

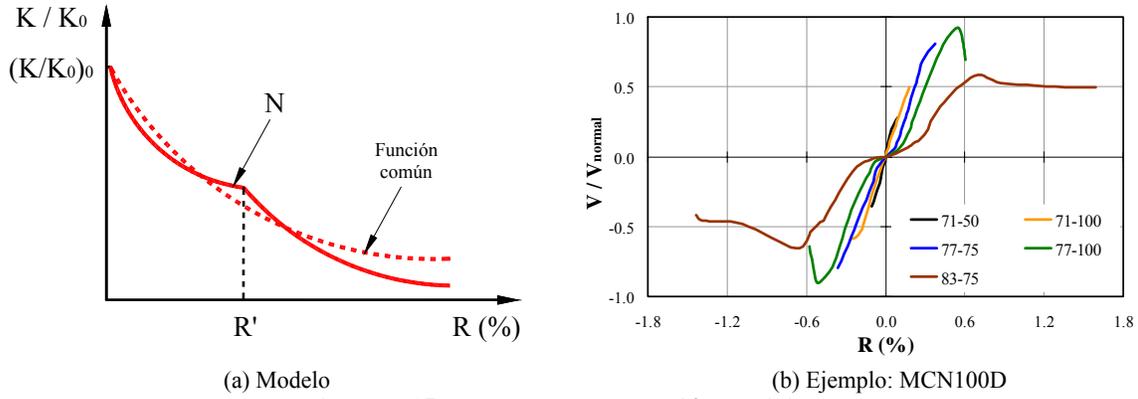


Figura 7-15. Modelo de degradación de rigidez

Para diseño sísmico, especialmente aquel basado en desplazamientos, es deseable tener ecuaciones simplificadas para estimar la degradación de rigidez expresada en términos de la rigidez de ciclo promedio respecto a la rigidez inicial (K/K_0). Por lo tanto, a partir de la Ec. 7-1 se propone un modelo no-lineal que depende básicamente del número de ciclos equivalentes con distorsión constante (N) y, por supuesto, del valor de la distorsión (R). En la sección 7.4.4 se propone un modelo de interacción con la demanda sísmica, por medio del cual es posible evaluar el número de ciclos equivalente (N) que inducirá un sismo para una distorsión determinada (R). Como se indicó en la sección 7.4.1, la forma funcional de las ecuaciones que gobiernan el comportamiento de la degradación de rigidez se estableció a partir de las tendencias de los parámetros medidos (Figura 7-14).

$$\frac{K}{K_0} = a_1 R^{b_1} \quad \text{Si } R < R'$$

$$\frac{K}{K_0} = a_2 R^{b_2} \quad \text{Si } R \geq R'$$
(7-1)

donde R' es el valor de la distorsión que delimita los dos segmentos observados de degradación de rigidez y, como se mencionó anteriormente, representa la distorsión asociada a la resistencia máxima que se alcanzaría para un determinado número de ciclos, N . El valor de R' se debe calcular utilizando la Ec. 7-2.

$$R' = c_1 \ln N + c_2 \geq 0$$
(7-2)

donde c_1 y c_2 son constantes que dependen de la geometría del muro y, cuyos valores se presentan en la Tabla 7-6. En la Ec. 7-1, a_1 y a_2 son variables que dependen de $(K/K_0)_0$ y R' , y se deben calcular por medio de las Ecs. 7-3 y 7-4, respectivamente.

$$a_1 = \frac{(K/K_0)_0}{R_0^{b_1}}$$
(7-3)

$$a_2 = a_1 R'^{(b_1-b_2)}$$
(7-4)

donde $(K/K_0)_0$ es la degradación de rigidez inicial asociada a R_0 y se debe calcular utilizando la Ec. 7-5. El valor de R_0 representa el valor mínimo de distorsión del modelo y se estableció como 0.005%.

$$(K/K_0)_0 = f_1 N^{g_1}$$
(7-5)

donde f_1 es una constante que depende de la geometría del muro (Tabla 7-6) y, g_1 es una variable que depende de f_1 y N_{di} , y se calcula por medio de la Ec. 7-6.

$$g_1 = \frac{\log(1/f_1)}{\log N_{di}} \quad (7-6)$$

donde N_{di} es el número mínimo de ciclos equivalentes observados en los ensayos ($N_{di} = 21$). Sin embargo, el número de ciclos debe estar comprendido entre N_{di} y el número máximo de ciclos estables registrados durante los ensayos dinámicos ($300 \geq N \geq N_{di}$, Figura 7-14). Como se indicó en la sección 7.3.2.3, se considera que las estructuras de concreto reforzado están sometidas a “fatiga de bajo número de ciclos”, cuando el número de ciclos de carga sísmica varía entre 1 y 1,000 ciclos. En la Ec. 7-1, b_1 y b_2 son variables que dependen principalmente de N , y se deben calcular utilizando las Ecs. 7-7 y 7-8, respectivamente.

$$b_1 = d_1 \ln N + d_2 \leq -0.001 \quad (7-7)$$

$$b_2 = e_1 \ln N + e_2 \quad (7-8)$$

Los valores de las constantes c_1 , c_2 , d_1 , d_2 , e_1 , e_2 y f_1 , se calcularon a partir de un análisis de regresión no-lineal iterativo para cada grupo de datos y las dos categorías de muros (Tabla 7-6). Las líneas discontinuas que se muestran en la Figura 7-14 representan los límites superior e inferior de la degradación de rigidez dinámica respecto a la rigidez inicial. Para calcular las curvas asociadas a dichos límites, se propone modificar la Ec. 7-7 de la siguiente forma:

$$(K/K_o)_{o(env)} = (K/K_o)_0 (1 \pm FK) \quad (7-9)$$

donde FK representa el promedio de los coeficientes de variación de los cocientes entre los valores calculados con las Ecs. 7-1 a 7-6 y, los valores experimentales. En la Tabla 7-6 se indican los valores propuestos de FK para las dos categorías de muros. La línea media del modelo de degradación representa la tendencia promedio de los valores observados ($FK = 0$). El límite superior de la Ec. 7-9 se puede utilizar, por ejemplo, para propósitos de diseño y el límite inferior para propósitos de revisión del comportamiento sísmico (en la sección 7.4.7.4 se presenta un ejemplo).

Tabla 7-6. Constantes para el modelo de degradación de rigidez

Categoría	Geometría	c_1	c_2	d_1	d_2	e_1	e_2	f_1	FK
A	Cuadrado	-0.123	0.846	0.077	-0.427	-0.215	-0.623	4.66	0.183
B	Aberturas	-0.123	0.826	0.061	-0.459	-0.188	-0.610	5.49	0.189

Como se mencionó en la sección 7.4.1, la precisión de los modelos se evaluó a partir del error estándar residual (EE) y el coeficiente de correlación (r). En la Tabla 7-7 se muestran los valores de dichos parámetros estadísticos para cada valor de N , junto con sus valores promedio. A medida que EE tiende a cero y r a uno, el modelo de regresión no-lineal describe de una mejor manera los datos estadísticos. Como se observa en la Tabla 7-7, la correlación entre los valores de degradación de rigidez observados y aquéllos calculados con el modelo propuesto es aceptable, ya que en la mayoría de los casos r es mayor que 0.9 y EE es menor que 0.1.

7.4.2.3 Efecto de los parámetros que controlan el comportamiento

Con fines de comparación, en la Figura 7-16 se muestran gráficas calculadas con el modelo de degradación de rigidez aquí propuesto, para las dos categorías de muros y para valores iguales de N . Como se observa en la figura, la rigidez dinámica es mayor que la rigidez medida en un ensayo cuasi-estático cíclico, solamente cuando N es menor o igual que aproximadamente 20. Con el objeto de observar las diferencias del

comportamiento entre las dos categorías de muros, en una misma gráfica se incluyen los resultados para un valor igual de N (en este caso, $N = 15$). Para evaluar el efecto de la geometría se comparan los resultados asociados a los muros de las categorías A y B (Cuadrados y Aberturas). Como se observa en dicha gráfica, el valor de la distorsión asociada a la resistencia máxima que se alcanzaría para un determinado valor de N (R'), en este caso para $N = 15$, es comparable; sin embargo, la tasa de degradación es mayor en los muros con aberturas, especialmente en el primer segmento de comportamiento. Por lo tanto, tal como se esperaba, la inclusión de aberturas tipo puerta y/o ventana tiene efecto negativo en la degradación de rigidez de muros de concreto de baja altura.

Tabla 7-7. Precisión del modelo de degradación de rigidez

Categoría	Geometría	Parámetro	Valor					\bar{X}
			21	54	94	181	273	
A	Cuadrado	N	21	54	94	181	273	---
		r	0.941	0.964	0.943	0.927	0.910	0.937
		EE	0.096	0.066	0.063	0.064	0.090	0.076
B	Aberturas	N	21	55	98	195	284	---
		r	0.975	0.977	0.978	0.973	0.913	0.963
		EE	0.120	0.066	0.074	0.088	0.104	0.090

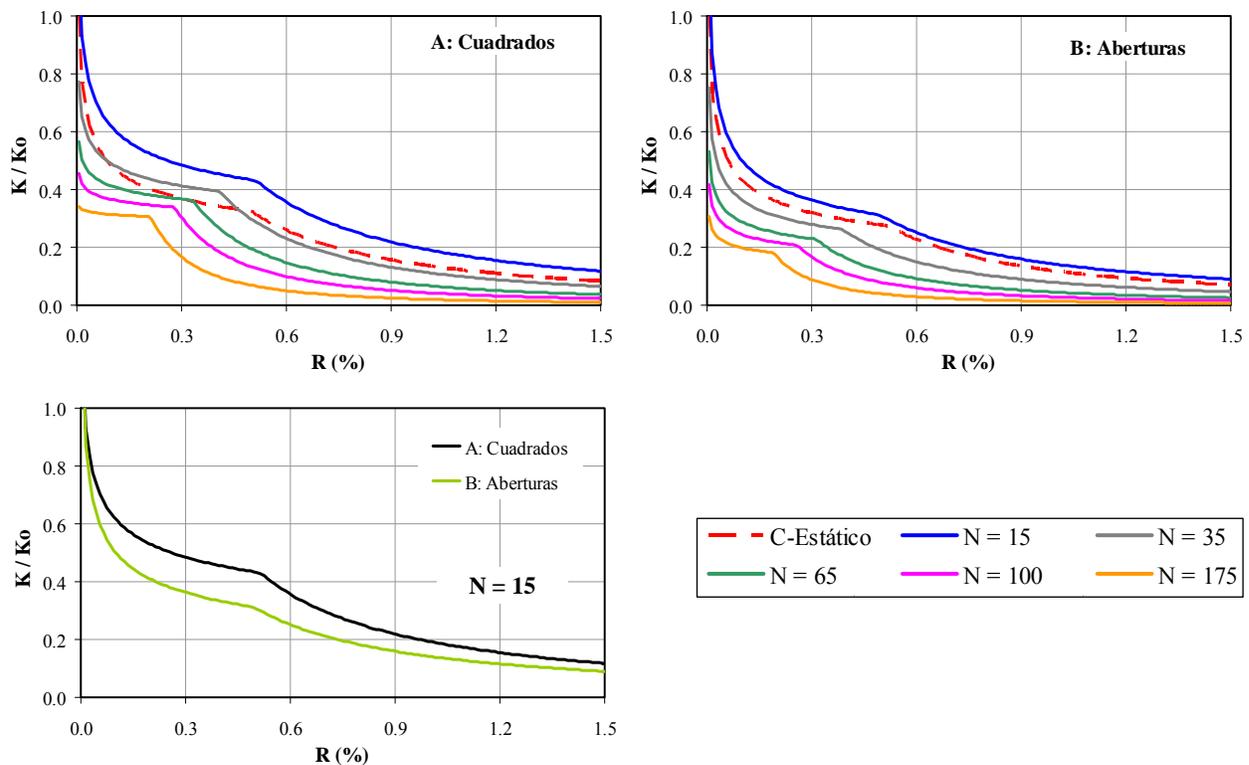


Figura 7-16. Modelos de degradación de rigidez

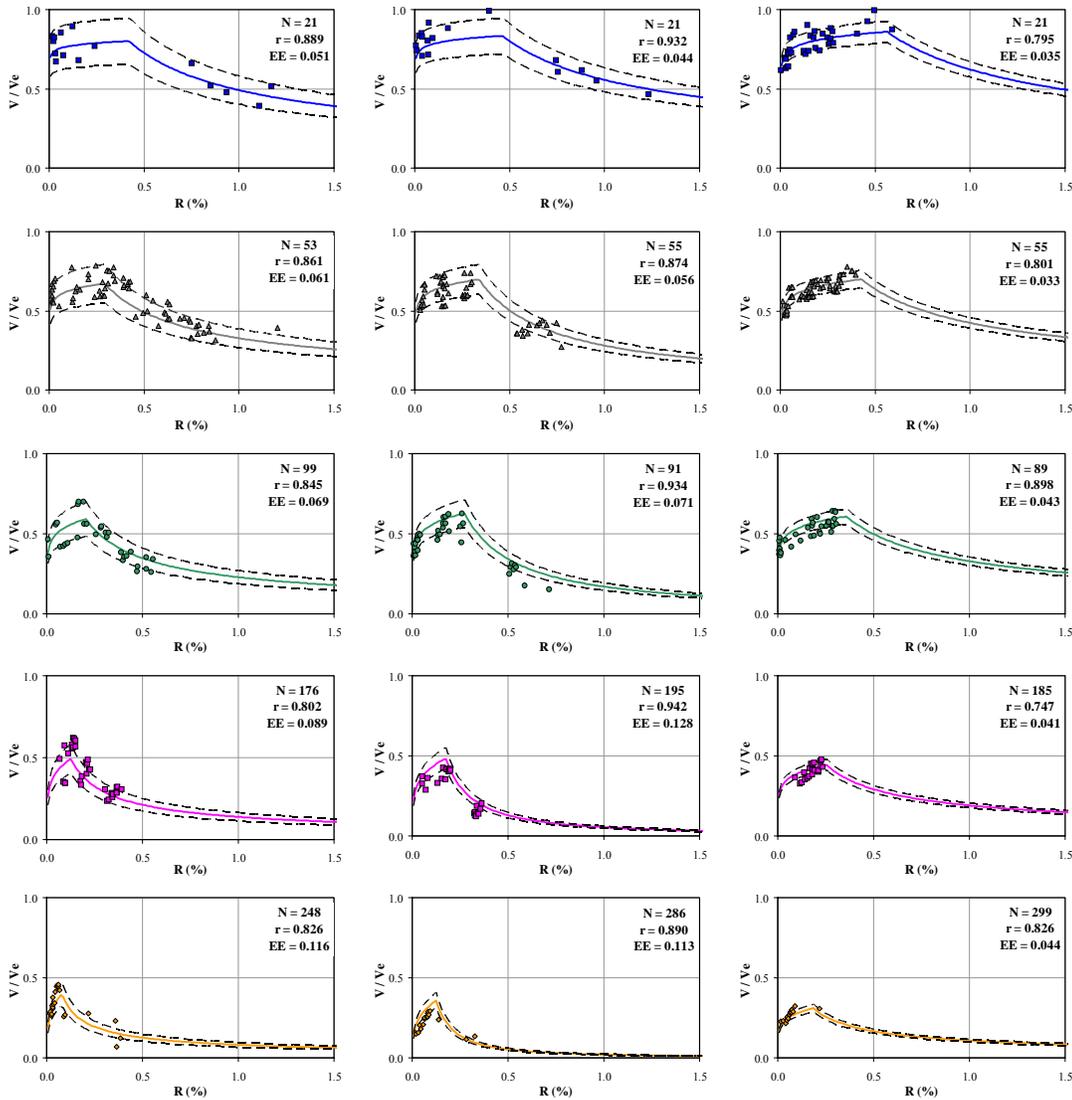
7.4.3 Degradación de resistencia

De forma similar al modelo de degradación de rigidez, los datos procesados de cada muro fueron agrupados entre especímenes de características similares, en función de los parámetros que controlan el comportamiento del modelo de degradación de resistencia. En este caso, se observó que estos parámetros corresponden al modo de falla y la geometría del muro. Por lo tanto, los datos fueron agrupados en cuatro categorías:

- Categoría 1: muros cuadrados donde se observó modo de falla combinado de tensión y compresión diagonal, “TD-CD” (MCN100D y MCL100D).
- Categoría 2: muros con aberturas donde se observó modo de falla combinado de tensión y compresión diagonal, “TD-CD” (MVN100D).
- Categoría 3: muros cuadrados donde se observó falla por tensión diagonal, “TD” (MCN50mD y MCL50mD).
- Categoría 4: muros con aberturas donde se observó falla por tensión diagonal, “TD” (MVN50mD).

7.4.3.1 Tendencias de resultados experimentales

En la Figura 7-17 se grafican las parejas de datos experimentales que relacionan la distorsión (R) y el valor de la relación promedio entre las fuerzas cortantes dinámicas y cuasi-estáticas (V/V_e), para cada grupo de ciclos equivalentes (N) y para las tres primeras categorías de muros. Debido a la capacidad limitada de desplazamiento de los muros reforzados con malla de alambre soldado, en las categorías 3 y 4 no se registraron datos para el segundo segmento del comportamiento y, por lo tanto, como se indica en la Tabla 7-8, se propone utilizar la misma tasa de degradación de resistencia de los muros de las categorías 1 y 2, respectivamente.



(a) 1: “TD-CD” – Cuadrados (b) 2: “TD-CD” – Aberturas (c) 3: “TD” – Cuadrados
Figura 7-17. Regresión no-línea para el modelo de degradación de resistencia

7.4.3.2 Desarrollo y precisión del modelo

Al graficar los datos se observó que la tendencia de degradación de resistencia sigue la forma que se ilustra en la Figura 7-18(a). De modo similar al modelo de degradación de rigidez, se observa que existe una tendencia formada por dos segmentos de comportamiento delimitados por la distorsión R' . La forma del primer segmento refleja el estrangulamiento de las curvas de histéresis dinámicas en comparación con la envolvente de las curvas de histéresis del ensayo cuasi-estático. Por ejemplo, en la Figura 7-18(b) se muestran las envolventes (sentido de carga negativa) delineadas para cada uno de los registros sísmicos utilizados en el ensayo dinámico del muro MCN100, junto con la envolvente obtenida al unir los picos de respuesta observados durante el segundo ciclo de deformación (II) del ensayo cuasi-estático. Teniendo en cuenta que las envolventes medidas tienden a seguir la forma del estrangulamiento de las curvas de histéresis, en la figura se observa que para distorsiones bajas, el estrangulamiento de las curvas de histéresis dinámicas (en comparación con la envolvente cuasi-estática) es más pronunciado a medida que aumenta el daño acumulado; por ejemplo, en la Figura 7-18(b) se observa que las diferencias son evidentes cuando se compara la envolvente del ensayo cuasi-estático con la envolvente del registro 83-75. El segundo segmento del modelo de degradación (Figura 7-18(a)) refleja mayor tasa de degradación de resistencia en los ensayos dinámicos en comparación con los ensayos cuasi-estáticos (Figura 7-18(b)).

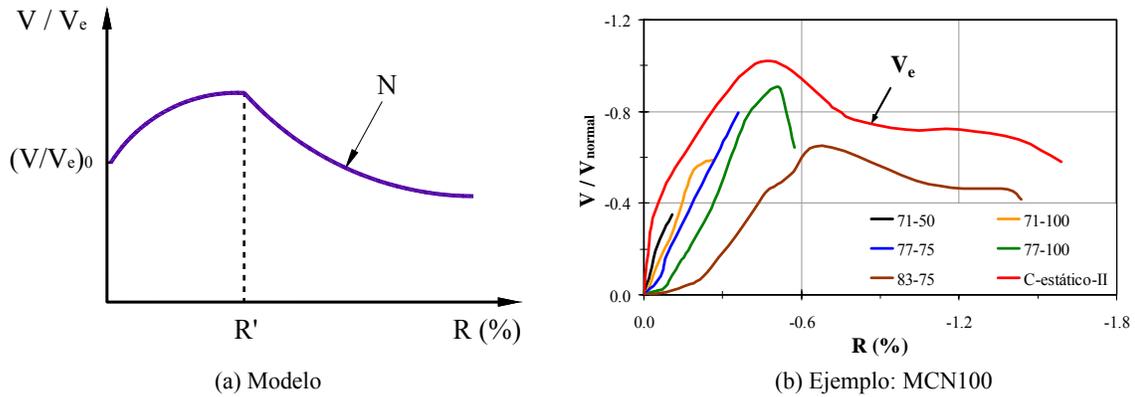


Figura 7-18. Modelo de degradación de resistencia

En el documento FEMA-P440A (2009) se proponen correlaciones entre la respuesta dinámica no-lineal y la envolvente de capacidad resistente medida en un ensayo monótono. Sin embargo, en dicho estudio, las correlaciones fueron obtenidas a partir de ensayos cuasi-estáticos, es decir; no se incluyó de forma directa el efecto dinámico. Para estimar la degradación de resistencia dinámica en relación con la resistencia asociada al comportamiento cuasi-estático cíclico (V/V_e), a partir de la Ec. 7-10 se propone un modelo no-lineal que, similar al modelo de degradación de rigidez, depende del número de ciclos equivalentes con distorsión constante (N) y del valor de la distorsión (R). Como se mencionó anteriormente, en la sección 7.4.4 se propone un modelo de interacción con la demanda sísmica, por medio del cual es posible evaluar el número de ciclos equivalente (N) que inducirá un sismo para una distorsión determinada (R). La forma funcional de las ecuaciones que gobiernan el comportamiento de la degradación de resistencia se estableció a partir de las tendencias de los parámetros medidos (Figura 7-17).

$$\frac{V}{V_e} = a_3 R^{b_3} \quad \text{Si } R < R'$$

$$\frac{V}{V_e} = a_4 R^{b_4} \quad \text{Si } R \geq R'$$

(7-10)

De forma similar al modelo de degradación de rigidez, R' representa la distorsión asociada a la resistencia máxima que se alcanzaría para un determinado número de ciclos, N . El valor de R' se calcula utilizando la

misma Ec. 7-2, pero en este caso, las constantes c_1 y c_2 dependen del modo de falla a cortante y la geometría del muro y, cuyos valores se presentan en la Tabla 7-8. En la Ec. 7-10, a_3 y a_4 son variables que dependen de $(V/V_e)_0$ y R' , respectivamente, y se deben calcular por medio de las Ecs. 7-11 y 7-12, respectivamente.

$$a_3 = \frac{(V/V_e)_0}{R_0^{b_3}} \quad (7-11)$$

$$a_4 = a_3 R'^{(b_3-b_4)} \quad (7-12)$$

donde $(V/V_e)_0$ es la degradación de resistencia inicial para R_0 y se debe calcular utilizando la Ec. 7-13. El valor de R_0 representa el valor mínimo de distorsión del modelo y, de modo similar al modelo de degradación de rigidez (Ec. 7-3), se estableció como 0.005%.

$$(V/V_e)_0 = f_3 + g_3 \ln N \quad (7-13)$$

donde f_3 es una constante que depende del modo de falla a cortante y la geometría del muro (Tabla 7-8) y, g_3 es una variable que depende de f_3 y N_{cs} , y se calcula por medio de la Ec. 7-14.

$$g_3 = \frac{1 - f_3}{\ln N_{cs}} \quad (7-14)$$

donde N_{cs} es el número de ciclos equivalentes observados en el ensayo cuasi-estático y cuyos valores se indican en la Tabla 7-8. Sin embargo, el número de ciclos debe estar comprendido entre N_{cs} y el número máximo de ciclos establecidos registrados durante los ensayos dinámicos ($300 \geq N \geq N_{cs}$, Figura 7-17). En la Ec. 7-10, b_3 y b_4 son variables que dependen principalmente de N , y se deben calcular utilizando las Ecs. 7-15 y 7-16, respectivamente.

$$b_3 = d_3 N^{d_4} \quad (7-15)$$

$$b_4 = e_3 \ln N + e_4 \quad (7-16)$$

Los valores de las constantes c_3 , c_4 , d_3 , d_4 , e_3 , e_4 y f_3 , se calcularon a partir de un análisis de regresión no-lineal iterativo para cada grupo de datos y cada categoría de muro (Tabla 7-8). Como se indicó en la sección 7.4.3.1, debido a la capacidad limitada de desplazamiento de los muros reforzados con malla de alambre soldado, en las categorías 3 y 4 no se registraron datos para el segundo segmento del comportamiento y, por lo tanto, se propone utilizar los valores de las constantes e_3 y e_4 de los muros de las categorías 1 y 2, respectivamente.

Tabla 7-8. Constantes para el modelo de degradación de resistencia

Cat.	Tipo de falla	Tipo de Refuerzo	Geometría	c_1	c_2	d_3	d_4	e_3	e_4	f_3	N_{cs}	FR
1	"TD-CD"	Barras corrugadas	Cuadrado	-0.138	0.840	0.002	0.891	-0.024	-0.49	1.335	5	0.181
2			Aberturas	-0.129	0.855	0.004	0.762	-0.327	0.47	1.343	5	0.136
3	"TD"	Malla alambre soldado	Cuadrado	-0.142	0.995	0.018	0.396	-0.024 ⁽¹⁾	-0.49 ⁽¹⁾	1.199	3	0.079
4			Aberturas	-0.137	1.053	0.032	0.319	-0.327 ⁽²⁾	0.47 ⁽²⁾	1.214	3	0.113

Notas: ⁽¹⁾ El valor se supone igual al de la categoría 1, ⁽²⁾ El valor se supone igual al de la categoría 2.

Las líneas discontinuas que se muestran en la Figura 7-17 representan los límites superior e inferior de la degradación de resistencia dinámica en relación con la resistencia obtenida del ensayo cuasi-estático cíclico. Para calcular las curvas asociadas a dichos límites, se propone modificar la Ec. 7-13 de la siguiente forma:

$$(V/V_e)_{o(env)} = (V/V_e)_o (1 \pm FR) \tag{7-17}$$

donde *FR* representa el promedio de los coeficientes de variación de los cocientes entre los valores calculados con las Ecs. 7-10 a 7-14 y, los valores experimentales. En la Tabla 7-8 se indican los valores propuestos de *FR* para las tres categorías de muros. La línea media del modelo de degradación representa la tendencia promedio de los valores observados (*FR* = 0). De forma similar al modelo de degradación de resistencia (Ec. 7-9), el límite superior de la Ec. 7-17 se puede utilizar, por ejemplo, para propósitos de diseño y el límite inferior para propósitos de revisión del comportamiento sísmico (en la sección 7.4.7.2 se presenta un ejemplo). En la Tabla 7-9 se indican los valores de los dos parámetros estadísticos (*EE* y *r*) utilizados para medir la precisión de los modelos en cada valor de *N*, junto con sus valores promedio. Como se observa en la tabla, la correlación entre los valores de degradación de resistencia observados y aquéllos calculados con el modelo propuesto se considera aceptable, pues en la mayoría de los casos, *r* es mayor que 0.8 y *EE* es menor que 0.1.

Tabla 7-9. Precisión del modelo de degradación de resistencia

Categoría	Tipo de falla	Tipo de Refuerzo	Geometría	Parámetro	Valor					\bar{X}
					<i>N</i>	<i>r</i>	<i>EE</i>	<i>N</i>	<i>r</i>	
1	"TD-CD"	Barras corrugadas	Cuadrado	<i>N</i>	21	53	99	176	248	---
				<i>r</i>	0.889	0.861	0.845	0.802	0.826	0.845
				<i>EE</i>	0.051	0.061	0.069	0.089	0.116	0.077
2			Aberturas	<i>N</i>	21	55	91	195	286	---
				<i>r</i>	0.932	0.874	0.934	0.945	0.890	0.915
				<i>EE</i>	0.044	0.056	0.071	0.128	0.113	0.082
3	"TD"	Malla alambre soldado	Cuadrado	<i>N</i>	21	55	89	185	299	---
				<i>r</i>	0.795	0.801	0.898	0.747	0.826	0.813
				<i>EE</i>	0.035	0.033	0.043	0.041	0.044	0.039
4			Aberturas	<i>N</i>	21	55	105	---	281	---
				<i>r</i>	0.827	0.841	0.933	---	0.940	0.885
				<i>EE</i>	0.046	0.041	0.037	---	0.064	0.047

7.4.3.3 Efecto de los parámetros que controlan el comportamiento

Con fines de comparación, en la Figura 7-19 se muestran gráficas calculadas con el modelo de degradación de resistencia aquí propuesto, para las cuatro categorías de muros y para valores iguales de *N*. En la figura se observa que la resistencia medida en el ensayo dinámico es mayor que la resistencia del ensayo cuasi-estático, solamente cuando *N* es menor que aproximadamente seis. Para comparar el comportamiento entre las cuatro categorías de muros, en una misma gráfica se incluyen los resultados para un valor igual de *N* (en este caso, *N* = 15). Para evaluar el efecto del modo de falla a cortante se comparan los resultados para los muros de las categorías 1 y 3 ("TD-CD": Cuadrados y "TD": Cuadrados), y los muros de las categorías 2 y 4 ("TD-CD": Aberturas y "TD": Aberturas). Como se muestra en la Figura 7-19 para *N* = 15, en los muros con falla por "TD-CD", la degradación de resistencia del segundo segmento inicia para distorsiones menores (*R'*); es decir, para el mismo valor de *N*, la resistencia máxima que se alcanzaría en los muros con falla por "TD-CD" sería menor que en los muros con falla por "TD". Por lo tanto, los modelos de degradación reflejan lo indicado en la sección 7.3.2.4; es decir, la degradación de resistencia es más pronunciada cuando el mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, tal como en el caso de fallas combinadas de "TD-CD", que cuando la falla está gobernada por la plastificación y posterior fractura de los alambres de refuerzo, es decir, en fallas por "TD".

Para evaluar el efecto de la geometría se comparan los resultados para los muros de las categorías 1 y 2 ("TD-CD": Cuadrados y "TD-CD": Aberturas:), y los muros de las categorías 3 y 4 ("TD": Cuadrados y "TD": Aberturas:). Como se muestra en la Figura 7-19 para *N* = 15, a pesar de que no existen diferencias

importantes en el primer segmento del comportamiento, la degradación del segundo segmento de los muros cuadrados es mayor que en los muros con aberturas (menor valor de R' y mayor tasa de degradación). En el estudio experimental de Hidalgo *et al.* (2002) también se observó que la degradación de resistencia aumentó al disminuir la relación de aspecto de los muros. Por lo tanto, similar a lo indicado por Leiva y Montaña (2001), el aumento de la contribución de las deformaciones por flexión y/o la interacción del cortante y la flexión que se observó en los ensayos de los muros con aberturas (Capítulo 5), disminuyen la degradación de resistencia dinámica en comparación con la cuasi-estática. Esta tendencia se observa frecuentemente en la práctica de la ingeniería sísmica; es decir, la degradación de resistencia de un elemento con comportamiento a flexión es menor que la de un elemento con comportamiento a cortante.

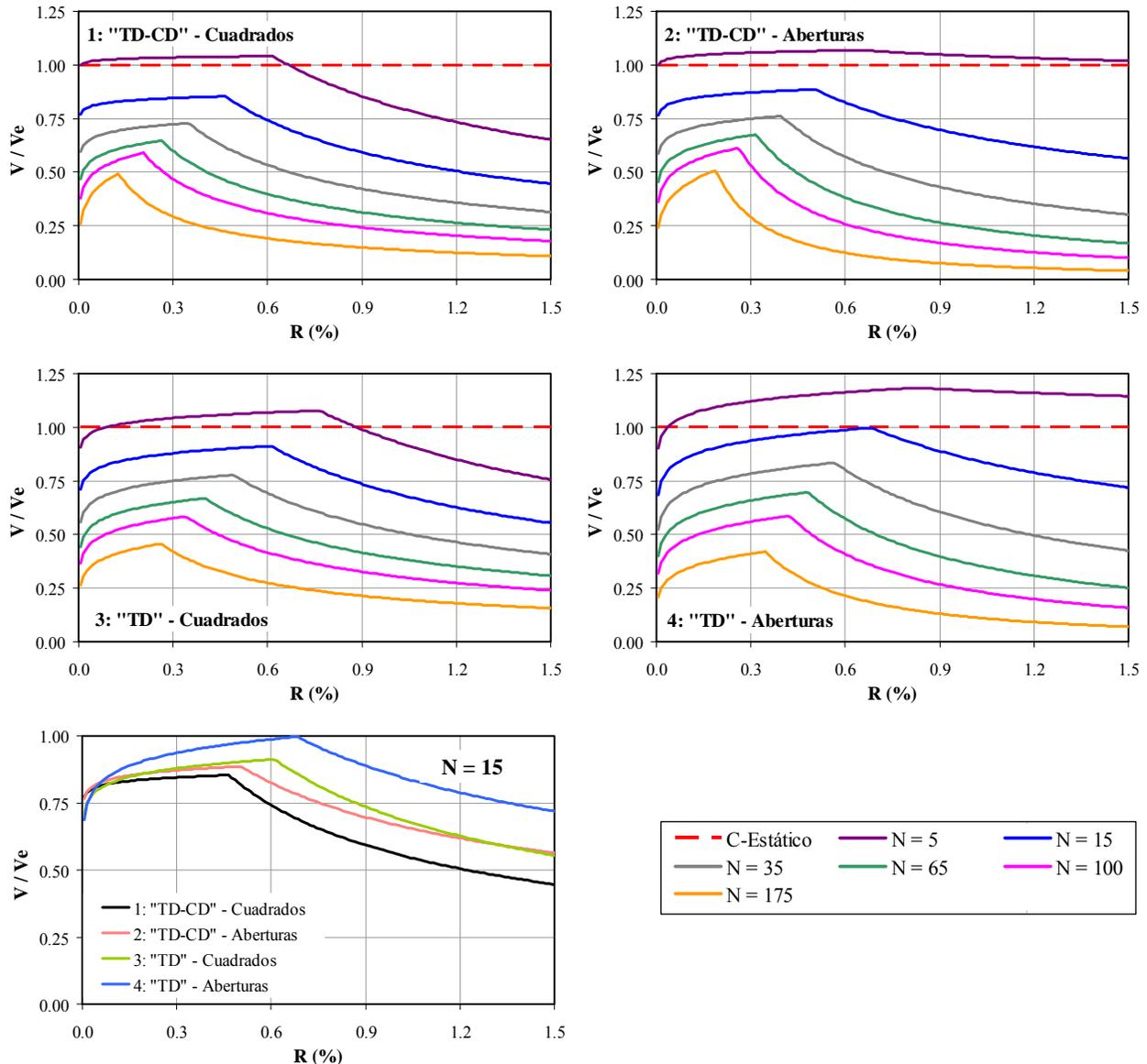


Figura 7-19. Modelos de degradación de resistencia

7.4.3.4 Modelo de degradación modificado

El modelo de degradación de resistencia que se muestra en Figura 7-18(a), se desarrolló en función de la relación entre las fuerzas cortantes dinámicas y cuasi-estáticas (V/V_e). En este modelo, para estimar la resistencia dinámica, V , es necesario conocer la resistencia cuasi-estática, V_e , asociada a una determinada

distorsión; es decir, se debe disponer de la curva fuerza–desplazamiento asociada al comportamiento cuasi-estático cíclico; por ejemplo, la envolvente de las curvas de histéresis medidas en ensayos cuasi-estáticos o la envolvente de modelos de predicción calibrados utilizando resultados medidos en ensayos cuasi-estáticos. Sin embargo, en algunos casos se dispone exclusivamente de la resistencia máxima asociada al comportamiento cuasi-estático y, por lo tanto, es más adecuado desarrollar un modelo de degradación en función de la relación entre la fuerzas cortantes dinámica y cuasi-estática máxima (V/V_{e-max}) (Figura 7-20(a)). Por ejemplo, el modelo de degradación (V/V_{e-max}) se podría utilizar para ajustar modelos de predicción que han sido calibrados utilizando resultados de ensayos cuasi-estáticos (NTC-C, 2004; ACI-318, 2008; Sánchez, 2010; entre otros). A partir de la Ec. 7-18 se puede obtener el modelo de degradación (V/V_{e-max}).

$$\left(\frac{V}{V_{e-max}} \right) = \left(\frac{V}{V_e} \right) \times \left(\frac{V_e}{V_{e-max}} \right) \tag{7-18}$$

donde (V/V_e) corresponde a los resultados del modelo de degradación de resistencia definido por la Ec. 7-10 y (V_e/V_{e-max}) representa la relación entre las fuerzas cortantes cuasi-estática y cuasi-estática máxima (Figura 7-20(a)). Para estimar (V_e/V_{e-max}) se propone utilizar el modelo de comportamiento que se muestra en la Figura 7-20(b).

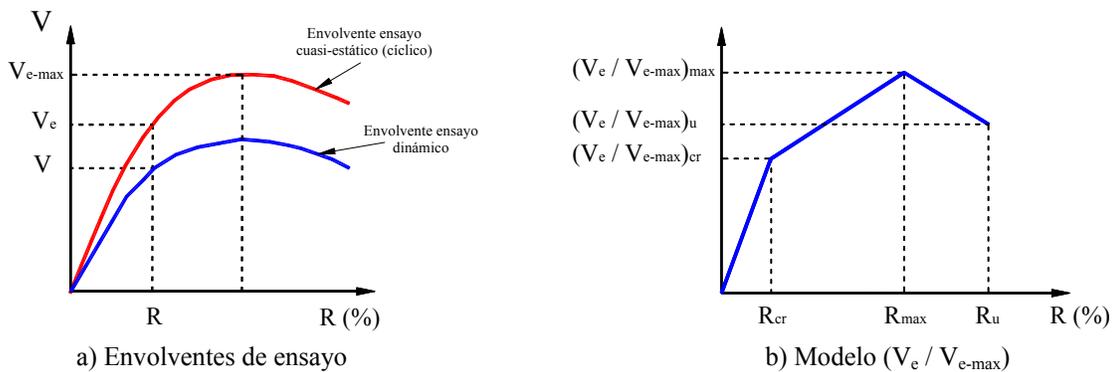
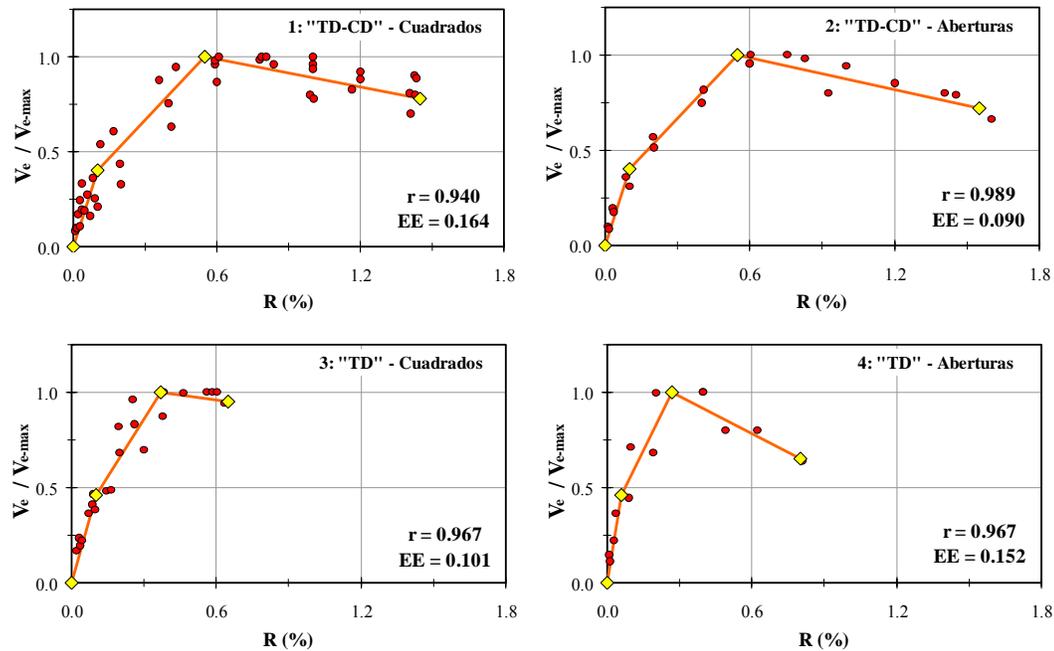


Figura 7-20. Modelo de degradación (V_e / V_{e-max})

Los parámetros del modelo de comportamiento (V_e/V_{e-max}) asociados a los tres estados límite (agrietamiento resistencia y capacidad última de desplazamiento) y a las cuatro categorías de muros, corresponden al promedio de las envolventes de comportamiento medidas en los ensayos cuasi-estáticos de los especímenes estudiados (Figura 7-21). Los valores de los parámetros se indican en la Tabla 7-10. En la sección 7.4.7.3 se presenta un ejemplo de aplicación del modelo de degradación (V/V_{e-max}).

7.4.4 Interacción con la demanda sísmica

Cuando se desea estimar el valor de K/K_0 o V/V_e de un muro de concreto de baja altura sometido a una sollicitación sísmica particular, primero se debe determinar el número de ciclos equivalentes (N) que inducirá el sismo para una determinada distorsión (R). Por lo tanto, se desarrolló un modelo para relacionar las características de la demanda sísmica y los parámetros que definen los modelos de degradación. Para ello, inicialmente se debe definir una medida que represente las características de la demanda sísmica. En general, es posible utilizar varios parámetros, cada uno de ellos con ventajas y debilidades. Por ejemplo, para diseño sísmico basado en resistencia o para diseño basado en desplazamientos, la aceleración o el desplazamiento máximo del registro, respectivamente, son parámetros que se establecen desde el inicio del proceso y, normalmente se especifican en los reglamentos de diseño. Sin embargo, estos parámetros no tienen en cuenta de forma directa la energía real inducida por el sismo, ya que representan sólo el valor de la intensidad máxima del registro (valores espectrales).

Figura 7-21. Modelos (V_e / V_{e-max}) medidosTabla 7-10. Parámetros del modelo (V_e / V_{e-max})

Cat.	Tipo de falla	Tipo de Refuerzo	Geometría	Agrietamiento, cr		Máximo, max		Último, u	
				R (%)	V_e / V_{e-max}	R (%)	V_e / V_{e-max}	R (%)	V_e / V_{e-max}
1	"TD-CD"	Barras corrugadas	Cuadrado	0.10	0.40	0.55	1.00	1.45	0.78
2			Aberturas	0.10	0.40	0.55	1.00	1.55	0.72
3	"TD"	Malla alambre soldado	Cuadrado	0.10	0.46	0.37	1.00	0.65	0.95
4			Aberturas	0.06	0.46	0.27	1.00	0.80	0.65

7.4.4.1 Representación de la demanda sísmica

Un parámetro que tiene en cuenta no sólo el valor de la intensidad máxima sino la historia del registro en términos de intensidad y duración es aquel conocido como intensidad de Arias (1970), I_A . La intensidad de Arias se considera como una medida del potencial destructivo asociado a un registro de aceleraciones (Ec. 4-6). Para tener en cuenta el efecto de la historia completa de los registros aplicados (de acuerdo con el programa de pruebas) se utilizó la intensidad de Arias acumulada (I_{A-acum}); es decir, la intensidad de Arias del registro en análisis más las intensidades de Arias de los registros precedentes. En la Tabla 7-11 se presentan los valores de I_{A-acum} en el prototipo, los cuales se calcularon a partir de los registros de aceleración medidos en la base durante el ensayo de los modelos y los factores de escala del modelo de similitud simple (Tabla 4-3). No se utilizó el factor de similitud de aceleración modificado con base en las relaciones de masa en el modelo de ensayo y en el prototipo (sección 4.6.6), ya que dicho factor se debe aplicar sólo en el caso de extrapolar al prototipo los valores de aceleración asociados a la respuesta del modelo de ensayo; es decir, no se debe utilizar en el caso de extrapolar los valores de aceleración de los registros.

7.4.4.2 Desarrollo del modelo de interacción

De acuerdo con el formato de los modelos de degradación aquí propuestos y la información experimental disponible, se diseñó el modelo de interacción semi-empírico que se muestra en la Figura 7-22. De esta manera, para estimar el número de ciclos equivalentes (N) sólo se debe conocer la intensidad de Arias acumulada de los registros sísmicos (I_{A-acum}) y un determinado valor de distorsión de los ciclos (R); por

ejemplo, la distorsión del espécimen asociada a un estado límite. En el Apéndice D se presenta el procedimiento de cálculo de los parámetros N y R asociados a la respuesta de los especímenes aquí estudiados.

Tabla 7-11. Intensidad de Arias acumulada de los registros para el prototipo

Registro	$I_{A-acum} (P)$ (m/s)						
	Original ⁽¹⁾	Registros medidos ⁽²⁾					
		MCN50mD	MCL50mD	MVN50mD	MCN100D	MCL100D	MVN100D
71 - 50%	0.50	0.40	0.35	0.35	0.36	0.37	0.35
71 - 100%	2.52	1.91	1.83	1.86	1.87	1.90	1.88
77 - 75%	7.47	5.70	5.29	5.59	5.71	5.47	5.58
77 - 100%	16.28	12.41	11.36	12.48	12.21	11.71	12.05
83 - 75%	39.66	(3)	(3)	(3)	30.14	28.52	31.10

Notas: ⁽¹⁾ Asociada al registro original para el prototipo, ⁽²⁾ Asociada a los registros medidos durante los ensayos, ⁽³⁾ No se aplicó el registro.

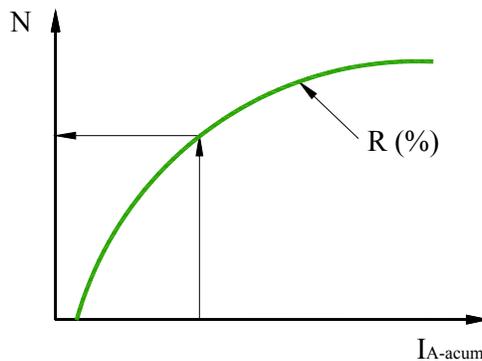


Figura 7-22. Modelo de interacción con la demanda sísmica

En la Figura 7-23 se graficaron las parejas de datos experimentales que relacionan la intensidad de Arias acumulada (I_{A-acum}) y el número de ciclos equivalentes (N) asociados a cada valor de distorsión (R). Para comparar las curvas, los ejes de las ordenadas (valores de N) se muestran en escala logarítmica.

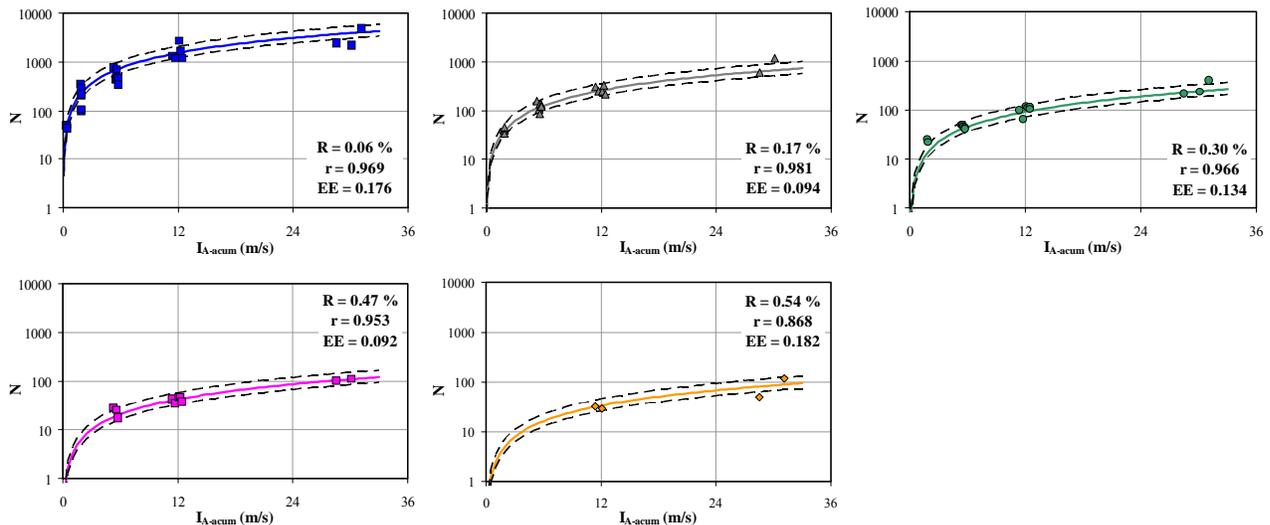


Figura 7-23. Regresión no-lineal para el modelo de interacción

Con base en las tendencias de los parámetros medidos (Figura 7-23), se estableció la forma funcional de las ecuaciones que gobiernan el modelo de interacción. Por lo tanto, a partir de la Ec. 7-19 se propone un modelo no-lineal para estimar N , el cual depende de la intensidad de Arias acumulada, $I_{A\ acum}$ (en m/s) y la distorsión, R (en %).

$$N = \left(\frac{I_{A-acum}}{I_{A-1}} \right)^n \quad (7-19)$$

donde I_{A-1} es la intensidad de Arias acumulada para $N = 1$ y para una distorsión determinada, R (%), y n es una variable, las cuales se deben calcular por medio de las Ecs. 7-20 y 7-21, respectivamente.

$$I_{A-1} = 1.25 R^{1.75} \quad (7-20)$$

$$n = 1.05 R^{0.01} \quad (7-21)$$

Los valores de las constantes de las Ecs. 7-20 y 7-21 se calcularon a partir de un análisis de regresión no-lineal iterativo para cada grupo de datos (Figura 7-23). Las líneas discontinuas que se muestran en la Figura 7-23 representan los límites superior e inferior del número de ciclos equivalente (N). Para calcular las curvas asociadas a dichos límites, se propone modificar la Ec. 7-20 de la siguiente forma:

$$I_{A-1(env)} = I_{A-1} (1 \pm FN) \quad (7-22)$$

donde FN representa el promedio de los coeficientes de variación de los cocientes entre los valores calculados con las Ecs. 7-19 a 7-21 y, los valores experimentales ($FN = 0.267$). La línea media del modelo de degradación representa la tendencia promedio de los valores observados ($FN = 0$). De forma similar a los modelos de degradación (Ecs. 7-9 y 7-17), el límite superior de la Ec. 7-22 se puede utilizar, por ejemplo, para propósitos de diseño y el límite inferior para propósitos de revisión del comportamiento sísmico. En la Tabla 7-12 se muestran los dos parámetros estadísticos (EE y r) utilizados para medir la precisión del modelo en cada valor de R , junto con sus valores promedio. De acuerdo con los valores de EE y r , se considera que la correlación entre los valores observados de N y aquéllos calculados con el modelo propuesto es aceptable, ya que en casi todos los casos r es mayor que 0.9 y EE es menor que 0.2. Con fines de comparación, en la Figura 7-24 se muestran curvas calculadas con el modelo de interacción aquí propuesto, para diferentes valores de R .

Tabla 7-12. Precisión del modelo de interacción

Parámetro	Valor					\bar{X}
	0.06	0.17	0.30	0.47	0.54	
R (%)	0.06	0.17	0.30	0.47	0.54	---
r	0.969	0.981	0.966	0.953	0.868	0.918
EE	0.176	0.094	0.134	0.092	0.182	0.154

Como se observa en la Figura 7-24, el modelo reproduce las observaciones experimentales, es decir, para una determinada intensidad de Arias acumulada, el número de ciclos equivalentes (N) disminuye a medida que aumenta el valor de la distorsión de los ciclos (R). Este tipo de gráficas son adecuadas para estimar el número de ciclos equivalentes (con determinada distorsión) que inducirá uno o varios sismos con una intensidad de Arias acumulada conocida. De esta manera, quedan definidos todos los parámetros de los modelos propuestos para estimar la degradación de rigidez y de resistencia de muros de concreto con las características aquí estudiadas.

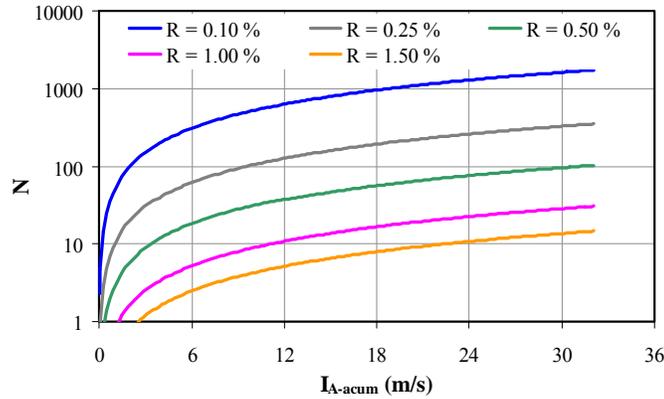


Figura 7-24. Modelo de interacción

7.4.5 Modelo de daño

Las experiencias de los sismos registrados han demostrado que es prácticamente inevitable la ocurrencia de algún nivel de daño en las estructuras y, por lo tanto, en el diseño sísmico usualmente es necesario permitir un determinado nivel de daño; de lo contrario, el costo de la estructura podría ser muy elevado. A pesar de reconocer lo anterior, el daño sísmico potencial de estructuras y los requerimientos sísmicos asociados están basados principalmente en el juicio cualitativo de la ingeniería. La mayoría de los reglamentos de diseño sísmico vigentes no incluye recomendaciones explícitas para un daño tolerable y, por lo tanto, no evalúa el desempeño de un edificio después de la ocurrencia del daño (FEMA-349, 2000). Como se indicó en el Capítulo 6, uno de los avances principales en el diseño sismorresistente ha sido el planteamiento del diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), el cual se refiere a la evaluación explícita del nivel de daño de la estructura a partir de los parámetros de la respuesta estructural, para niveles de amenaza sísmica definidos. En el DSBD, un nivel de desempeño representa básicamente una banda distinta en el espectro de daño de los elementos estructurales y no estructurales (Figura 6-1(a)). Los niveles de desempeño son introducidos como valores límite de indicadores de desempeño medibles de la respuesta estructural, tales como distorsión, ductilidad, anchura de grietas, índices de daño estructural, entre otros (Guljas y Sigmund, 2006).

En el Capítulo 6 se desarrolló un modelo envolvente de predicción de resistencia y desplazamiento basado en desempeño, para muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura. En la Tabla 6-9 se presentaron indicadores de desempeño en términos de distorsión y anchura de grietas. Las estructuras de concreto reforzado sometidas a acciones sísmicas generalmente se dañan debido a una combinación de esfuerzos cíclicos repetitivos y excursiones de esfuerzos elevados. Por esta razón, puede ser inadecuada la definición del daño sólo en términos del factor de ductilidad o de la distorsión (Park y Ang, 1985). Con el propósito de mejorar el análisis cuantitativo del daño estructural bajo una excitación sísmica determinada, en esta sección se desarrolla un modelo semi-empírico de daño, definido por la relación entre un índice de daño (ID) y el número de ciclos equivalentes (N) para un determinado valor de distorsión (R). Como se muestra en la Figura 7-25, el modelo de daño incluye límites del índice de daño (indicadores de desempeño), para los tres niveles de desempeño sísmico o estados de daño del modelo de predicción propuesto (Figura 6-4): a) ocupación inmediata (OI), b) protección de la vida (PV) y, c) seguridad al colapso (SC).

Tomando en cuenta la relación directa entre el nivel de daño y la pérdida de rigidez de los muros de concreto con las características estudiadas, se propone estimar el índice de daño (ID) por medio de la Ec. 7-23.

$$ID = 1 - \left(\frac{K}{K_o} \right) \tag{7-23}$$

donde (K/K_0) representa el cociente de la rigidez de ciclo promedio entre la rigidez inicial (K/K_0) , asociado a número de ciclos equivalentes (N) para una determinado valor de distorsión (R) , y se calcula a partir de la Ec. 7-1. En la Tabla 7-13 se indican los valores límite del índice de daño y los niveles de daño asociados. Los valores límite se establecieron de acuerdo con las recomendaciones indicadas en Ghobarah (2004). En general, se observó buena correlación entre dichos valores y el daño exhibido por los muros aquí estudiados. En la Tabla 7-13 también se asocian los valores límite de ID a cada uno de los niveles de desempeño sísmico del modelo de predicción de resistencia y desplazamiento aquí propuesto.

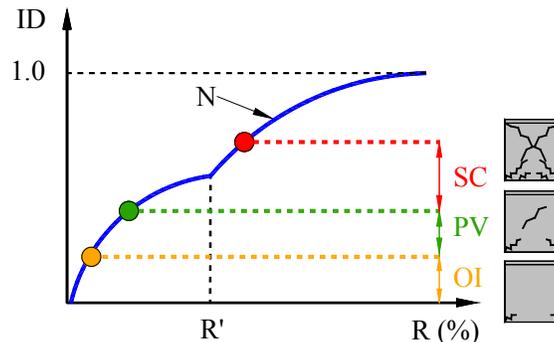


Figura 7-25. Modelo de daño

Tabla 7-13. Indicadores de desempeño en función del Índice de Daño (ID)

Nivel de desempeño	ID ⁽¹⁾	Nivel de daño
Ocupación Inmediata (OI)	$ID < 0.10$	Sin daño
	$0.10 \leq ID < 0.20$	Daño leve ⁽²⁾
Protección de la Vida (PV)	$0.20 \leq ID < 0.40$	Daño moderado ⁽²⁾
Seguridad al Colapso (SC)	$0.40 \leq ID < 0.70$	Daño significativo ⁽²⁾
---	$0.70 \leq ID < 1.00$	Daño severo: aplastamiento severo del concreto en el alma y exposición de las barras de refuerzo
---	$ID \geq 1.00$	Colapso: falla total de la estructura

Notas: ⁽¹⁾ ID = índice de daño, ⁽²⁾ La descripción de daño se presenta en la Tabla 6-9.

En la Figura 7-26 se muestran los modelos de daño en función de la geometría de los muros, pues como se mencionó en la sección 7.4.2, ésta es la característica que controla el comportamiento de la degradación de rigidez de los muros estudiados (sección 7.4.2). Como se observa en la figura, y tal como se esperaba, para un determinado valor de distorsión, el índice de daño aquí definido depende significativamente del número de ciclos con igual valor de distorsión. De forma similar a la degradación de rigidez (Figura 7-16), en la Figura 7-26 se observa que la inclusión de aberturas en los muros incrementa el índice de daño en comparación con los muros cuadrados sin aberturas. En la Figura 7-26(a) se incluyen las curvas de tendencia de los modelos de daño reportados por Ghobarah (2004), para muros controlados por cortante y por flexión. Como se observa en dicha figura, el índice de daño propuesto por Ghobarah (2004) para muros controlados por cortante no depende del número de ciclos y, por lo tanto, subestima sustancialmente el nivel de daño de los muros para vivienda, cuando N es aproximadamente mayor que cinco.

7.4.6 Número de ciclos asociados a un estado límite

A partir del modelo de degradación de resistencia desarrollado (V/V_e) , es posible determinar el número de ciclos equivalentes de igual valor de distorsión (R) , necesarios para inducir un determinado estado límite en el muro de concreto (N_f) . En general, el desempeño puede ser evaluado para varios estados límite (agrietamiento, resistencia máxima, capacidad última de deformación) o niveles de desempeño (ocupación

inmediata, protección de la vida, seguridad al colapso). Para propósitos de diseño sísmico, usualmente es necesario determinar el valor de N_f que inducirá la falla de un elemento. De acuerdo con Krawinkler (1996), la falla puede definirse como la inhabilidad del elemento para resistir una demanda sísmica impuesta, sin degradación excesiva de resistencia. Por lo tanto, se requiere la definición de una resistencia asociada con la falla, es decir, un valor de (V/V_e) que represente adecuadamente el estado de falla. Para el caso de muros de concreto con falla de cortante, es conveniente expresar esta resistencia residual como una fracción de la resistencia máxima medida. El valor de la fracción se establece a partir del conocimiento y la experiencia, y puede depender de la tasa de degradación de resistencia cerca de la falla.

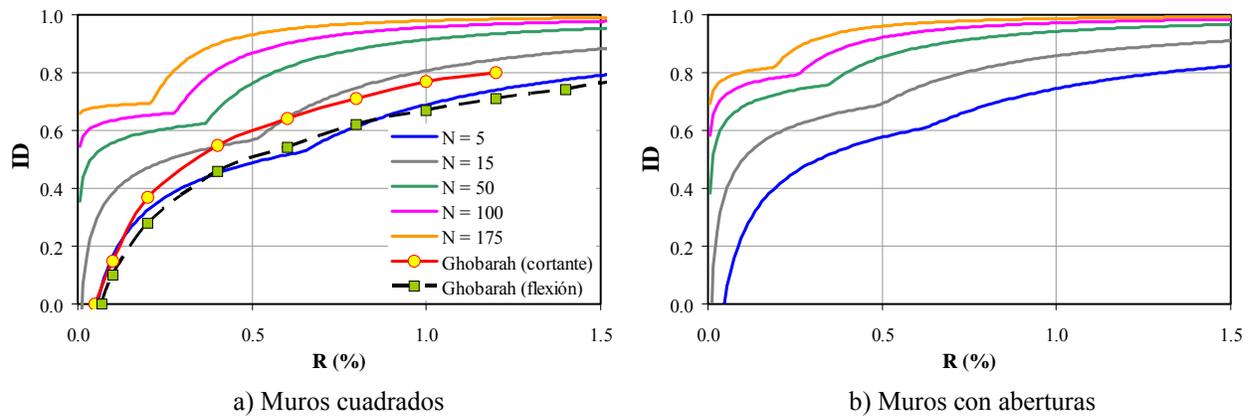


Figura 7-26. Modelos de daño

De acuerdo con los estados límite del modelo de predicción de resistencia y desplazamiento desarrollado (Figura 6-4), el estado límite último está asociado a una disminución de resistencia del 20% respecto a la resistencia máxima alcanzada. No obstante, dicho estado límite no representa una condición de falla, pues los parámetros del modelo están asociados a factores de seguridad adecuados para su utilización dentro de una metodología de diseño sísmico reglamentario. Por lo tanto, para representar la condición de falla se decidió utilizar el valor de la resistencia residual que se indica en las secciones 6.8.2 del FEMA-356 (2000) y 6.7 del ASCE-41 (2007), la cual es igual al 40% de la capacidad máxima resistente, es decir, una disminución de resistencia del 60% (Figura 2-5). De acuerdo con lo anterior, se calculó el valor N_f para diferentes valores de distorsión (0.01, 0.10, 0.30, 0.50, 0.75 y 1.00 %), utilizando la Ec. 7-10 del modelo de degradación de resistencia aquí propuesto para $R \geq R'$ (en este caso se utiliza la ecuación del segundo segmento de la curva de degradación) y $V/V_e = 0.4$. No obstante, de la misma forma se puede calcular el valor de N_f asociado a otro valor de (V/V_e) . En la Figura 7-27 se muestran los resultados obtenidos para las cuatro categorías de muros que controlan el comportamiento de la degradación de resistencia. Al graficar los datos se observó que el modo de falla es el parámetro principal que controla la tendencia de N_f y, por lo tanto, los datos se agruparon en dos categorías: muros con falla por tensión diagonal (“TD”) y muros con falla combinada (“TD-CD”). Para cada categoría se presentan se expresiones obtenidas a partir de análisis de regresión no-lineal, junto con su respectivo coeficiente de correlación (r).

En la Figura 7-27 se observa que las tendencias del número de ciclos a la falla dependen significativamente del mecanismo de resistencia involucrado en el modo de falla de los muros. Por ejemplo, como se indicó en la sección 7.3.2.4, a medida que aumenta el número de ciclos, la tasa de degradación de resistencia es mayor en muros cuyo mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, como en el caso de fallas combinadas de “TD-CD”, que en muros cuyo mecanismo de falla por “TD” está controlado por la plastificación del refuerzo y posterior fractura de los alambres. Por lo tanto, para un determinado valor de distorsión, el número de ciclos necesarios para generar la falla es menor en los muros con falla por “TD-CD” que en muros con falla por “TD”. Por ejemplo, si se supone que la distorsión permisible definida en la Tabla 6-9 está asociada al estado límite de falla y que un muro reforzado con barras corrugadas ($R_p = 0.65\%$) fallará por “TD-CD” y uno con malla de alambre soldado ($R_p = 0.35\%$) fallará por

“TD”, $N_f = 177$ ciclos para muros con falla por “TD” y $N_f = 67$ ciclos para muros con falla por “TD-CD”; es decir, el número de ciclos que se requieren para alcanzar R_p es aproximadamente 2.5 veces mayor en el muro con falla por “TD-CD” que en el muro con falla por “TD”. En la Figura 7-27 se indican los valores de N_f para las distorsiones R_p analizadas.

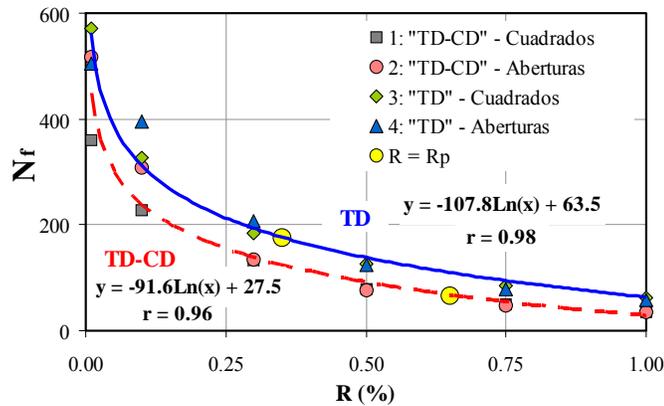


Figura 7-27. Número de ciclos asociados a la falla

7.4.7 Aplicación de los modelos

Las tendencias de los resultados experimentales permitieron comprobar que los resultados de ensayos cuasi-estáticos monótonos y cíclicos son sólo una primera aproximación del comportamiento de muros de concreto con las características aquí estudiadas, sometidos a acciones sísmicas representativas. Si bien los resultados de ensayos cuasi-estáticos cíclicos son una herramienta básica para el desarrollo de modelos histeréticos, dichos modelos deben ser ajustados a partir de los resultados observados en ensayos dinámicos. En los modelos semi-empíricos de degradación y de daño aquí desarrollados, se definen correlaciones cuantitativas entre las respuestas asociadas al comportamiento dinámico y cuasi-estático de muros de concreto para vivienda. Estos modelos fueron esenciales para comprobar que no es necesariamente correcto suponer que los resultados de ensayos cuasi-estáticos son absolutamente conservadores.

7.4.7.1 Procedimiento

Los modelos aquí presentados se desarrollaron de tal manera que puedan utilizarse fácilmente en alguna etapa del proceso de diseño y/o revisión del desempeño sísmico de muros de concreto para vivienda de baja altura. En la Figura 7-28 se muestra el procedimiento que se debe seguir para la aplicación de los modelos aquí desarrollados (degradaciones de rigidez y de resistencia e índices de daño). Como se muestra en la figura, inicialmente se debe caracterizar la demanda sísmica a partir de la intensidad de Arias acumulada (I_{A-acum}). Luego, se debe determinar el número de ciclos equivalentes (N_I) que inducirá el sismo, para un valor de distorsión determinado (R_I). Por ejemplo, como valores de R_I se pueden seleccionar los indicadores de desempeño para los estados límite del modelo de predicción de resistencia aquí desarrollado (Tabla 6-9). En seguida se pueden calcular los siguientes parámetros de la respuesta: degradación de rigidez, degradación de resistencia, número de ciclos necesario para inducir un determinado estado límite y el índice de daño.

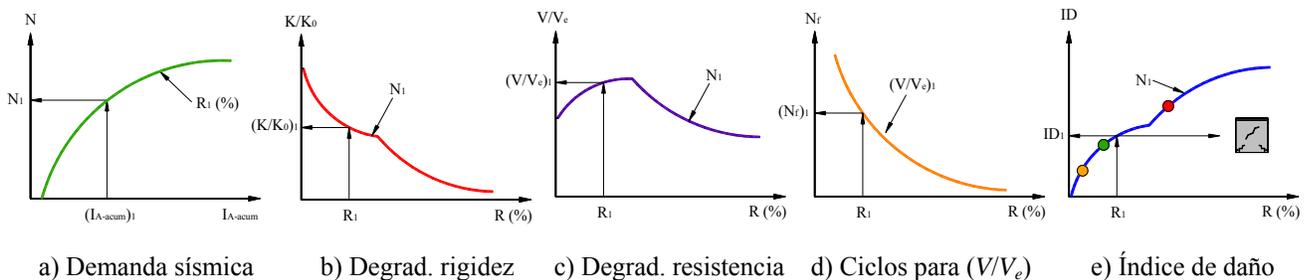
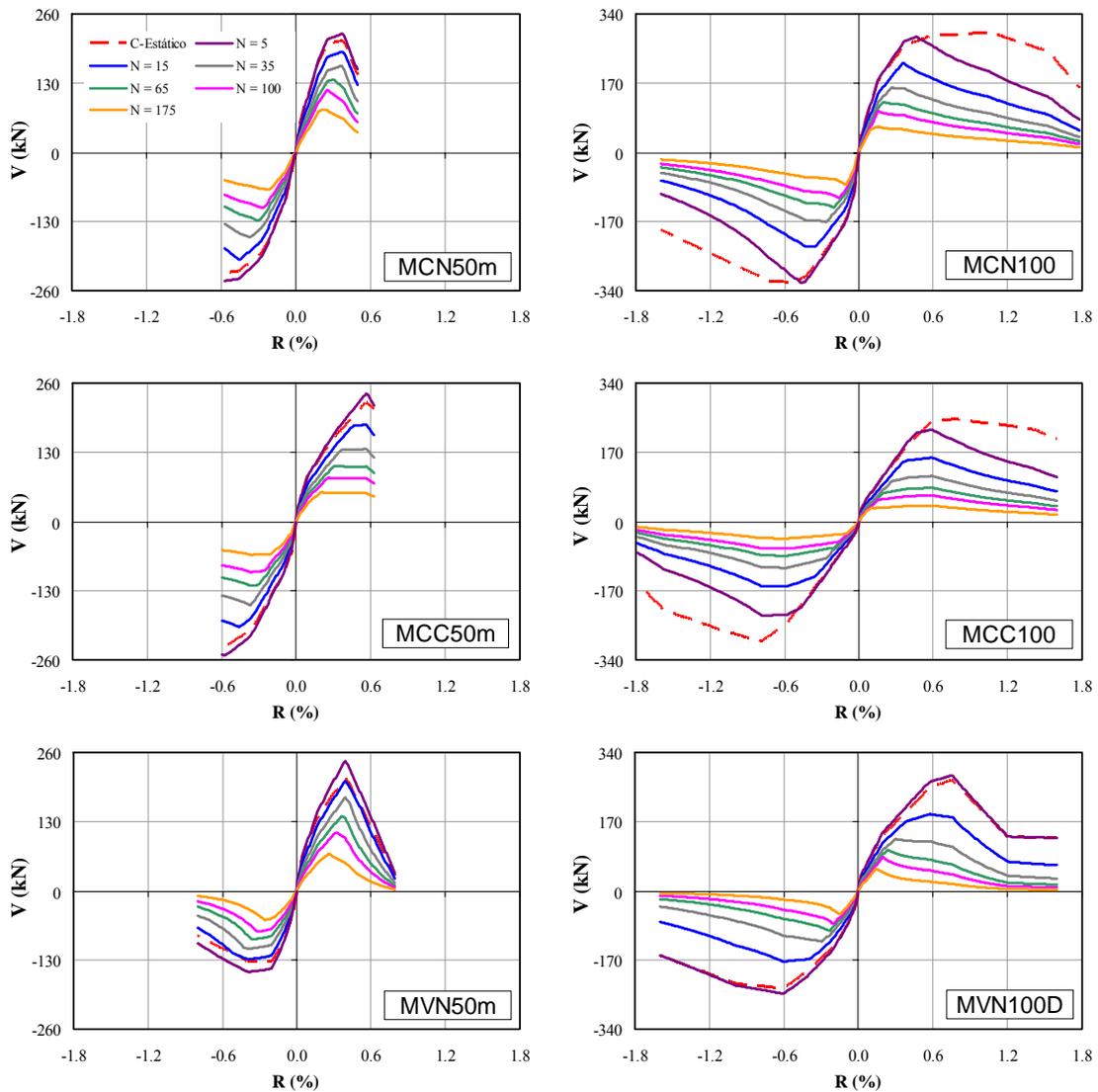


Figura 7-28. Procedimiento para aplicación de los modelos

En la Figura 7-28 sólo se intenta mostrar el procedimiento general de aplicación; no obstante, los modelos aquí desarrollados pueden utilizarse en diferentes aplicaciones para el diseño y/o revisión de desempeño sísmico de muros de concreto para vivienda. A continuación se presentan algunos ejemplos de aplicación de los modelos de degradación, suponiendo que los resultados obtenidos se utilizarán para propósitos de diseño sísmico; es decir, los modelos de degradación estarán definidos por los límites superiores de las Ecs. 7-9, 7-17 y 7-22 (valores positivos de FK , FR y FN).

7.4.7.2 Envolventes de comportamiento dinámico

Como se mencionó en la sección 7.4.3.4, los modelos de degradación de resistencia se pueden utilizar para estimar la envolvente completa del comportamiento dinámico, a partir de modelos de predicción calibrados utilizando resultados de ensayos cuasi-estáticos o a partir de la envolvente de la curva de histéresis medida en un ensayo cuasi-estático cíclico. Por ejemplo, para análisis sísmico no-lineal, los documentos FEMA-356 (2000) y ASCE-41 (2007), especifican relaciones fuerza-desplazamiento basados esencialmente en resultados de ensayos cuasi-estáticos. En la Figura 7-29 se muestran las envolventes de resistencia dinámica para valores de N diferentes ($N = 5, 15, 35, 65, 100$ y 175), obtenidas a partir de las envolventes de las curvas de histéresis medidas en los ensayos cuasi-estáticos de los modelos aquí estudiados (“C-Estático”).



a) Falla por “TD” b) Falla combinada “TD-CD”
Figura 7-29. Envolventes de resistencia dinámica para diferentes valores de N

De acuerdo con Cárdenas *et al.* (1980), las ecuaciones incluidas en la sección de requisitos generales de ACI-318 para calcular la resistencia al cortante de muros suponen que, aun para cargas laterales cíclicas reversibles, la resistencia real del elemento será igual o mayor que la calculada por medio de dichas expresiones. Sin embargo, en la Figura 7-29 se observa que la “fatiga de bajo número de ciclos” (número de ciclos) y los parámetros acumulados de respuesta puede afectar considerablemente la capacidad resistente de los muros de concreto. Por ejemplo, si la ecuación propuesta en el ACI-318 fue calibrada con resultados de ensayos cuasi-estáticos cíclicos (líneas “C-Estático” en la Figura 7-29), durante un ensayo dinámico, la resistencia puede disminuir drásticamente dependiendo del número de ciclos y del tipo de falla asociada.

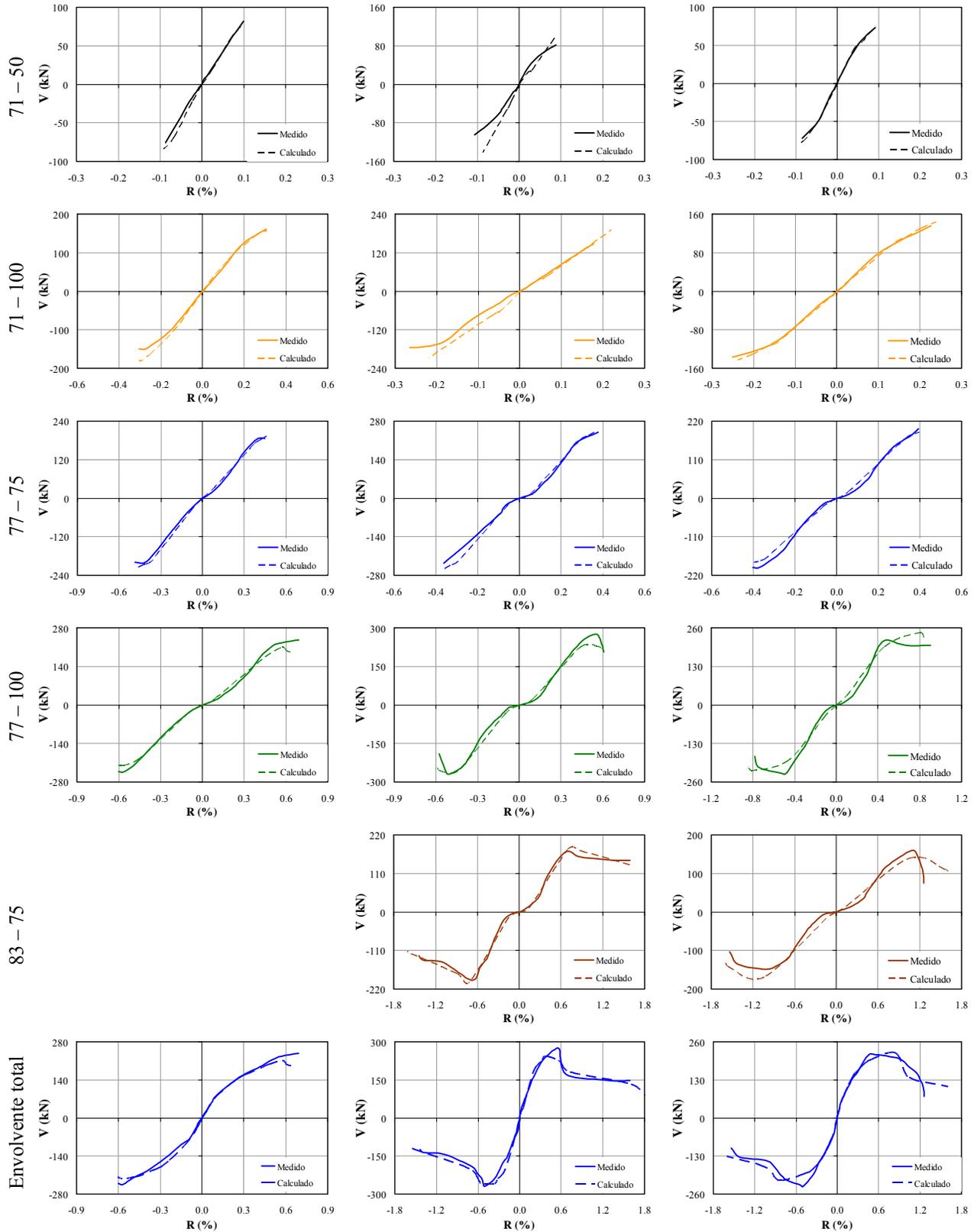
Para relacionar los modelos de degradación con la demanda sísmica, se desarrolló un modelo para calcular el número de ciclos equivalentes (N) de una determinada distorsión (R), asociados a una intensidad de Arias acumulada específica (I_{A-acum}). A partir de las envolventes de las curvas de histéresis medidas en los ensayos cuasi-estáticos y utilizando el modelo de interacción con la demanda sísmica (Figura 7-28(a) y (c)), se estimaron las envolventes de comportamiento correspondientes a los registros sísmicos (71-50, 71-100, 77-75, 77-100 y 83-75) y la envolvente total de los ensayos dinámicos de los especímenes aquí estudiados. En la Figura 7-30 se muestran los resultados experimentales (“Medido”) y analíticos (“Calculado”) en tres especímenes. Cada gráfica se dibujó en una escala particular, de tal manera que se observaran adecuadamente los resultados. Como se observa en la figura, el modelo de degradación de resistencia aquí propuesto también puede utilizarse para predecir las envolventes del comportamiento dinámico a partir de la envolvente de las curvas de histéresis medidas en ensayos cuasi-estáticos o de la envolvente de modelos de predicción calibrados utilizando resultados medidos en ensayos cuasi-estáticos.

7.4.7.3 Ajuste de modelos de predicción de resistencia

A pesar de las diferencias significativas entre los resultados de ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, la mayoría de los modelos de predicción de resistencia disponibles en los reglamentos y en la literatura disponible, ha sido calibrado utilizando exclusivamente resultados de ensayos cuasi-estáticos cíclicos o monótonos. A partir del modelo de degradación de resistencia que relaciona la resistencia dinámica y la resistencia máxima asociada al comportamiento cuasi-estático (V/V_{e-max}), es posible ajustar este tipo de ecuaciones, de tal manera que pueda obtenerse la capacidad resistente de un muro de concreto con las características estudiadas, al estar sometido a un determinado registro sísmico. Por ejemplo, los modelos de predicción de la resistencia propuestos por NTC-C (2004), ACI-318 (2008), Sánchez (2010), entre otros (Capítulo 2), se calibraron utilizando resistencias medidas durante ensayos cuasi-estáticos. Por lo tanto, la resistencia a cortante de muros de concreto que es calculada a partir de dichos modelos (V_{max}), correspondería a la resistencia “cuasi-estática” máxima, V_{e-max} . Por lo tanto, de acuerdo con la Ec. 7-18, la resistencia dinámica para un registro sísmico con características específicas, se puede estimar utilizando la Ec. 7-24.

$$V = V_{max} \times \left(\frac{V}{V_e} \right) \times \left(\frac{V_e}{V_{e-max}} \right) \quad (7-24)$$

donde (V/V_e) corresponde a los resultados del modelo de degradación de resistencia definido por la Ec. 7-10, y (V_e/V_{e-max}) representa la relación entre las fuerzas cortantes cuasi-estáticas y las fuerza cortante cuasi-estáticas máxima (Tabla 7-10). En el Capítulo 6 se desarrolló un modelo para predecir la capacidad resistente de muros de concreto para vivienda (Ec. 6-2). Para la calibración de dicho modelo se utilizaron resistencias a cortante medidas durante ensayos cuasi-estáticos y dinámicos; es decir, aproximadamente el 80% de los resultados corresponden a ensayos cuasi-estáticos y el 20% restante a ensayos dinámicos en mesa vibradora. Como se indicó en la sección 6.4.7.1, para los registros sísmicos utilizados, el modelo aquí propuesto predice, con un nivel de aproximación similar, la capacidad de resistencia y desplazamiento de muros ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica. Si se supone, de forma conservadora, que dicho modelo de predicción se calibró utilizando exclusivamente resultados de ensayos cuasi-estáticos, la resistencia a cortante calculada por medio de la Ec. 6-2 (V_{max}), correspondería a V_{e-max} . Por lo tanto, al reemplazar la Ec. 6-2 en la Ec. 7-24, se obtiene la Ec. 7-25.



a) Falla por "TD" (MCN50mD) b) Falla por "TD-CD" (MCL100D) c) Falla por "TD-CD" (MVN100D)

Figura 7-30. Envolventes medidas y calculadas de las curvas de histéresis dinámicas

$$V = \left\{ [\alpha_1 \sqrt{f'_c} + \eta_h \rho_h f_{yh}] A_w \leq \alpha_2 \sqrt{f'_c} A_w \right\} \times \left(\frac{V}{V_e} \right) \times \left(\frac{V_e}{V_{e-\max}} \right) \quad (7-25)$$

De esta manera, para cada uno de los modelos estudiados se calcularon las resistencias dinámicas asociadas a los registros utilizados (71-50, 71-100, 77-75, 77-100 y 83-75). En la Figura 7-31 se muestran los resultados analíticos (“Calculado”) y las envolventes experimentales (“Medido”) en tres especímenes. En la última fila de la figura se muestra la predicción de la capacidad resistente sin tener en cuenta el efecto dinámico (V_{max}). De modo similar a la Figura 7-30, cada gráfica se dibujó en una escala particular, de tal manera que se observaran adecuadamente los resultados.

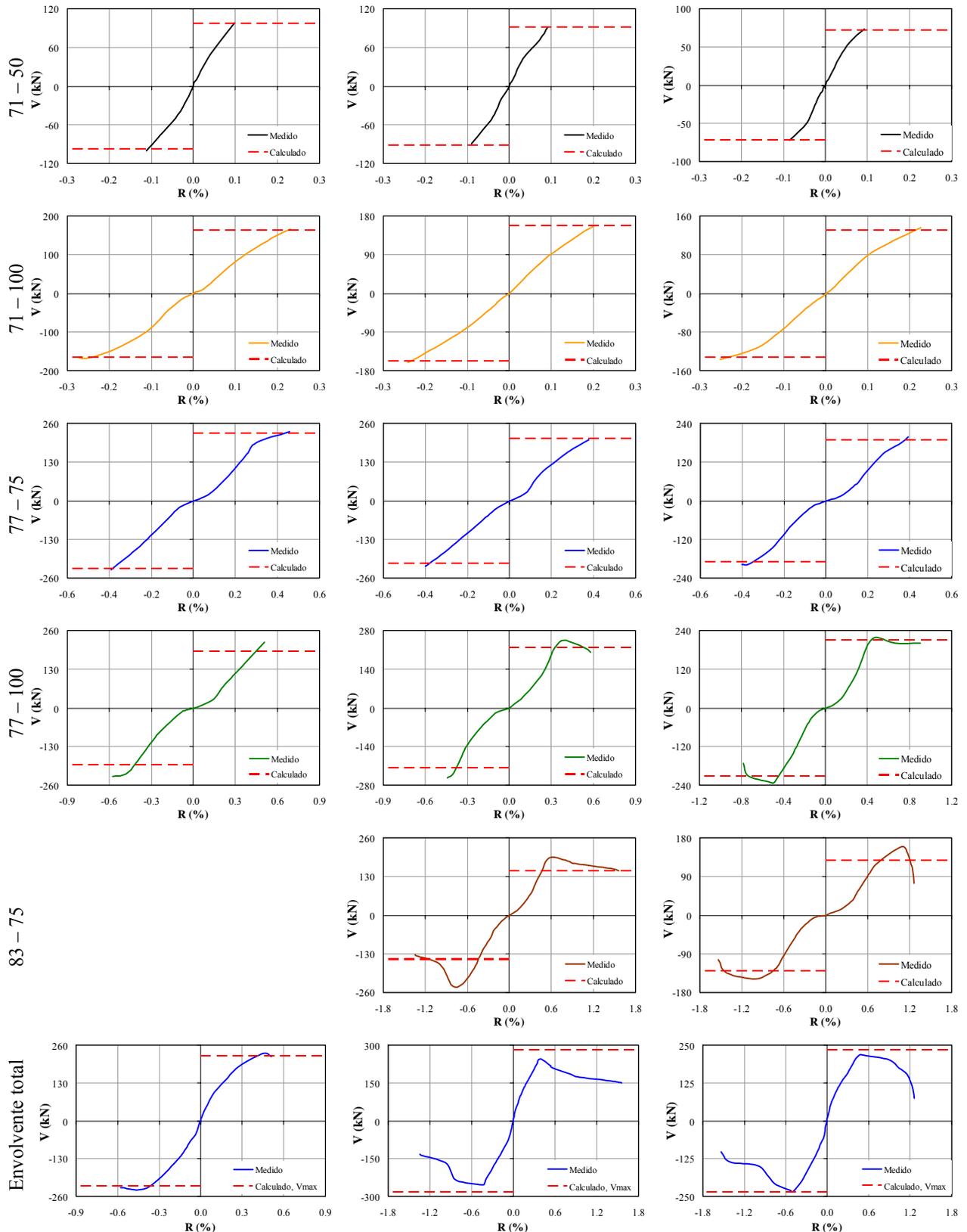
Como se observa en la Figura 7-31, el modelo de degradación definido por la Ec. 7-24, predice la resistencia asociada al valor de la distorsión máxima alcanzada; es decir, para el caso de distorsiones mayores que la distorsión asociada a la resistencia, el modelo predice la resistencia residual. Asimismo, en la Figura 7-31 se observa que el modelo de degradación de resistencia (Ec. 7-24), también puede utilizarse para predecir la capacidad de resistencia residual dinámica a partir de la resistencia calculada con un modelo de predicción calibrado utilizando resultados medidos en ensayos cuasi-estáticos. Sin embargo, los resultados dependerán de la bondad del modelo para predecir la capacidad resistente. En este caso, se utilizó el modelo de predicción desarrollado en este estudio, el cual se comprobó que simula adecuadamente la respuesta de muros de concreto con las características particulares de vivienda de baja altura (Capítulo 6).

7.4.7.4 Curvas de degradación de rigidez

Asimismo, se calcularon las curvas de degradación de rigidez dinámica de los especímenes a partir del modelo de degradación de rigidez y el modelo de interacción con la demanda sísmica (Figura 7-28(a) y (c)). En la Figura 7-32 se muestran los resultados analíticos (“Dinámico-Calculado”) para tres especímenes. Con fines de comparación, en la figura se incluye la curva de degradación de rigidez experimental asociada al primer ciclo de deformación de los ensayos cuasi-estáticos. Harris y Sabnis (1999) indican que al aumentar la velocidad de aplicación de carga es probable que la rigidez elástica sea similar a la obtenida a partir de ensayos con velocidades bajas de carga. Sin embargo, en la Figura 7-32 se observa que, para la secuencia de registros sísmicos utilizados en los tres especímenes, la degradación de rigidez promedio del ensayo dinámico fue menor que la observada en el ensayo cuasi-estático. Las curvas simplificadas de degradación de rigidez como las que se muestran en la Figura 7-32, también son una herramienta adecuada para revisión del comportamiento estructural o para diseño sísmico, especialmente aquel basado en desplazamientos.

7.5 Resumen y discusión de resultados

Aunque los ensayos cuasi-estáticos son los más simples de llevar a cabo, en el protocolo de carga simplificado de esta técnica se ignoran los efectos dinámicos principales que se observan en estructuras sometidas a acciones sísmicas, lo cual puede generar dudas sobre la confiabilidad de estos métodos (Bertero *et al.*, 1977; Paulson y Abrams, 1990; León y Deierlein, 1996; Mosalam *et al.*, 2008; entre otros). Las diferencias entre ensayos dinámicos y cuasi-estáticos están relacionadas principalmente con la propagación del daño, así como con la evolución de la resistencia, rigidez y disipación de energía (Calvi *et al.*, 1996). En la literatura disponible no se presentan correlaciones cuantitativas entre los resultados de ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, asociadas al comportamiento a cortante de muros de concreto. Por lo tanto, a partir de los resultados experimentales obtenidos de muros ensayados bajo carga dinámica y cuasi-estática, en este capítulo se han desarrollado modelos semi-empíricos de degradación de rigidez y de resistencia para muros de concreto con las características estudiadas. Asimismo, se ha propuesto un modelo semi-empírico de interacción de la demanda sísmica y los parámetros que definen el comportamiento de los modelos de degradación. De igual forma, se ha desarrollado un modelo semi-empírico de daño que permite mejorar el análisis cuantitativo del daño estructural bajo una excitación sísmica determinada. A continuación se presentan las observaciones principales y se discuten los resultados.



a) Falla por “TD” (MCL50mD) b) Falla por “TD-CD” (MCL100D) c) Falla por “TD-CD” (MVN100D)

Figura 7-31. Resistencias máximas medidas y calculadas de las curvas de histéresis dinámicas

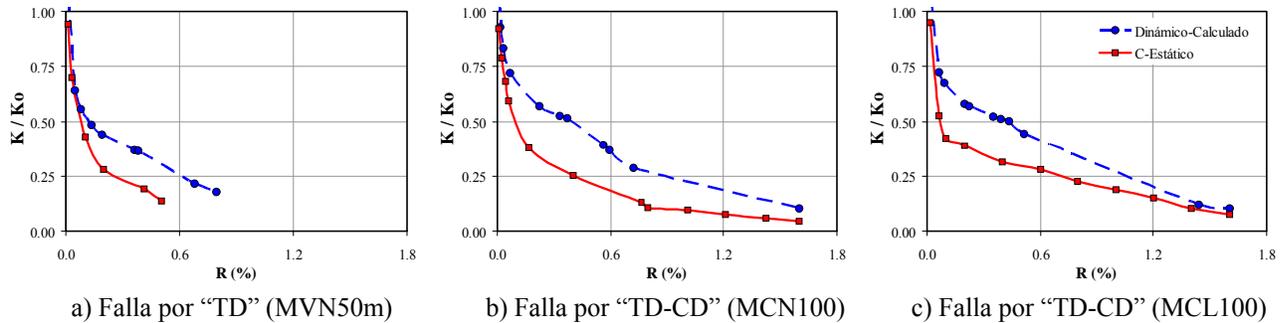


Figura 7-32. Curvas características de degradación de rigidez

7.5.1 Comparación del comportamiento

7.5.1.1 Curvas de histéresis

- Para comparar objetivamente las curvas de histéresis de los especímenes ensayados dinámicamente con los especímenes similares ensayados bajo carga lateral cíclica, la capacidad resistente se normalizó utilizando una expresión de predicción de resistencia a cortante. Aunque normalmente se utilizan parámetros como $\sqrt{f_c}$ o f_t , no parece adecuado describir el estado real de esfuerzos en los muros a partir de un factor único de normalización, especialmente para demandas de distorsión en las cuales la contribución del concreto a la resistencia a cortante es relativamente baja. De acuerdo con las tendencias observadas, los resultados se agruparon en función del modo de falla de los muros; es decir, falla por "TD" caracterizada por la plastificación y posterior fractura de los alambres de malla (muros reforzados con malla de alambre soldado) y falla combinada de "TD-CD" (muros reforzados con barras corrugadas) gobernada por el aplastamiento del concreto y la fluencia de algunas barras en el alma del muro.
- En cuanto a los muros con falla por "TD-CD", en los ensayos bajo carga lateral cíclica reversible, la degradación de resistencia inició en distorsiones mayores que las asociadas al esfuerzo cortante máximo y la tasa de degradación fue baja. En cambio, en los ensayos dinámicos, la degradación de resistencia inició tan pronto se alcanzó el esfuerzo cortante máximo y la tasa de degradación fue más pronunciada. En los muros con falla por "TD" no se observaron diferencias importantes, ya que la porción inelástica fue menor que la de los muros con barras corrugadas, especialmente en los especímenes cuadrados.
- Al comparar las envolventes de las curvas de histéresis se observó que existen diferencias evidentes entre las envolventes obtenidas de ensayos cuasi-estáticos y dinámicos, especialmente en términos de la capacidad resistente. Por ejemplo, en los muros con falla por "TD", la capacidad resistente del ensayo dinámico fue mayor que la envolvente del ciclo de repetición del ensayo cuasi-estático, pero no se observaron diferencias importantes en cuanto a la capacidad de desplazamiento. En los muros con falla combinada de "TD-CD", las dos envolventes fueron esencialmente comparables, pero la capacidad de desplazamiento fue menor en los muros ensayados de forma dinámica.
- De acuerdo con Hernández y Zermeño (1980), los muros con falla de cortante tienen comportamiento histérico inadecuado a causa del deterioro progresivo de su resistencia bajo cargas laterales cíclicas y a la baja disipación de energía en los ciclos de histéresis. En los muros estudiados también se observó este comportamiento.
- En general, las tendencias de los resultados medidos en los muros estudiados validan lo indicado en el documento FEMA-P440A (2009); es decir, los efectos de la degradación cíclica son sustancialmente importantes en estructuras de periodo corto y en sistemas con degradación fuerte de la resistencia dentro de los ciclos.

7.5.1.2 Propagación del agrietamiento

Aunque el modo de falla de los muros ensayados de forma cuasi-estática fue comparable al de los muros ensayados dinámicamente, en los especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica, el nivel de agrietamiento en el alma fue mayor que el observado en los muros ensayados en mesa vibradora. Las diferencias en la propagación del agrietamiento fueron originadas principalmente por el efecto de la tasa de deformación de los

ensayos. Por ejemplo, en los ensayos cuasi-estáticos se permite libre propagación del agrietamiento durante las pausas que se hacen en los puntos máximos para documentar el daño. Este mismo efecto se ha observado durante el ensayo de estructuras de concreto (León y Deierlein, 1996; Flores *et al.* (2007; Sánchez, 2010) y de una forma mucho más pronunciada en estructuras de mampostería no reforzada (Paulson y Abrams, 1990).

7.5.1.3 *Velocidad de aplicación de carga*

A partir del análisis de los cocientes entre los valores de velocidad de aplicación de carga medidos en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, así como los resultados experimentales de los muros estudiados y de los reportados en la literatura (Scott *et al.*, 1982; Shah *et al.*, 1987; Masayuki y Ezaki, 2000; Matsuoka *et al.*, 2006), se comprobó que los incrementos de resistencia observados en algunos ensayos dinámicos en comparación con los ensayos cuasi-estáticos cíclicos están relacionados con el efecto de la velocidad de aplicación de carga. Sin embargo, en ciertos estudios donde la velocidad de carga incrementó la capacidad resistente (Scott *et al.*, 1982; Matsuoka *et al.*, 2006), no se incluyó el efecto de la carga cíclica (parámetros acumulados de distorsión y disipación de energía), ni el número de ciclos sobre la respuesta dinámica. Actualmente se reconoce que estos parámetros generan degradación de la capacidad; por ejemplo, en la literatura se ha reportado la disminución de resistencia entre muros de concreto (Barda *et al.*, 1977; Cárdenas *et al.*, 1980; Lin y Kuo; 1980; Sánchez, 2010) y de mampostería (Tomazevic, 2000) ensayados bajo carga lateral cuasi-estática cíclica y monótona.

7.5.1.4 *Número de ciclos*

- Se reconoce ampliamente que las fallas y la vulnerabilidad de los elementos y sistemas estructurales son influenciadas por la “fatiga de bajo número de ciclos” o el número de ciclos de respuesta inelástica. Por ejemplo, en el estudio de Bertero *et al.* (1977), las repeticiones de cargas laterales reversibles redujeron la capacidad dúctil e incrementaron las degradaciones de rigidez inicial, resistencia y energía disipada. Asimismo, en el estudio de Mo y Kuo (1998), se observó que los desplazamientos y la energía disipada correspondientes a la resistencia disminuyeron por el incremento del daño asociado con el mayor número de ciclos de carga. En el estudio de Teramoto *et al.* (2000) también se observó que los especímenes sometidos a movimientos sísmicos de larga duración sufren daño más severo en el intervalo inelástico, que los especímenes sometidos a movimientos de corta duración, aun si los dos movimientos sísmicos generan el mismo espectro de respuesta elástico. Adicionalmente, Krawinkler (1996) indica que tanto los parámetros básicos de la capacidad sísmica de un elemento estructural (resistencia, rigidez y desplazamiento inelástico) como los parámetros de la capacidad acumulada (disipación de energía) se deterioran a medida que incrementa el número y la amplitud de los ciclos de daño.
- A partir de los resultados experimentales aquí presentados, se observó que el número de ciclos equivalentes para una demanda de distorsión determinada difiere considerablemente entre los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos. Por ejemplo, para la distorsión asociada a la resistencia, el número de ciclos equivalentes fue aproximadamente constante e igual a cinco, en promedio, en todos los ensayos cuasi-estáticos, pero en los ensayos dinámicos los valores promedio fueron aproximadamente iguales a 33 y 87 para muros con falla por “TD” y por “TD-CD”, respectivamente.
- Aunque en los muros con falla por “TD” la envolvente total de resistencia de la curva de histéresis del ensayo dinámico fue mayor que la envolvente del ciclo de repetición del ensayo cuasi-estático, en el ensayo dinámico el número de ciclos fue, en promedio, 9 veces mayor para la distorsión asociada a la resistencia. En los muros con falla combinada de “TD-CD”, las dos envolventes fueron en general comparables, aun cuando la diferencia del número de ciclos fue, en promedio, 15 veces mayor para la distorsión asociada a la resistencia. Por lo tanto, se comprobó que el efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” es una variable fundamental para explicar las diferencias del comportamiento de muros de concreto de baja altura. Sin embargo, actualmente no se tiene en cuenta el número de ciclos para reportar las diferencias de resistencia entre los dos tipos de ensayo, ni para el diseño sísmico de elementos, al menos, de forma explícita.

7.5.1.5 *Energía disipada acumulada*

- A partir de los resultados experimentales se observó que, en el ensayo dinámico, los parámetros acumulados de la energía disipada y la demanda de distorsión son evidentemente mayores que en el ensayo cuasi-estático. Las diferencias de la energía disipada fueron más pronunciadas en los muros con falla por “TD” y, por lo tanto, se comprobó que el efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” (número de ciclos) depende del tipo de mecanismo de resistencia involucrado en el modo de falla de los muros. Por ejemplo, cuando el mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, como en el caso de fallas combinadas de “TD-CD”, a medida que aumenta el número de ciclos se incrementa considerablemente la tasa de degradación de resistencia y rigidez, se hace más evidente el estrangulamiento de los ciclos de histéresis y, por lo tanto, disminuye la capacidad de disipación de energía de los especímenes. En cambio, cuando el mecanismo de falla por “TD” está controlado por la plastificación del refuerzo y posterior fractura de los alambres, el número de ciclos no afecta de forma importante la degradación de las propiedades de resistencia y rigidez.
- En los ensayos cuasi-estáticos se observó que la energía disipada acumulada fue un poco mayor en los especímenes con falla combinada de “TD-CD” que en aquéllos con falla de “TD”; es decir, a diferencia de los ensayos dinámicos, no se evidenció el efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” sobre el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto. Por lo tanto, también se comprobó que cuando se desprecia el efecto del número de ciclos en los mecanismos de resistencia, se pueden obtener tendencias diferentes a las observadas en los ensayos dinámicos.

7.5.1.6 *Factores de amortiguamiento*

- Los valores iniciales del factor de amortiguamiento de los muros de concreto durante los ensayos dinámicos fueron cercanos al 6%. El amortiguamiento total de la vivienda será al menos igual que dicho valor y, por lo tanto, el factor de amortiguamiento del 5% que se supone en el análisis dinámico lineal de viviendas de concreto se considera adecuado para fines de diseño reglamentario.
- Se observó que, tanto en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, los factores de amortiguamiento en los muros con falla por “TD” fueron un poco mayores que en los muros con falla por “TD-CD”. Por lo tanto, de modo similar a la tendencia de la energía disipada acumulada, cuando el mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, tal como en el caso de fallas combinadas de “TD-CD”, los ciclos de histéresis se tornan más delgados e inestables y, por lo tanto, se obtienen factores de amortiguamiento menores que en el caso de fallas por “TD” controladas por la plastificación/fluencia del acero de refuerzo.
- También se observó un ligero incremento de los valores medidos en los ensayos dinámicos en comparación con los ensayos cuasi-estáticos, lo cual está relacionado con mayores valores del número de ciclos y de la energía disipada acumulada en los ensayos dinámicos. Sin embargo, los incrementos leves de los factores de amortiguamiento no generaron diferencias apreciables en la forma de las curvas de histéresis medidas en los dos tipos de ensayo.

7.5.2 **Modelos de degradación**

- Actualmente, la evaluación del efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” y los parámetros acumulados de distorsión y energía disipada, juega un papel esencialmente secundario en el diseño sísmico de estructuras de concreto; sin embargo, estos efectos pueden acelerar significativamente la degradación estructural. De acuerdo con Petryna *et al.* (2002), la acumulación del daño en el concreto ocasionado por tales efectos y que se observa en experimentos, no puede ser descrita por las teorías lineales clásicas, ya que dicha acumulación es un proceso no-lineal. Por lo tanto, la mayoría de los modelos que han intentado incluir los parámetros que afectan la degradación del concreto o de elementos de concreto, ha sido desarrollado parcial o totalmente con base en los parámetros medidos en pruebas experimentales (Hsu, 1981; Shkolnik, 1996; Petryna *et al.*, 2002; Maekawa y El-Kashif, 2004; Tsuno y Park, 2004; entre otros).
- En el documento FEMA-P440A (2009) se proponen correlaciones entre la respuesta dinámica no-lineal y la envolvente de capacidad medida en un ensayo monótono. Sin embargo, en dicho estudio las

correlaciones fueron obtenidas a partir de ensayos cuasi-estáticos; es decir, no se incluyó de forma directa el efecto dinámico.

- Con base en los resultados experimentales de seis especímenes ensayados dinámicamente en mesa vibradora, junto con los resultados de seis especímenes similares ensayos bajo carga lateral cíclica reversible, se desarrollaron modelos semi-empíricos de degradación de rigidez y de resistencia, así como un modelo de interacción con la demanda sísmica. La forma funcional de las ecuaciones que gobiernan el comportamiento de los modelos se estableció a partir de las tendencias de los parámetros medidos, y las constantes de las ecuaciones se calcularon utilizando un análisis de regresión no-lineal iterativo.
- Los datos procesados de cada muro fueron agrupados con especímenes de características similares, tomando en cuenta los parámetros que controlan el comportamiento de cada modelo de degradación. Para el caso de la rigidez, este parámetro corresponde exclusivamente a la geometría del muro, pues el comportamiento de la rigidez de los muros con concretos de peso normal y peso ligero fue comparable. Para el caso de la resistencia, los parámetros corresponden al modo de falla a cortante y a la geometría del muro.
- Los valores de los dos parámetros estadísticos utilizados para medir la precisión de los modelos indicaron que la correlación entre los valores de degradación de rigidez y de resistencia observados y aquéllos calculados con los modelos propuestos, es aceptable.
- El modelo de degradación de rigidez aquí propuesto permite estimar la degradación de rigidez dinámica respecto a la rigidez dinámica inicial. En cuanto al modelo de degradación de resistencia, éste permite predecir la degradación de resistencia dinámica a partir de la resistencia asociada al comportamiento cuasi-estático cíclico; por ejemplo, a partir de la envolvente de las curvas de histéresis medidas en ensayos cuasi-estáticos, la envolvente de modelos de predicción calibrados utilizando resultados medidos en ensayos cuasi-estáticos o a partir del valor de la resistencia asociada al comportamiento cuasi-estático cíclico. Los modelos de degradación se plantearon en función del número de ciclos equivalentes con distorsión constante y del valor de la distorsión. El modelo de interacción permite estimar el número de ciclos equivalentes, a partir de la intensidad de Arias acumulada de los registros sísmicos y el valor de la demanda de distorsión de los ciclos.

7.5.2.1 *Degradación de rigidez*

- A partir de las curvas de degradación de rigidez, se observó que, la rigidez dinámica es mayor que la rigidez medida en un ensayo cuasi-estático cíclico, solamente cuando el número de ciclos equivalentes es menor o igual que aproximadamente 20.
- En cuanto al efecto de la geometría, se observó que la tasa de degradación de rigidez es mayor en los muros con aberturas; es decir, tal como se esperaba, la inclusión de aberturas tipo puerta y/o ventana tienen efecto negativo en la degradación de rigidez de muros de concreto de baja altura.

7.5.2.2 *Degradación de resistencia*

- A partir de las curvas de degradación de resistencia, se observó que, la resistencia medida en el ensayo dinámico es mayor que la resistencia del ensayo cuasi-estático, solamente cuando el número de ciclos equivalentes es menor que aproximadamente seis.
- En cuanto al efecto del modo de falla, se observó que en los muros con falla por “TD-CD”, el segmento de degradación pronunciada inicia más rápido y la tasa de degradación de resistencia es mayor que en los muros con falla por “TD”. Por lo tanto, el modelo de degradación refleja las tendencias observadas, es decir, la degradación de resistencia es más pronunciada cuando el mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, tal como en el caso de fallas por “TD-CD”, que cuando la falla está gobernada por la plastificación y posterior fractura de los alambres de refuerzo, es decir, en fallas por “TD”.
- En cuanto al efecto de la geometría del muro, se observó que a pesar de que no existen diferencias importantes en el primer segmento del comportamiento, la degradación en el segundo segmento de los muros cuadrados es mayor que en los con muros aberturas. En el estudio experimental de Hidalgo *et al.* (2002), también se observó que la degradación de resistencia aumentó al disminuir la relación de aspecto

de los muros. Por lo tanto, similar a lo indicado por Leiva y Montaña (2001), el aumento de la contribución de las deformaciones por flexión y/o la clara interacción del cortante y la flexión que se observó en los muros con aberturas, disminuyen la degradación de resistencia dinámica en comparación con la cuasi-estática. Esta tendencia se observa frecuentemente en la práctica de la ingeniería sísmica, es decir, la degradación de resistencia de un elemento con comportamiento a flexión es menor que la de un elemento con comportamiento a cortante.

7.5.2.3 Interacción con la demanda sísmica

- El modelo semi-empírico de interacción aquí propuesto facilita la utilización de los modelos de degradación en problemas de la ingeniería sísmica, ya que éste relaciona las características de la demanda sísmica y los parámetros que definen los modelos de degradación.
- Para representar apropiadamente la demanda sísmica se seleccionó la intensidad de Arias (1970), la cual se considera como una medida del potencial destructivo asociado a un registro de aceleraciones y tiene en cuenta no sólo el valor de la intensidad máxima sino la historia del registro en términos de intensidad y duración.
- En general, se observó que el modelo de interacción reproduce las observaciones experimentales; es decir, para una determinada intensidad de Arias acumulada, el número de ciclos equivalentes disminuye a medida que aumenta el valor de la distorsión de los ciclos.

7.5.3 Modelo de daño

- Uno de los avances principales en el diseño sismorresistente ha sido el planteamiento del diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), el cual se refiere a la evaluación explícita del nivel de daño de la estructura a partir de los parámetros de la respuesta estructural, para niveles de amenaza sísmica definidos. En el DSBD, un nivel de desempeño representa básicamente una banda distinta en el espectro de daño de los elementos estructurales y no estructurales.
- En el Capítulo 6 se desarrolló un modelo envolvente de predicción de resistencia y desplazamiento basado en desempeño, para muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura. Inicialmente, se establecieron indicadores de desempeño en términos de distorsión y anchura de grietas. Con el propósito de mejorar el análisis cuantitativo del daño estructural bajo una excitación sísmica determinada, se desarrolló un modelo semi-empírico de daño, definido por la relación entre un índice de daño y el número de ciclos equivalentes para un determinado valor de distorsión. Adicionalmente, se proponen límites del índice de daño (indicadores) para los tres niveles de desempeño sísmico o estados de daño del modelo de predicción propuesto: a) ocupación inmediata, b) protección de la vida y, c) seguridad al colapso.
- Tomando en cuenta la relación directa entre el nivel daño y la pérdida de rigidez de los muros de concreto con las características estudiadas, se propone estimar el índice de daño a partir del modelo de degradación desarrollado, es decir, con base en el cociente de la rigidez de ciclo promedio entre la rigidez inicial (K/K_0), asociado a un número de ciclos equivalentes para un determinado valor de distorsión (R)
- Los valores límite del índice de daño se establecieron de acuerdo con las recomendaciones indicadas en Ghobarah (2004). En general, se observó buena correlación entre dichos valores y el daño exhibido por los muros aquí estudiados.
- A partir de las curvas del índice de daño, se observó que el índice propuesto por Ghobarah (2004) para muros controlados por cortante, no depende del número de ciclos y, por lo tanto, subestima sustancialmente el nivel de daño de los muros para vivienda, especialmente cuando el número de ciclos es aproximadamente mayor que cinco.

7.5.4 Número de ciclos asociados la falla

- A partir del modelo de degradación de resistencia desarrollado, es posible estimar el número de ciclos equivalentes de igual valor de distorsión, necesarios para inducir un determinado estado límite en el muro.

En general, el desempeño puede ser evaluado para varios estados límite (agrietamiento, resistencia máxima, capacidad última de deformación) o niveles de desempeño (ocupación inmediata, protección de la vida, seguridad al colapso).

- Para propósitos de comparación, se determinó el número de ciclos que induciría la falla de los muros. Al graficar los datos se observó que el mecanismo de resistencia involucrado en el modo de falla, es el parámetro principal que controla la tendencia del número de ciclos. Tal como se esperaba, para un determinado valor de distorsión, el número de ciclos necesarios para generar la falla es menor en los muros gobernados por el aplastamiento del concreto (falla combinada de “TD-CD”) que en muros controlados por la plastificación y posterior fractura de los alambres de malla (falla por “TD”).

7.5.5 Aplicación de los modelos

- Las tendencias de los resultados experimentales permitieron comprobar que los resultados de ensayos cuasi-estáticos monótonos y cíclicos son sólo una primera aproximación del comportamiento de muros de concreto con las características aquí estudiadas, sometidos a acciones sísmicas representativas.
- Adicionalmente, los modelos semi-empíricos de degradación desarrollados fueron esenciales para comprobar que no es necesariamente correcto suponer que los resultados de ensayos cuasi-estáticos son conservadores, ya que la capacidad de resistencia y desplazamiento depende no sólo de la velocidad de aplicación, sino del efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos”, los parámetros acumulados de la distorsión y la energía disipada y, por supuesto, de la interacción de dichos parámetros. En general, los modelos se desarrollaron de tal manera que puedan utilizarse fácilmente en el diseño y/o la revisión del desempeño sísmico de muros de concreto para vivienda de baja altura.
- La mayoría de los modelos histeréticos disponibles en la literatura suponen que la degradación de rigidez es una función de la amplitud máxima del ciclo de deformación experimentado por el elemento, pero que ésta no depende del número de ciclos (Wang y Shah, 1987). Sin embargo, la respuesta medida en los experimentos aquí presentados mostró que la rigidez y la resistencia de un elemento continúan disminuyendo cuando se somete repetidamente al mismo desplazamiento máximo.
- A partir de las correlaciones aquí obtenidas, en los programas experimentales de muros de concreto para vivienda de baja altura, es posible estudiar más variables en ensayos cuasi-estáticos y repetir en ensayos dinámicos sólo algunos de los casos más representativos.

7.5.5.1 *Envolturas de comportamiento dinámico*

- A partir de la comparación de los resultados calculados y medidos, se comprobó que los modelos de degradación de resistencia se pueden utilizar para estimar la envoltura completa del comportamiento dinámico a partir de modelos de predicción calibrados utilizando resultados de ensayos cuasi-estáticos o a partir de la envoltura de la curva de histéresis medida en un ensayo cuasi-estático cíclico.
- Si bien los resultados de ensayos cuasi-estáticos cíclicos son una herramienta básica para el desarrollo de modelos histeréticos, dichos modelos deben ser ajustados a partir de los resultados observados en ensayos dinámicos. Se considera que los modelos de degradación aquí propuestos son una herramienta eficiente para el ajuste de modelos histeréticos disponibles o el desarrollo de modelos que consideren los efectos del daño de forma directa.

7.5.5.2 *Ajuste de modelos de predicción de resistencia*

- A pesar de las diferencias significativas entre los resultados de ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, la mayoría de los modelos de predicción de resistencia disponibles en los reglamentos y en la literatura disponible (NTC-C (2004), ACI-318 (2008), Sánchez (2010), entre otros), ha sido calibrado para representar la respuesta observada durante ensayos cuasi-estáticos monótonos o cíclicos y, por lo tanto, usualmente se supone que la resistencia real del elemento será igual o mayor que la calculada por medio de dichas expresiones. A partir de los resultados aquí presentados, se comprobó que durante una acción sísmica, la resistencia puede disminuir drásticamente dependiendo del número de ciclos y del tipo de falla

asociada y, por lo tanto, la ecuación de predicción probablemente estimará la resistencia de forma insegura.

- Con base en los resultados calculados y medidos, es posible afirmar que el modelo de degradación de resistencia que relaciona la resistencia dinámica y la resistencia máxima asociada al comportamiento cuasi-estático, es una herramienta eficiente para ajustar este tipo de ecuaciones, de tal manera que pueda obtenerse la capacidad resistente de un muro de concreto con las características estudiadas, a partir de las características propias del evento sísmico.

7.5.5.3 *Curvas de degradación de rigidez*

- Las curvas de degradación de rigidez aquí propuestas son una herramienta adecuada para diseño sísmico, especialmente aquel basado en desplazamientos, ya que se puede estimar el valor de la rigidez de un muro a partir del valor del desplazamiento y el número de ciclos impuestos por una determinada acción sísmica.

7.5.6 Limitaciones de los modelos

De acuerdo con las tendencias de la respuesta medida, los efectos de degradación de rigidez y de resistencia dependen significativamente de las características de la estructura y de los modos de falla observados, así como del periodo de vibración de la estructura (FEMA-P440A, 2009). Por lo tanto, los modelos aquí desarrollados pueden aplicarse para simular la degradación de rigidez y de resistencia en viviendas con: número máximo de niveles igual a dos, concretos de peso normal ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$), peso ligero ($\gamma_{conc} < 19 \text{ kN/m}^3$) y autocompactable ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$); resistencia a la compresión del concreto entre 150 kgf/cm^2 (14.7 MPa) y 250 kgf/cm^2 (24.5 MPa), muros robustos, cuadrados, esbeltos ($0.5 \leq M/Vl_w \leq 2.0$) y muros con aberturas, pero sin elementos de borde con espesor mayor que el espesor del alma del muro, muros con refuerzo a cortante en el alma formado por barras corrugadas y malla de alambre soldado, cuantía de refuerzo a cortante en el alma entre 0.125% hasta 0.25% y, muros con modos de falla de tensión diagonal caracterizada por la plastificación y posterior fractura de los alambres de malla, compresión diagonal caracterizada por el aplastamiento del concreto y fluencia de algunas barras de refuerzo en el alma del muro, y modos de falla combinado de tensión y compresión diagonal.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones del estudio, así como los temas y el alcance de estudios futuros sobre el comportamiento sísmico de muros de concreto para vivienda de baja altura.

8.1 Conclusiones

Con base en la revisión de la literatura disponible, los resultados de modelación numérica y de pruebas de vibración ambiental en el prototipo, la respuesta medida en los muros estudiados, así como en el análisis de la información, a continuación se presentan las conclusiones del estudio.

8.1.1 Modelo de predicción propuesto

- Las desventajas de la mayoría de los procedimientos de diseño sísmico tradicionales están asociadas a definiciones confusas del desempeño y la amenaza y, al hecho de que dichos procedimientos no incluyen una evaluación real de la capacidad para alcanzar alguno de los objetivos de desempeño. En la medida que se logra mejorar la predicción del desempeño, se puede determinar con mayor precisión el nivel de seguridad estructural.
- El diseño sísmico basado en desempeño (DSBD) se ha aplicado fundamentalmente a sistemas que presentan fallas en flexión. Su empleo en sistemas que fallan en cortante ha sido limitado. Uno de los obstáculos principales que impiden la aplicación del DSBD en este tipo de elementos, es la ausencia de modelos apropiados para predecir su comportamiento. Por lo tanto, se desarrolló un modelo envolvente para estimar el comportamiento completo carga–desplazamiento de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura.
- Los modelos disponibles para muros de concreto no fueron desarrollados para las características particulares de los muros de concreto para viviendas de baja altura. Por lo tanto, el modelo desarrollado contiene los siguientes atributos:
 - a) las variables incluidas fueron obtenidas de la práctica de diseño y construcción de vivienda de baja altura,
 - b) el modelo se calibró para el intervalo de los parámetros que controlan el comportamiento de muros de concreto; es decir, resistencias bajas del concreto (entre 15 y 25 MPa), concretos de peso normal ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$), de peso ligero ($\gamma_{conc} < 19 \text{ kN/m}^3$) y autocompactable ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$); espesor reducido de muros (100 mm), esfuerzo axial bajo (menor que 3% de f_c'), cuantías de refuerzo en el alma reducidas (menores o iguales que 0.25%);, entre otras,
 - c) se incluyen muros reforzados con malla de alambre soldado, en los cuales, el alargamiento de los alambres y la capacidad de desplazamiento del muro es un parámetro de diseño ineludible,
 - d) para la calibración de las ecuaciones se utilizaron resultados de especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica y de forma dinámica en mesa vibradora y, por lo tanto, se incluyen, de forma general, los efectos de la velocidad de aplicación de carga, el número de ciclos, los parámetros acumulados de distorsión y energía disipada, así como los efectos dinámicos de interacción de la carga axial, el momento flexionante y la fuerza cortante,
 - e) las ecuaciones empíricas están planteadas de una forma práctica y sencilla para ser incorporadas dentro un reglamento de diseño,
 - f) la forma funcional de las ecuaciones se estableció a partir de las tendencias encontradas en otros modelos de predicción, resultados de estudios previos en muros con características similares,

observaciones de las pruebas experimentales y la teoría comúnmente aceptada del comportamiento del concreto reforzado.

- A partir de la forma de las curvas de histéresis medidas, el modelo propuesto está definido para tres estados límite: agrietamiento diagonal, resistencia máxima y capacidad última de desplazamiento. Para DSBD de muros de concreto con las características particulares de viviendas de baja altura, se propone, de forma convencional, seleccionar tres niveles de desempeño sísmico: ocupación inmediata (OI), protección de la vida (PV) y, seguridad al colapso (SC). Los niveles de desempeño de OI y SV están asociados al desarrollo del 25% y 75%, respectivamente, de la resistencia. El nivel de desempeño de SC está asociado al desarrollo de la resistencia a cortante del muro.

8.1.1.1 *Predicción de la resistencia a cortante*

De forma similar a la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico a fuerza cortante, la metodología propuesta pretende que los muros desarrollen un mecanismo de falla controlado por tensión diagonal y así evitar o retrasar la ocurrencia de fallas por compresión diagonal o por deslizamiento.

a) Acero de refuerzo

- Los resultados de los ensayos aquí reportados validan el enfoque de ACI-318 (2008); es decir, la contribución del refuerzo a cortante en el alma está asociada fundamentalmente al refuerzo horizontal y su eficiencia no depende de la relación de aspecto, H/l_w . Sin embargo, a diferencia de ACI-318 (2008), se observó que no todo el refuerzo horizontal en el alma alcanza la fluencia; es decir, la eficiencia del refuerzo horizontal es menor que uno. La magnitud de la eficiencia depende, principalmente, de la distribución de deformaciones a lo largo de las diagonales, la cuantía de refuerzo en el alma del muro y el tipo de refuerzo utilizado para proveer dicha cuantía.
- En cuanto a la distribución de deformaciones, se observó que la fluencia del refuerzo horizontal se concentra en las barras/alambres colocados en la parte central del alma (media altura y media longitud), pues el ancho de las grietas inclinadas es mínimo en las zonas cercanas a los extremos de las secciones del muro. En cuanto a la cuantía de refuerzo, se detectó que la eficiencia del refuerzo horizontal en transmitir cortante se reduce al incrementar su cuantía. Sin embargo, para las cuantías de refuerzo aquí utilizadas, no se observó una tendencia clara de disminución de eficiencia al incrementar el valor de dicha cuantía. En lo referente al tipo de refuerzo a cortante, se observó que la eficiencia del refuerzo horizontal es mayor en los muros con barras corrugadas que en los muros con malla de alambre soldado.
- En cuanto al refuerzo vertical en el alma, también se validó el enfoque de ACI-318 (2008), donde se especifica que sí se requiere una cuantía mínima de refuerzo vertical en el alma para garantizar distribución uniforme de grietas inclinadas y, que el valor de su cuantía depende de la cuantía de refuerzo horizontal y de la relación de aspecto del muro. Sin embargo, se observó que, a diferencia de ACI-318, no parece adecuado cambiar de forma súbita y pronunciada los requisitos de refuerzo vertical a partir de $H/l_w = 2$, y que aunque la eficiencia relativa entre el refuerzo vertical y horizontal sí aumenta al disminuir el valor de H/l_w , el valor de la eficiencia relativa es significativamente menor que la obtenida por medio de la ecuación estipulada por el ACI-318.
- En cuanto al refuerzo longitudinal en los bordes, se comprobó que su contribución está asociada esencialmente con la rotación del muro (resistencia a flexión) y que su eficiencia disminuye al aumentar la relación H/l_w . De acuerdo con las características y las demandas sísmicas en los muros para viviendas de baja altura, el refuerzo longitudinal colocado en los bordes para suministrar la resistencia a la flexión de los muros, estará sometido a demandas bajas de tensión y, por lo tanto, éste refuerzo probablemente no fluya antes que el refuerzo del alma del muro.

b) Efecto del esfuerzo axial

- A pesar de que en los muros de concreto en viviendas de baja altura el esfuerzo vertical axial de compresión en condiciones de servicio es relativamente bajo ($\sigma_v \approx 0.25$ MPa), ante una sollicitación sísmica real, las aceleraciones verticales y/o el efecto de acoplamiento entre muros pueden originar que los esfuerzos verticales axiales de compresión se incrementen o se disminuyan, incluso alcanzando

esfuerzos verticales de tensión. Si se presentan esfuerzos de tensión, la capacidad a cortante del muro disminuirá. Por lo tanto, para fines prácticos de diseño sísmico, la contribución del esfuerzo vertical axial a la resistencia a cortante del muro se incluyó utilizando $\sigma_v = 0$; es decir, se supuso que la aceleración vertical sería aproximadamente equivalente a 1.0 g. Adicionalmente, se considera que el enfoque adoptado es realista en zonas de amenaza sísmica alta (por ejemplo, en zonas con $a_0^r > 250 \text{ cm/s}^2$), donde la aceleración vertical es importante, y conservador en zonas de amenaza sísmica baja, pues la aceleración vertical es relativamente baja con respecto a la aceleración horizontal.

c) Contribución del concreto

- Las propuestas disponibles sobreestiman la capacidad de resistencia a cortante por compresión diagonal de los muros aquí estudiados, debido a que éstas han sido calibradas principalmente para muros con resistencias a la compresión del concreto medias o altas y, con cuantías de refuerzo a cortante iguales o mayores que la mínima especificada en NTC-C (2004).
- La utilización del concreto de peso ligero ofrece el beneficio de disminuir la masa inercial y, por lo tanto, la demanda sísmica sobre la vivienda podría disminuir. En el modelo propuesto, aplicable sólo a concreto de peso ligero con las características señaladas en este estudio, no se incluyó el factor de modificación de las propiedades mecánicas del concreto de peso ligero que se especifica en los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008), pues el comportamiento dinámico medido de los muros con concretos de peso normal y peso ligero fue evidentemente comparable. Sin embargo, sí se incluyó implícitamente el efecto de la resistencia baja de todos los tipos de concreto empleados. En algunos casos, la magnitud del efecto de la resistencia baja del concreto fue mayor que el asociado al factor de reducción del concreto de peso ligero que se especifica en los reglamentos indicados.
- A pesar de que un modelo más robusto debe considerar el efecto del ablandamiento en la resistencia a la compresión del concreto, se consideró que un modelo más detallado no es práctico para fines de diseño reglamentario.

8.1.1.2 Predicción del desplazamiento

De acuerdo con una revisión de la literatura disponible, no existen modelos para predecir adecuadamente la capacidad de desplazamiento de muros con las características aquí estudiadas.

- En las Normas NTC-C (2004) se recomienda calcular la rigidez inicial teniendo en cuenta la presencia de regiones fisuradas por medio de la modificación de las propiedades de flexión de los muros ($0.5I_g$). De acuerdo con los resultados de ensayos dinámicos en mesa vibradora, se recomienda incluir el efecto del agrietamiento en las deformaciones por flexión y por corte utilizando un factor igual a 0.5 ($0.5I_g$ y $0.5A_c$). En el informe ASCE-43 (2005), el cual especifica criterios para el diseño sísmico de estructuras con propósitos nucleares, se recomiendan los mismos valores de los factores aquí propuestos para muros agrietados. A partir de la comparación de resultados de modelos numéricos y de pruebas de vibración ambiental, los valores propuestos se consideran adecuados para fines de modelación del comportamiento inicial (agrietado) de viviendas. De esta manera, el desplazamiento asociado al agrietamiento diagonal se calculó a partir de la resistencia al agrietamiento y la rigidez inicial agrietada.
- Se observó que la capacidad de desplazamiento asociada a la resistencia se reduce a medida que el cociente M/Vl_w disminuye, y que su valor es menor en los muros con malla de alambre soldado.
- Para los muros reforzados a cortante en el alma utilizando malla de alambre soldado, el estado límite último estuvo asociado a una disminución de resistencia menor que 20%. Para fines de diseño, se consideró que la capacidad de distorsión última para estos muros es igual a la capacidad de distorsión en la resistencia.

8.1.1.3 Evaluación de la predicción y aplicación del modelo

- A partir del análisis estadístico de los cocientes entre los valores predichos y experimentales, es posible afirmar que el modelo propuesto hace una estimación adecuada y conservadora de la capacidad de resistencia y desplazamiento. Adicionalmente, al comparar las curvas de histéresis de los especímenes

ensayados de forma dinámica y bajo carga lateral cíclica, con las envolventes analíticas, se observó que el modelo propuesto predice la respuesta sísmica medida de manera adecuada.

- Los estados límite del modelo incluyen la predicción tanto de la resistencia como el desplazamiento y, por lo tanto, se considera que el modelo es una herramienta que puede ser utilizada tanto en procedimientos de diseño basados en resistencia o en desempeño, así como en el desarrollo de modelos histeréticos. Por ejemplo, para un diseño basado en resistencia, se puede utilizar la ecuación de resistencia para calcular la capacidad resistente de los muros. Para un diseño basado en desempeño, el modelo trilineal se puede utilizar para estimar la curva de capacidad global de la vivienda y, luego, revisar la capacidad a partir de los parámetros de diseño que están asociados a los niveles de desempeño seleccionados.
- Considerando que el énfasis del diseño sísmico tradicional está cambiando de un enfoque por resistencia a uno por desempeño, el modelo desarrollado proporciona una herramienta robusta a diseñadores y desarrolladores de reglamentos para evaluar la bondad de los procedimientos de diseño disponibles.

8.1.2 Correlaciones entre ensayos dinámicos y cuasi-estáticos

8.1.2.1 Comparación del comportamiento

a) Modos de falla y propagación del agrietamiento

- Aunque el modo de falla de los muros ensayados de forma cuasi-estática fue comparable al de los muros ensayados dinámicamente, en los especímenes ensayados bajo carga lateral cíclica, el nivel de agrietamiento en el alma fue mayor que el observado en los muros ensayados en mesa vibradora. Las diferencias en la propagación del agrietamiento fueron originadas, principalmente, por el efecto de la tasa de deformación de los ensayos. Por ejemplo, en los ensayos cuasi-estáticos se permite libre propagación del agrietamiento durante las pausas que se hacen en los puntos máximos para documentar el daño.

b) Curvas de histéresis

- Se observó que existen diferencias evidentes entre las envolventes de las curvas de histéresis obtenidas de ensayos cuasi-estáticos y dinámicos. Por ejemplo, en los muros con falla por “TD”, la capacidad resistente del ensayo dinámico fue mayor que la envolvente del ciclo de repetición del ensayo cuasi-estático, pero no se observaron diferencias importantes en cuanto a la capacidad de desplazamiento. En los muros con falla combinada de “TD-CD”, las dos envolventes fueron esencialmente comparables, pero la capacidad de desplazamiento fue menor en los muros ensayados de forma dinámica.
- En general, las tendencias de los resultados observados en los muros estudiados validan lo indicado en el documento FEMA-P440A (2009), es decir, los efectos de la degradación cíclica son considerablemente importantes en estructuras de periodo corto y en sistemas con degradación fuerte de la resistencia dentro de los ciclos.

c) Número de ciclos y velocidad de aplicación de carga

- Se observó que el número de ciclos equivalentes para una demanda de distorsión determinada difiere significativamente entre los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos.
- Los incrementos de resistencia observados en algunos ensayos dinámicos en comparación con los ensayos cuasi-estáticos cíclicos, están relacionados con el efecto de la velocidad de aplicación de carga. Sin embargo, en ciertos estudios donde la velocidad de carga incrementó la capacidad resistente, no se incluyó el efecto de los parámetros acumulados de distorsión y disipación de energía, ni el efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” (número de ciclos) sobre la respuesta dinámica, aun cuando se reconoce que estos parámetros generan degradación de la capacidad. Asimismo, en el diseño sísmico de elementos de concreto no se tienen en cuenta el efecto del número de ciclos, al menos, de forma explícita.

d) Energía disipada acumulada

- Se comprobó que el efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” depende del tipo de mecanismo de resistencia involucrado en el modo de falla de los muros. Por ejemplo, cuando el mecanismo de falla está

relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, como en el caso de fallas combinadas de “TD-CD”, a medida que aumenta el número de ciclos se incrementa perceptiblemente la tasa de degradación de resistencia y rigidez, se hace más evidente el estrangulamiento de los ciclos de histéresis y, por lo tanto, disminuye la capacidad de disipación de energía de los especímenes. En cambio, cuando el mecanismo de falla por “TD” está controlado por la plastificación del refuerzo y posterior fractura de los alambres, el número de ciclos no afecta de forma importante la degradación de las propiedades de resistencia y rigidez.

- En los ensayos cuasi-estáticos se observó que la energía disipada acumulada fue un poco mayor en los especímenes con falla combinada de “TD-CD” que en aquéllos con falla de “TD”; es decir, a diferencia de los ensayos dinámicos, no se evidenció el efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” sobre el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto. Por lo tanto, también se comprobó que cuando se despreja el efecto del número de ciclos en los mecanismos de resistencia, se pueden obtener tendencias diferentes a las observadas en los ensayos dinámicos.

e) Factores de amortiguamiento

- Los valores iniciales del factor de amortiguamiento de los muros de concreto durante los ensayos dinámicos fueron cercanos al 6% y su magnitud aumentó levemente con la distorsión. El amortiguamiento total de la vivienda será al menos igual que dicho valor y, por lo tanto, el factor de amortiguamiento del 5% que se supone en el análisis dinámico lineal de viviendas de concreto se considera adecuado para fines de diseño reglamentario.
- Se observó que en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, los factores de amortiguamiento en los muros con falla por “TD” fueron un poco mayores que en los muros con falla por “TD-CD”. Por lo tanto, de modo similar a la tendencia de la energía disipada acumulada, cuando el mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, tal como en el caso de fallas combinadas de “TD-CD”, los ciclos de histéresis se tornan más delgados e inestables y, por lo tanto, se obtienen factores de amortiguamiento menores que en el caso de fallas por “TD” controladas por la plastificación del acero de refuerzo.
- También se observó un ligero incremento de los valores medidos en los ensayos dinámicos en comparación con los ensayos cuasi-estáticos, lo cual está relacionado con mayores valores del número de ciclos y de la energía disipada acumulada en los ensayos dinámicos. Sin embargo, los incrementos leves de los factores de amortiguamiento no generaron diferencias apreciables en la forma de las curvas de histéresis medidas en los dos tipos de ensayo.

8.1.2.2 *Modelos de degradación*

- Los datos procesados de cada muro fueron agrupados con especímenes de características similares, tomando en cuenta los parámetros que controlan el comportamiento de cada modelo de degradación. Para el caso de la rigidez, este parámetro corresponde exclusivamente a la geometría del muro, pues el comportamiento de la rigidez de los muros con concretos de peso normal y peso ligero fue notoriamente comparable. Para el caso de la resistencia, los parámetros corresponden al modo de falla a cortante y a la geometría del muro.
- El modelo de degradación de rigidez permite estimar la degradación de rigidez dinámica respecto a la rigidez dinámica inicial. En cuanto al modelo de degradación de resistencia, éste permite predecir la degradación de resistencia dinámica a partir de la resistencia asociada al comportamiento cuasi-estático cíclico; por ejemplo, a partir de la envolvente de las curvas de histéresis medidas en ensayos cuasi-estáticos, la envolvente de modelos de predicción calibrados utilizando resultados medidos en ensayos cuasi-estáticos o a partir del valor de la resistencia asociada al comportamiento cuasi-estático cíclico. El modelo de interacción con la demanda sísmica permite estimar el número de ciclos equivalentes a partir de la intensidad de Arias acumulada de los registros sísmicos y el valor de la demanda de distorsión de los ciclos.

a) Degradación de rigidez

- Se observó que la rigidez dinámica es mayor que la rigidez medida en un ensayo cuasi-estático cíclico, solamente cuando el número de ciclos equivalentes es menor o igual que aproximadamente 20
- En cuanto al efecto de la geometría, se observó que la tasa de degradación de rigidez es mayor en los muros con aberturas; es decir, tal como se esperaba, la inclusión de aberturas tipo puerta y/o ventana tiene efecto negativo en la degradación de rigidez de muros de concreto de baja altura.

b) Degradación de resistencia

- A partir de las curvas de degradación de resistencia, se observó que la resistencia medida en el ensayo dinámico es mayor que la resistencia del ensayo cuasi-estático, solamente cuando el número de ciclos equivalentes es menor que aproximadamente seis.
- Asimismo, se observó que la degradación de resistencia es más pronunciada cuando el mecanismo de falla está relacionado con el agrietamiento y/o el aplastamiento del concreto, tal como en el caso de fallas por “TD-CD”, que cuando la falla está gobernada por la plastificación y posterior fractura de los alambres de refuerzo, es decir, en fallas por “TD”.
- En cuanto al efecto de la geometría del muro, se observó que la degradación de resistencia de los muros cuadrados es generalmente mayor que en los muros con aberturas. Por lo tanto, el aumento de la contribución de las deformaciones por flexión y/o la clara interacción del cortante y la flexión que se observó en los muros con aberturas, disminuyen la degradación de resistencia dinámica en comparación con la cuasi-estática. Esta tendencia se observa frecuentemente en la práctica de la ingeniería sísmica, es decir, la degradación de resistencia de un elemento con comportamiento a flexión es menor que la de un elemento con comportamiento a cortante.
- A partir del modelo de degradación de resistencia, es posible estimar el número de ciclos equivalentes de igual valor de distorsión, necesarios para inducir un determinado estado límite en el muro. Por ejemplo, en el caso del número de ciclos que induciría la falla, se observó que el número de ciclos es menor en los muros gobernados por el aplastamiento del concreto (falla combinada de “TD-CD”) que en muros controlados por la plastificación y posterior fractura de los alambres de malla (falla por “TD”).

8.1.2.3 Aplicación de los modelos

- Las tendencias de los resultados experimentales permitieron comprobar que los resultados de ensayos cuasi-estáticos monótonos y cíclicos son sólo una primera aproximación del comportamiento de muros de concreto con las características aquí estudiadas, sometidos a acciones sísmicas representativas.
- Los modelos de degradación desarrollados también fueron esenciales para comprobar que no es necesariamente correcto suponer que los resultados de ensayos cuasi-estáticos son siempre conservadores, ya que la capacidad de resistencia y desplazamiento depende no sólo de la velocidad de aplicación, sino del efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos”, los parámetros acumulados de la distorsión y la energía disipada y, por supuesto, de la interacción de dichos parámetros. En general, los modelos se desarrollaron de tal manera que puedan utilizarse fácilmente en el diseño y/o la revisión del desempeño sísmico de muros de concreto para vivienda de baja altura.
- Aunque la mayoría de los modelos histeréticos disponibles en la literatura suponen que la degradación de rigidez es exclusivamente una función de la amplitud máxima del ciclo de deformación experimentado por el elemento, se observó que la rigidez y la resistencia de un elemento continúan disminuyendo cuando se somete repetidamente al mismo desplazamiento máximo.
- A partir de las correlaciones aquí obtenidas, en los programas experimentales futuros de muros de concreto para vivienda de baja altura, será posible estudiar más variables en ensayos cuasi-estáticos y repetir en ensayos dinámicos sólo algunos de los casos más representativos.
- Los modelos de degradación de resistencia se pueden utilizar para estimar la envolvente completa del comportamiento dinámico a partir de modelos de predicción calibrados utilizando resultados de ensayos cuasi-estáticos o a partir de la envolvente de la curva de histéresis medida en un ensayo cuasi-estático cíclico. Si bien los resultados de ensayos cuasi-estáticos cíclicos son una herramienta básica para el desarrollo de modelos histeréticos, dichos modelos deben ser ajustados a partir de los resultados

observados en ensayos dinámicos. Se considera que los modelos de degradación aquí propuestos son una herramienta eficiente para el ajuste de modelos histeréticos disponibles o el desarrollo de modelos que consideren los efectos del daño de forma directa.

- A pesar de las diferencias significativas entre los resultados de ensayos dinámicos y cuasi-estáticos, la mayoría de los modelos de predicción de resistencia disponibles en los reglamentos y en la literatura vigente, ha sido calibrado para representar la respuesta observada durante ensayos cuasi-estáticos monótonos o cíclicos y, por lo tanto, usualmente se supone que la resistencia real del elemento será igual o mayor que la calculada por medio de dichas expresiones. A partir de los resultados aquí presentados, se comprobó que durante una acción sísmica, la resistencia puede disminuir drásticamente dependiendo del efecto de la “fatiga de bajo número de ciclos” (número de ciclos) y del tipo de falla asociada y, por lo tanto, dicha ecuación de predicción probablemente estimará la resistencia de forma insegura. El modelo de degradación de resistencia desarrollado es una herramienta eficiente para ajustar este tipo de ecuaciones, de tal manera que pueda obtenerse la capacidad resistente de un muro de concreto con las características estudiadas, a partir de las características propias del evento sísmico.
- Las curvas de degradación de rigidez aquí propuestas son una herramienta adecuada para diseño sísmico, especialmente aquel basado en desplazamientos, ya que se puede estimar el valor de la rigidez de un muro, a partir del valor del desplazamiento y del número de ciclos impuestos por una acción sísmica.

8.2 Recomendaciones para análisis y diseño de viviendas de concreto

A partir de los resultados de ensayos cíclicos y en mesa vibradora de muros de concreto, de la caracterización de las propiedades mecánicas de los materiales, así como del análisis de la información, se proponen las siguientes recomendaciones para análisis, diseño y construcción de muros de concreto para viviendas de baja altura. En el Apéndice F se indican modificaciones puntuales a las Normas NTC-C y NTC-S (2004).

8.2.1 Campo de aplicación

Como se mencionó anteriormente, la aplicación de las recomendaciones está limitada a muros con características similares a las de muros de concreto para vivienda de uno y dos niveles; es decir, muros con:

- cociente M/Vl_w menor o igual que 2.0 y muros con aberturas,
- respuesta gobernada por deformaciones de corte,
- elementos de borde cuyo espesor sea igual al del alma del muro,
- contruidos con concretos de peso normal ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$), peso ligero ($\gamma_{conc} < 19 \text{ kN/m}^3$) y autocompactable ($19 \leq \gamma_{conc} \leq 22 \text{ kN/m}^3$),
- resistencia a la compresión del concreto entre 15 y 25 MPa,
- esfuerzo axial menor que 3% de f_c' ,
- cuantías de refuerzo en el alma menores o iguales que 0.25%,
- refuerzo del alma del muro formado por barras corrugadas o malla de alambre soldado y con la misma cuantía de refuerzo horizontal y vertical en el alma.

8.2.2 Recomendaciones para análisis

8.2.2.1 Propiedades mecánicas de los materiales

- Es común expresar las propiedades mecánicas del concreto en función de la raíz cuadrada de su resistencia a la compresión, utilizando constantes determinadas experimentalmente. A partir de los resultados medidos en los concretos utilizados en la investigación, se propuso el valor de dichas constantes. Sin embargo, se recomienda llevar a cabo un programa experimental exhaustivo para caracterizar las propiedades del concreto que se utiliza en la construcción de viviendas de baja altura en México.

- En los concretos de peso ligero y autocompactable, algunas constantes fueron menores que el valor mínimo especificado para diseño por NTC-C (2004). Por lo tanto, es necesario implantar controles de calidad más estrictos en la producción del concreto para vivienda, con el propósito de garantizar el cumplimiento de las propiedades mecánicas mínimas para diseño.
- Las recomendaciones incluidas en esta investigación se pueden aplicar en un reglamento de diseño, siempre y cuando la resistencia mínima del concreto sea igual a 20 MPa (aproximadamente 200 kgf/cm²) y se cumplan los requisitos de durabilidad preescritos en las Normas NMX-C-403 (1999) o NMX-C-155 (2004). Esta exigencia se estableció con el propósito de mejorar el desempeño del concreto en las viviendas, de acuerdo con las metodologías y técnicas de producción disponibles.

8.2.2.2 *Periodo natural de vibración*

- En el diseño sísmico es absolutamente necesario considerar las variaciones de las propiedades mecánicas, así como todos los factores que afectan el periodo natural de vibración de la estructura y, de esta manera, estimar las demandas sísmicas (fuerzas y/o desplazamientos) de forma adecuada y conservadora.
- Siguiendo las tendencias de los resultados de modelos de elementos finitos calibrados y desarrollando un análisis de regresión lineal, se propuso una expresión para calcular el periodo natural de vibración de viviendas con las características aquí estudiadas. Teniendo en cuenta que la ecuación se obtuvo a partir de resultados medidos y de modelos de elementos finitos, los cuales se construyeron utilizando coeficientes de modificación de propiedades derivados a partir de ensayos dinámicos y verificados con resultados de PVA, se considera que la ecuación propuesta es adecuada para estimar el periodo de vibración inicial durante el análisis y diseño de viviendas de baja altura.

8.2.2.3 *Modelación estructural*

- Si bien queda al criterio del ingeniero estructural utilizar el Método de la Columna Ancha (MCA) o el Método de Elementos Finitos (MEF), conviene considerar las variaciones en las propiedades mecánicas (f'_c y E_c) y en el agrietamiento del concreto, de modo que se estime un periodo de vibración que conduzca al cálculo de demandas sísmicas (fuerzas y/o desplazamientos) conservadoras.
- En cuanto al efecto de la fisuración, éste se debe incluir utilizando el 50% del momento de inercia de la sección bruta de concreto y el 50% del área de cortante de la sección transversal del muro ($0.5I_g$ y $0.5A_c$).
- Se recomienda revisar los periodos obtenidos a partir del MCA o MEF, utilizando la expresión aquí propuesta para calcular el periodo de vibración de viviendas.

8.2.3 **Recomendaciones para diseño sísmico**

8.2.3.1 *Fuerza cortante*

- Se recomienda calcular la contribución del concreto y del acero de refuerzo en el alma, utilizando las ecuaciones del modelo de predicción de resistencia aquí propuesto.

8.2.3.2 *Factor de comportamiento sísmico, Q*

- Con base en los resultados experimentales, se recomienda utilizar un valor de $Q = 2.5$ para muros reforzados con barras corrugadas y $Q = 1.5$ para muros con malla de alambre soldado (Tabla 8-1). El factor de seguridad asociado a los valores de Q propuestos, es mayor en los muros reforzados con malla de alambre soldado donde se observó un modo de falla frágil caracterizado por la plastificación, incipiente en el mejor de los casos, y posterior fractura de los alambres.
- El valor recomendado para muros de concreto reforzados en el alma con barras corrugadas ($Q=2.5$), es ligeramente menor que el valor especificado en NTC-C (2004) para muros que cumplen los requisitos para muros dúctiles ($Q=3.0$), y es un poco mayor que el valor estipulado en NTC-M (2004) para muros de mampostería de piezas macizas confinada con castillos y dalas, o para muros de mampostería reforzada de piezas multiperforadas confinada con castillos exteriores ($Q=2.0$). Para muros de concreto reforzados en el alma con malla de alambre soldado, el valor recomendado ($Q=1.5$) es menor que el especificado en NTC-C para muros de concreto que no cumplen los requisitos para muros dúctiles ($Q=2.0$), y es igual al

valor estipulado en NTC-M para muros de mampostería de piezas huecas confinada o reforzada, o para muros de mampostería reforzada interiormente.

Tabla 8-1. Factores de comportamiento sísmico propuestos

Q	Tipo de refuerzo a cortante en el alma
2.5	Barras corrugadas
1.5	Malla de alambre soldado
1.0	Sin refuerzo a cortante en el alma

8.2.3.3 Indicadores de desempeño o variables de decisión

- Los indicadores de desempeño se establecieron con base en límites de distorsión permisible de entrepiso (R_p) y de agrietamiento residual (anchura de grietas residuales e índice de agrietamiento residual).
- Con el propósito de mejorar el análisis cuantitativo del daño estructural bajo una excitación sísmica determinada, con base en las correlaciones entre los resultados de ensayos dinámicos y cuasi-estáticos se desarrolló un modelo semi-empírico de daño definido por la relación entre un índice de daño y el número de ciclos equivalentes para un determinado valor de distorsión. De esta manera, también se proponen indicadores de desempeño con base en límites del índice de daño.
- Las distorsiones permisibles especificadas en la mayoría de los reglamentos de diseño son generalmente poco conservadoras para muros de concreto con baja relación de aspecto ya que, de modo similar a las expresiones para calcular el periodo natural de vibración, las distorsiones de dichos reglamentos están dirigidas a muros de gran altura más que a muros bajos.
- Para el nivel de desempeño de seguridad al colapso se propone $R_{P(SC)}=0.65\%$ para muros reforzados con barras corrugadas y $R_{P(SC)}=0.35\%$ para muros con malla de alambre soldado (Tabla 8-2). El valor recomendado para muros reforzados con barras corrugadas ($R_{P(SC)}=0.65\%$), es menor que el valor especificado en NTC-C (2004) para muros que no cumplen los requisitos para muros dúctiles ($R_{P(SC)}=1.0\%$), y es un poco mayor que el valor estipulado en NTC-M (2004) para muros de mampostería de piezas macizas confinada con castillos y dalas, con refuerzo horizontal o malla ($R_{P(SC)}=0.50\%$). Para muros reforzados en el alma con malla de alambre soldado, el valor recomendado es un poco menor que el valor estipulado en NTC-M para muros de mampostería reforzada de piezas multiperforadas confinada con castillos exteriores ($R_{P(SC)}=0.40\%$). El valor recomendado para muros de concreto sin refuerzo a cortante en el alma ($R_{P(SC)}=0.15\%$), es igual al valor estipulado en NTC-M para muros de mampostería sin confinar y sin reforzar.

Tabla 8-2. Límites de distorsión permisible propuestos

Nivel de desempeño	Distorsión total límite, R_p (%)
Ocupación Inmediata, OI	$< 0.05 - S/R^{(1)}$
	$< 0.10 - \text{Malla}$
	$< 0.15 - \text{Barras}$
Protección de la Vida, PV	$< 0.10 - S/R^{(1)}$
	$< 0.25 - \text{Malla}$
	$< 0.40 - \text{Barras}$
Seguridad al Colapso, SC	$< 0.15 - S/R^{(1)}$
	$< 0.35 - \text{Malla}$
	$< 0.65 - \text{Barras}$

Notas: ⁽¹⁾ S/R = sin refuerzo a cortante en el alma.

- Para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, se propone $R_{P(OI)}=0.15\%$ para muros reforzados con barras corrugadas y $R_{P(OI)}=0.10\%$ para muros con malla de alambre soldado (Tabla 8-2). Las Normas NTC (2004) y el MDOC-CFE (2008) especifican dos valores de $R_{P(OI)}$ sin tomar en cuenta, de forma directa, el tipo de sistema estructural, es decir, los valores dependen exclusivamente de la presencia de elementos

incapaces de soportar deformaciones apreciables (0.20% o 0.40%). Los valores aquí propuestos son menores que los estipulados en dichos reglamentos.

- A diferencia de las recomendaciones disponibles, los valores aquí propuestos de la anchura de grietas se basan en un estado residual de agrietamiento, pues se considera como una variable más objetiva para la evaluación del daño y la estimación del costo de rehabilitación de una estructura después de un evento sísmico. Adicionalmente, la variable utilizada es posible de lograr, ya que no se puede medir durante un sismo, pero sí después de éste. Los valores son diferentes para muros con barras corrugadas o malla de alambre soldado, tal que reconoce que para una misma anchura de grieta, el nivel de deformación cercana a la falla del acero es diferente en ambos tipos de muros.

8.2.3.4 *Cuantías mínimas de refuerzo a cortante en el alma*

- A partir de la resistencia medida en los muros estudiados y de los cocientes entre la demanda y la capacidad resistente de viviendas, se comprobó que las cuantías mínimas de refuerzo a cortante estipuladas en los reglamentos disponibles para diseño sísmico de muros, son conservadoras o muy conservadoras, especialmente para estructuras ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja. Con base en lo anterior, se presentaron recomendaciones de acuerdo con la capacidad y la demanda de las viviendas, y siguiendo un enfoque de diseño sísmico por desempeño.
- En zonas donde la aceleración máxima en roca (a_0^r) es menor que 175 cm/s^2 , se propuso prescindir del refuerzo a cortante en el alma del muro siempre y cuando:
 - a) el factor de comportamiento sísmico sea igual a uno ($Q=1.0$) (Tabla 8-1),
 - b) la fuerza cortante de diseño en el muro sea menor que el 25% de la resistencia a cortante proporcionada por el concreto,
 - c) se dispongan juntas verticales de contracción o aislamiento Tipo 2 que cumplan los siguientes requisitos: la separación máxima debe ser igual a la altura libre de entrepiso, se deben ubicar juntas en línea con los bordes de todas las aberturas, la profundidad total mínima de la junta debe ser igual al 25% del espesor del muro, es decir, 12.5% de profundidad en cada cara para muros con ambas caras descubiertas; la profundidad total máxima de la junta debe ser igual al 50% del espesor del muro y, se deben utilizar selladores de junta flexibles para prevenir que penetre humedad o químicos que puedan promover la corrosión de refuerzo y/o la degradación del concreto,
 - d) se utilicen indicadores de desempeño que limiten el agrietamiento del concreto para los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad al colapso. Por ejemplo, se propone que $R_{P(SC)}=0.15\%$ para el nivel de desempeño de seguridad al colapso y $R_{P(OI)}=0.05\%$ para ocupación inmediata (Tabla 8-2). En este caso, el límite recomendado para seguridad al colapso, es igual al valor estipulado en NTC-M (2004) para muros de mampostería sin confinar y sin reforzar,
- En zonas en las cuales el valor de a_0^r se encuentra entre 175 y 250 cm/s^2 , se propuso disminuir la cuantía de refuerzo a un valor igual a 0.12% (valor cercano a la mitad de la cuantía mínima establecida en NTC-C, 2004), siempre y cuando se provean los mecanismos aquí recomendados para controlar el agrietamiento por contracción. En zonas donde el valor de a_0^r sea mayor que 250 cm/s^2 , la cuantía mínima de refuerzo a cortante debe ser igual al valor establecido en NTC-C (2004) (0.25%) y el refuerzo siempre debe estar formado por barras corrugadas.
- De acuerdo con los resultados medidos, para calcular la cuantía de refuerzo vertical en los muros de concreto para vivienda de baja altura, se recomienda modificar la ecuación propuesta en el capítulo 11 de ACI-318.

8.2.3.5 *Refuerzo por integridad estructural*

- Con objeto de mejorar la redundancia y capacidad de desplazamiento de viviendas de concreto de hasta dos niveles, en todos los muros se debe colocar refuerzo por integridad estructural en forma de tensores. Este refuerzo debe estar alojado en secciones rectangulares de concreto reforzado de cuando menos 100 mm de lado y debe calcularse de modo que resista los componentes horizontal y vertical de un puntal diagonal de compresión en el muro de concreto con magnitud asociada a la falla del mismo. Sin embargo, no es necesario que el refuerzo vertical por integridad estructural sea mayor que el requerido por las sollicitaciones de diseño por flexión. Opcionalmente, el refuerzo por integridad estructural se puede

calcular de forma similar a lo estipulado en la sección 7.3 de NTC-M (2004) para muros de mampostería no reforzada.

8.2.3.6 Requisitos por cambios volumétricos

- En zonas donde se propuso prescindir del refuerzo a cortante en el alma, se cumplen los requisitos por cambios volumétricos al disponer juntas de contracción o aislamiento Tipo 2.
- De lo contrario, la cuantía de refuerzo que se suministre por cambios volumétricos en las dos direcciones del muro no será menor que 0.12% y la separación no excederá de 300 mm. Adicionalmente, se deben disponer juntas verticales de contracción o aislamiento Tipo 1 que cumplan los siguientes requisitos: la separación máxima debe ser igual a dos veces la altura libre de entrepiso, la profundidad total mínima de la junta debe ser igual al 25% del espesor del muro, es decir, 12.5% de profundidad en cada cara para muros con ambas caras descubiertas; la profundidad total máxima de la junta debe ser igual al 50% del espesor del muro, todo el refuerzo a cortante del muro debe continuar sobre la junta, y, se deben utilizar selladores de junta flexibles para prevenir que penetre humedad o químicos que puedan promover la corrosión de refuerzo y/o la degradación del concreto.

8.2.4 Recomendaciones para construcción

- Todas las barras horizontales y verticales deben ser detalladas (anclaje, dobleces, uniones, separación, recubrimientos, etc.), siguiendo los lineamientos de NTC-C (2004).
- Para permitir flujo adecuado del concreto dentro del espesor del muro de 100 mm, en especial, en zonas con refuerzo a flexión, y para garantizar recubrimientos adecuados, en los muros no se permiten paquetes de barras.
- Para cumplir los requisitos mínimos para el curado de muros de concreto de las características estudiadas, con base en las recomendaciones de los documentos ACI-305R, ACI-306R, ACI-308.1, ACI-308R y la Norma Francesa NF-P18-504, se recomiendan procedimientos específicos que dependen del tipo clima.
- La película de agente/aditivo desmoldante que se utiliza en la cimbra de muros de concreto reforzado en viviendas, no reemplaza el agente o proceso de curado que aquí se recomienda.

A partir de la respuesta medida en los especímenes y los resultados de modelación de prototipos de vivienda, se considera que las recomendaciones aquí propuestas son adecuadas para fines de diseño reglamentario. Adicionalmente, al adoptar estas recomendaciones, el diseño sísmico promoverá una vivienda de concreto de mayor calidad, segura ante eventos sísmicos y más económica.

8.3 Recomendaciones para investigaciones futuras

- Cuando se dificulta reproducir rigurosamente las condiciones del prototipo sobre los especímenes de ensayo, es absolutamente necesario ajustar los resultados medidos de acuerdo con las condiciones reales del prototipo. Asimismo, se debe tener precaución al utilizar, de forma directa, los resultados reportados en la literatura, ya que cada estudio experimental involucra suposiciones particulares de acuerdo con las limitaciones de ensayo y las características del prototipo que representan. En el caso específico de los muros de concreto aquí estudiados, se deben manejar con cautela los datos reportados de deformación del refuerzo vertical, pues en la mayoría de los estudios experimentales que se reporta en la literatura, el prototipo corresponde a edificios altos o de mediana altura, en los cuales la magnitud de las deformaciones del refuerzo vertical podría ser mayor que las medidas en los muros para vivienda de baja altura.
- Aunque la tendencia observada en los muros aquí estudiados reveló que el valor de la cuantía de refuerzo vertical calculada con la ecuación aquí propuesta podría ser aún menor, no se dispuso de datos experimentales suficientes para proponer un factor de eficiencia del refuerzo vertical menor que el incluido en la ecuación propuesta. En estudios experimentales futuros se recomienda estudiar el comportamiento a cortante de muros con cuantía de refuerzo vertical en el alma menor que la cuantía de refuerzo horizontal; por ejemplo, utilizando $\rho_v = 0.5\rho_h$ y $\rho_v = 0.75\rho_h$.

- Para fines prácticos de diseño sísmico, en el modelo de predicción propuesto, la contribución del esfuerzo vertical axial a la resistencia a cortante del muro se incluyó utilizando $\sigma_v=0$; es decir, que la aceleración vertical sería aproximadamente equivalente a 1.0 g. Como se indicó en la sección 6.4.1.5), se considera que este enfoque es realista en zonas de amenaza sísmica alta y conservador en zonas de amenaza sísmica baja. Sin embargo, en los programas experimentales de estudios futuros se recomienda incluir el ensayo en mesa vibradora de al menos dos muros, sobre los cuales se apliquen registros de aceleración en la dirección vertical, de tal manera que se verifique el efecto sísmico del esfuerzo vertical en zonas de amenaza sísmica baja y alta.
- Con el propósito de calibrar los factores que se incluyen en las ecuaciones de NTC-C (2004) para calcular la resistencia a fuerza cortante por fricción, se trató de recoger la tendencia observada en algunos especímenes que exhibieron parcial o totalmente este tipo de falla. Sin embargo, se necesitan más ensayos y estudios que incluyan el efecto de las siguientes variables en la resistencia a cortante por fricción de muros de concreto con las características aquí estudiadas: a) cuantía y tipo de acero de refuerzo de cortante por fricción, b) tipo de concreto, c) relación de aspecto y, d) esfuerzo axial sobre el muro.
- El aumento de las deformaciones en el extremo superior del refuerzo longitudinal de los elementos de borde fue originado, principalmente, por el método de transmisión de fuerza inercial utilizado durante el ensayo de los modelos. Debido a que las rótulas del dispositivo diseñado permiten la rotación de la viga de carga, el ángulo de aplicación de fuerza inercial respecto a la horizontal no siempre es cero y, por lo tanto, se genera una componente de carga vertical (hacia arriba y hacia abajo) en dicho punto de aplicación de carga. Por lo tanto, para el diseño de los muros que se ensayen utilizando el dispositivo, se debe incluir el incremento de fuerza de tensión en los elementos de borde, lo cual resultará en un mejor confinamiento y anclaje del refuerzo en las esquinas superiores del muro.
- Con objeto de mejorar la redundancia y capacidad de desplazamiento de las viviendas estudiadas, en este estudio se recomendó que en todos los muros de concreto se dispusiera refuerzo por integridad estructural en forma de tensores, tal como se describe en la sección 6.7.7. Los requisitos de este refuerzo se establecieron con base en el mecanismo de resistencia de los muros (estimado con el modelo de predicción propuesto) y siguiendo los lineamientos indicados en las secciones 7.13 del ACI-318 (2008), 7.3 de NTC-M (2004) y en Breen (1980). En estudios futuros se recomienda verificar experimentalmente el desempeño y la contribución de este tipo de refuerzo, a las capacidades de resistencia y de desplazamiento asociadas al estado límite de colapso del muro de concreto.
- El valor propuesto de la cuantía mínima por cambios volumétricos se obtuvo al reemplazar las características particulares de muros de concreto para viviendas de hasta dos niveles, en la expresión especificada en NTC-C (2004). Adicionalmente, los requisitos de las juntas verticales de contracción o aislamiento se establecieron de acuerdo con las recomendaciones del informe ACI-224 (2008). En estudios experimentales futuros se recomienda verificar la efectividad de los requisitos propuestos en muros de concreto para viviendas con las características estudiadas y bajo las condiciones ambientales en México.
- Utilizando un sistema hidráulico de ciclo abierto en los ensayos cuasi-estáticos, usualmente se restringe el desplazamiento (movimiento del actuador) en dichas pausas, pero se permite la relajación de la carga. Esta relajación (caída de la carga) puede ser significativa para sistemas estructurales tales como muros de concreto levemente reforzados o de mampostería, sometidos a excursiones inelásticas largas y cerca de las resistencias últimas, es decir, cuando el daño de la estructura es elevado. Durante las pausas de los ensayos cuasi-estáticos fue común observar que la carga resistida por los especímenes disminuyó entre 10% y 20% en comparación con la carga alcanzada. Aunque durante este procedimiento se consume un tiempo necesario (realizar inspección visual, tomar notas, identificar y medir grietas, tomar fotografías, entre otras), de forma consistente, también se tiende a obtener límites inferiores de la respuesta medida. Por lo tanto, tal como lo indican León y Deierlein (1996), dentro del protocolo de ensayo se debe establecer la tasa de carga y/o deformación para este tipo de ensayos, pues actualmente se cuenta con equipos de carga controlados por computadora y sistemas de adquisición que permiten realizar ensayos más rápidos. De lo contrario, se introduce una fuente adicional de variabilidad entre los resultados de un ensayo a otro.

APÉNDICE A

CONSTRUCCIÓN Y PREPARACIÓN DE LOS MODELOS

En este apéndice se indican los detalles del refuerzo y, se describe el procedimiento constructivo, las reparaciones, el transporte y la preparación de los modelos antes de los ensayos en mesa vibradora.

A.1 Detalles del refuerzo

A.1.1 Vigas de cimentación y losas superiores

El refuerzo mínimo a flexión y a cortante estipulado en NTC-C (2004) para las vigas de cimentación y losas superiores fue suficiente para soportar las solicitaciones en estos elementos. Para las vigas de cimentación el refuerzo a flexión se dispuso por medio de cuatro barras longitudinales de 3/4 pulg (19.1 mm) de diámetro en el extremo inferior y superior, con ganchos a 90° y 250 mm de longitud y, el refuerzo a cortante por medio de dos ramas de estribos de 3/8 pulg (9.5 mm) de diámetro, con ganchos a 135° y 100 mm de longitud, separados cada 150 mm en toda la longitud de las vigas (Figura 4-14(a)). Para las losas superiores el refuerzo a flexión se dispuso por medio de cuatro barras longitudinales de 3/8 pulg (9.5 mm) de diámetro en el extremo inferior y superior, con ganchos a 90° y 100 mm de longitud y, el refuerzo a cortante por medio de estribos de 3/8 pulg (9.5 mm) de diámetro, con ganchos a 135° y 100 mm de longitud, separados cada 200 mm en toda la longitud de las losas. Para impedir la falla en la conexión entre el alma de los muros y las losas superiores, se proporcionó refuerzo de cortante por fricción formado por estribos de 1/4 pulg (6.4 mm) de diámetro, con ganchos a 135° y 75 mm de longitud, separados cada 200 mm en toda la longitud de la conexión (extremo superior de los muros). Para conformar una dala, se adicionó una barra longitudinal de 1/2 pulg (12.7 mm) de diámetro en el extremo inferior y superior, con ganchos a 90° y 125 mm de longitud (Figura 4-14(b)).

A.1.2 Muros

Las barras longitudinales de los elementos de borde y las barras verticales del alma de los muros fueron ancladas en la viga de cimentación en una longitud igual a 350 mm y con ganchos a 90°. La longitud de los ganchos en el extremo inferior de las barras longitudinales del armado de los extremos en los muros cuadrados y con aberturas fue igual a 180 mm (barras de 5/8 pulg) y 150 mm (barras de 1/2 pulg), respectivamente. Para las barras del alma la longitud de los ganchos en los dos extremos fue igual a 80 mm (barras de 3/8 pulg). Para dar continuidad del refuerzo vertical en el alma de los muros reforzados con malla, se utilizaron barras de 3/8 pulg (9.5 mm) de diámetro con longitud igual a 600 mm, de los cuales 350 mm quedaron embebidos en la viga de cimentación. Igualmente, en estas barras se dispusieron ganchos a 90° con una longitud igual a 80 mm. Las barras y alambres horizontales en el alma de los muros fueron anclados a los armados longitudinales de los bordes, utilizando ganchos a 90°. La longitud de los ganchos fue igual a 80 mm para las barras de 3/8 pulg y 40 mm para los alambres de la malla. Para las barras de 3/8 pulg colocadas alrededor de la puerta y la ventana de los muros con aberturas, la longitud de anclaje fue igual a 200 mm, con ganchos a 90° y 80 mm de longitud.

A.2 Procedimiento constructivo

Los modelos se construyeron en el laboratorio de la Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por dos maestros albañiles con experiencia en la construcción de vivienda de muros de concreto. El proceso constructivo fue rigurosamente supervisado para garantizar la calidad de la construcción y evitar diferencias respecto a la geometría y refuerzo definidas para los modelos a escala. Se prestó especial atención en respetar las dimensiones de los especímenes que tuvieran mayor influencia en el comportamiento estructural de los modelos, tales como el espesor, la longitud, la altura y la verticalidad de los muros. Para la construcción de los modelos se utilizaron tres tipos de concreto. Uno de ellos para las vigas de cimentación (concreto de peso normal, $f_c' = 500 \text{ kgf/cm}^2$) y, los dos restantes, para los muros y losas superiores (concretos de peso normal y peso ligero, $f_c' = 150 \text{ kgf/cm}^2$). Los tres tipos de concreto fueron premezclados y proporcionados por el Grupo CEMEX. El colado de los especímenes se realizó en dos etapas con el objeto de reproducir la junta de construcción en el nivel de desplante del muro. En la primera etapa se coló la viga de cimentación y en la segunda etapa, el muro y la losa superior.

A.2.1 Vigas de cimentación

La construcción de los modelos se inició con el armado y colado de las vigas de cimentación. Teniendo en cuenta que los modelos serían transportados a la plataforma de la MV, la cual es una superficie perfectamente horizontal, se niveló el piso donde se construirían los modelos, utilizando una base de concreto de aproximadamente 50 mm de espesor. Posteriormente, se colocaron los armados de las vigas de cimentación sobre el piso nivelado (Figura A-2(a)), guardando los recubrimientos establecidos para dichos elementos. Para impedir la adherencia entre el concreto de las vigas de cimentación y el piso nivelado, se colocó un plástico sobre toda la superficie donde se colaron las cimentaciones. Después se colocó y niveló la cimbra de las vigas de cimentación. La cimbra de todos los elementos que conforman los especímenes (vigas de cimentación, muros y losa) se diseñó para resistir los empujes del concreto en su estado fresco y se construyó con madera contrachapada (triplay con espesor igual a 18 mm), barnizada y cubierta con aceite para facilitar su descimbrado. Debido a que el refuerzo a flexión de los elementos de borde y el refuerzo vertical de los muros se anclarían en la viga de cimentación, se procedió con la instrumentación interna de dicho refuerzo. Previamente, se soldaron los anclajes mecánicos en el extremo superior de estas barras, dispuestos para garantizar adecuada longitud de anclaje en las losas superiores (Figura A-1). Una vez instrumentado, este refuerzo se fijó en las vigas de cimentación junto con los tubos de Poli Cloruro de Vinilo (PVC por sus siglas en inglés), encargados de guardar los espacios para anclar los modelos a la plataforma de la MV (Figura A-2(b)). A causa de la baja rigidez de los muros fuera del plano, se colocaron ganchos en las vigas de cimentación para sujetar cables de acero ($\phi = 1/4$ pulg) a la losa superior y, de esta manera, restringir el movimiento fuera del plano, el cual podría generar agrietamientos prematuros durante el transporte y preparación de los modelos antes de los ensayos (Figura A-13). Después se procedió con el colado de estos elementos.



(a) Con barras separadas



(b) Con paquete de dos barras

Figura A-1. Anclajes mecánicos en extremo superior de elementos de borde

Teniendo en cuenta el revenimiento especificado del concreto (240 mm) y el espesor de las vigas (400 mm), el concreto se colocó en una sola capa. Sin embargo, para asegurar la compactación y la entrada del concreto en sitios de congestión del refuerzo (elementos de borde de los muros), se emplearon dos vibradores eléctricos portátiles. Los cables de los deformímetros del refuerzo vertical de los extremos y del alma de los muros, fueron protegidos con bolsas plásticas para prevenir el contacto con el concreto (Figura A-3(a)). El concreto en estado fresco fue muestreado en cilindros de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura. La resistencia a la compresión nominal del concreto de las vigas de cimentación fue igual a 49.1 MPa (500 kgf/cm²). Pasados dos días de colado, se descimbraron las vigas de cimentación y se procedió a escarificar la superficie donde se asentarían los muros (Figura A-3(b)). El curado de las vigas de cimentación y los cilindros muestreados se hizo rociándolos con agua varias veces al día durante cuatro días.

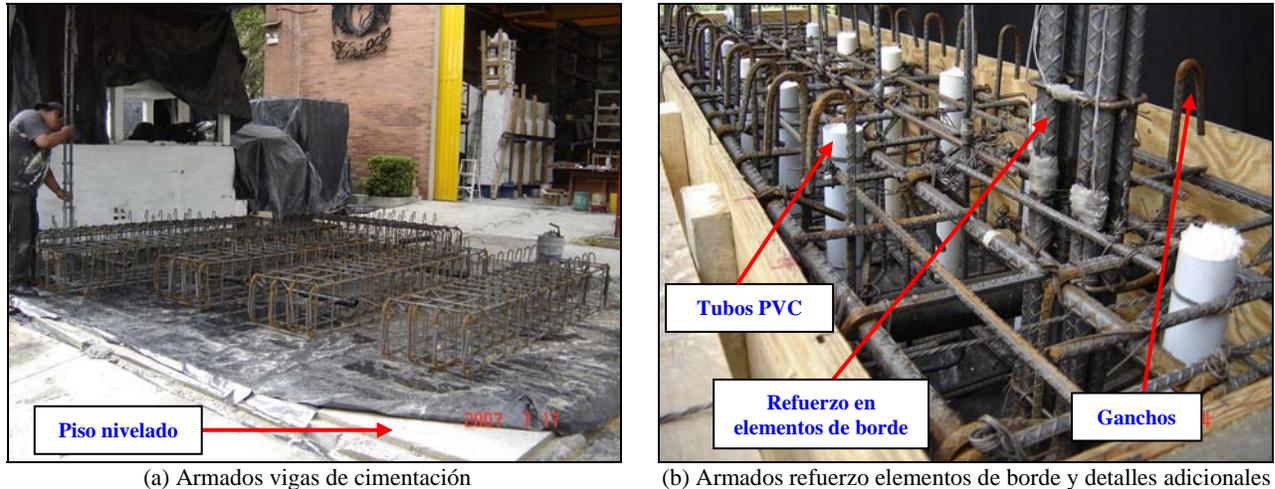


Figura A-2. Ubicación de armados en vigas de cimentación

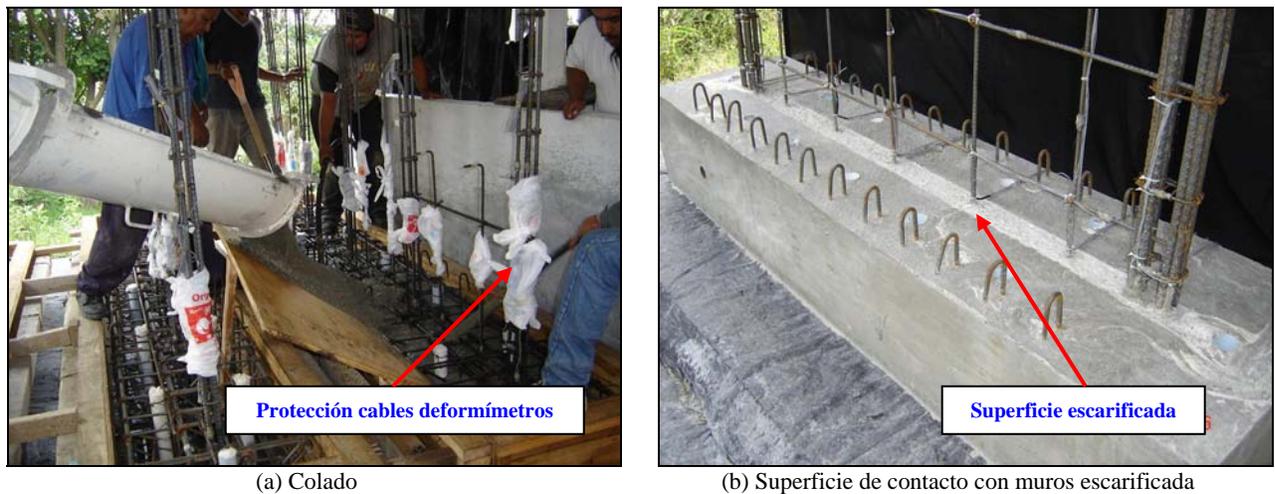
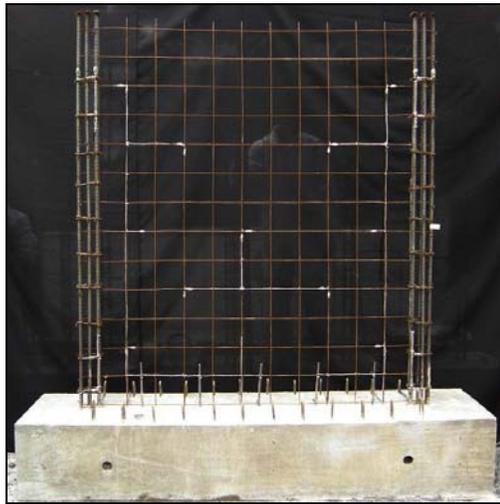


Figura A-3. Construcción de vigas de cimentación

A.2.2 Muros y losas superiores

Luego de terminar las vigas de cimentación se procedió a colocar las mallas de alambre soldado y el refuerzo horizontal de los especímenes con barras corrugadas. Previamente se realizó la instrumentación interna de este refuerzo de acuerdo con la ubicación planteada (sección 4.9.1). Para proteger los cables de los deformímetros que quedaron embebidos dentro de los muros, estos fueron orientados en grupos de cuatro, cinco o seis cables, siguiendo la trayectoria del refuerzo de los muros, hasta sitios donde se sacarían los grupos de cables de los muros. Para esto, se utilizaron cinchos de plástico ajustados de tal manera de no

maltratar los cables de los deformímetros. La configuración del refuerzo de los muros cuadrados y con aberturas antes de la colocación de la cimbra, se muestra en las Figuras A-4 y A-5, respectivamente. Posteriormente, se verificó y ajustó nuevamente la verticalidad del refuerzo de los muros, guardando los recubrimientos establecidos para dichos elementos. Después se marcaron las dimensiones de la sección transversal de los muros en las vigas de cimentación, para lograr la ubicación precisa de la cimbra. Enseguida se colocó y niveló la cimbra de la parte posterior de los muros. Para los modelos con aberturas se construyeron recuadros de madera con las dimensiones de las puertas y ventanas y, el espesor de los muros; colocando estos elementos en los sitios definidos por lo geometría de los especímenes (Figura A-6).



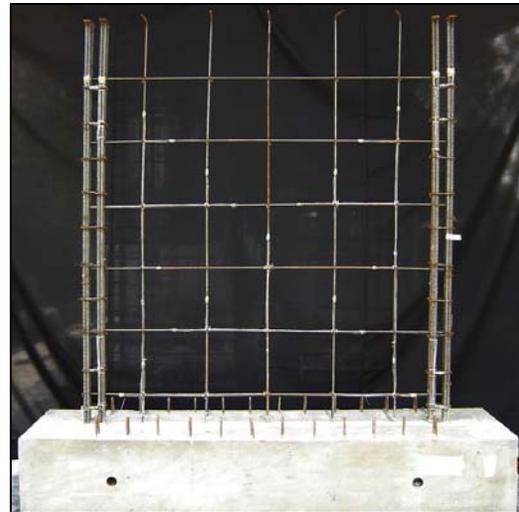
(a) Muro MCN50mD



(b) Muro MCN100D



(c) Muro MCL50mD

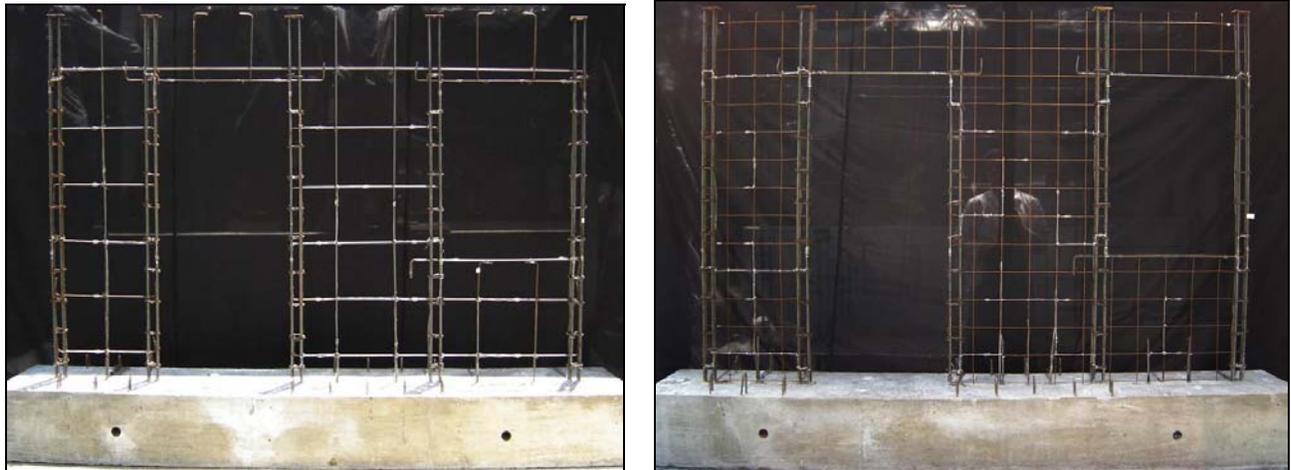


(d) Muro MCL100D

Figura A-4. Configuración del refuerzo de muros cuadrados

A continuación se sacaron los grupos de cables de deformímetros haciendo perforaciones de 3/8 pulg en la cimbra y, protegiendo el grupo extremo de cables con cinta aislante eléctrica (Figura A-7(a)). Adicionalmente, se colocó el sistema de fijación de los espárragos de 3/8 pulg (embebido dentro del muro), en los sitios establecidos para la instrumentación externa de los modelos. Este sistema estuvo formado por un cople de 9.5 mm (3/8 pulg) de diámetro, un segmento de espárrago para proporcionar mayor longitud de anclaje, tuercas, rondanas y el espárrago que se utilizaría para fijar los elementos de la instrumentación externa (Figuras A-7(b) y A-7(c)). De esta manera se conoce la ubicación exacta de estos elementos y no se

corre el riesgo de taladrar las barras de refuerzo al momento de realizar perforaciones posteriores al colado de los muros.



(a) Muro MVN100D

(b) Muro MVN50mD

Figura A-5. Configuración del refuerzo de muros con aberturas



(a) Muro cuadrado

(b) Muro con aberturas

(c) Detalle cimbra de ventana

Figura A-6. Ubicación de la cimbra de los muros

Después de haber extraído los grupos de cables y colocado los espárragos en la cimbra, se colocaron los separadores del refuerzo del alma del muro y los separadores de la cimbra. Los separadores del refuerzo tienen como función mantener las barras y la malla de alambre soldado en el centro del alma del muro; principalmente en la malla, debido a su baja rigidez fuera del plano (Figura A-8(a)). Los separadores de la cimbra permiten conservar el espesor del muro a lo largo y alto del elemento (Figura A-8(b)). En seguida se ubicó y niveló la cimbra de la parte anterior y de los bordes de los muros. Posterior a la colocación y nivelación de la cimbra de los muros se dispuso la cimbra de las losas superiores. Como se mencionó en la sección A.2.1, en las losas se colocaron ganchos que sirvieron para sujetar los cables de acero ($\phi = 1/4$ pulg) a la viga de cimentación y así, evitar agrietamientos prematuros durante el transporte de los modelos (Figura A-13). Para permitir la colocación de estos ganchos, se hicieron perforaciones en la cimbra, alineadas con la ubicación real de los ganchos de las vigas de cimentación (Figura A-9(c)). Después se colocaron los armados de las losas superiores y de la viga de conexión muro–losa, los cuales fueron construidos previamente (Figura A-9(a)). En seguida se sujetaron los ganchos (para los cables de acero) al armado de las losas superiores. A continuación se colocaron los tubos de PVC que guardaron los espacios en la losa superior para sujetar los

modelos a la viga de carga que conectaría la masa adicional, verificando su ubicación y verticalidad. Estos tubos se rellenaron con estopa y luego se sellaron con cinta adhesiva para impedir la entrada del concreto durante el colado (Figura A-9(b)).

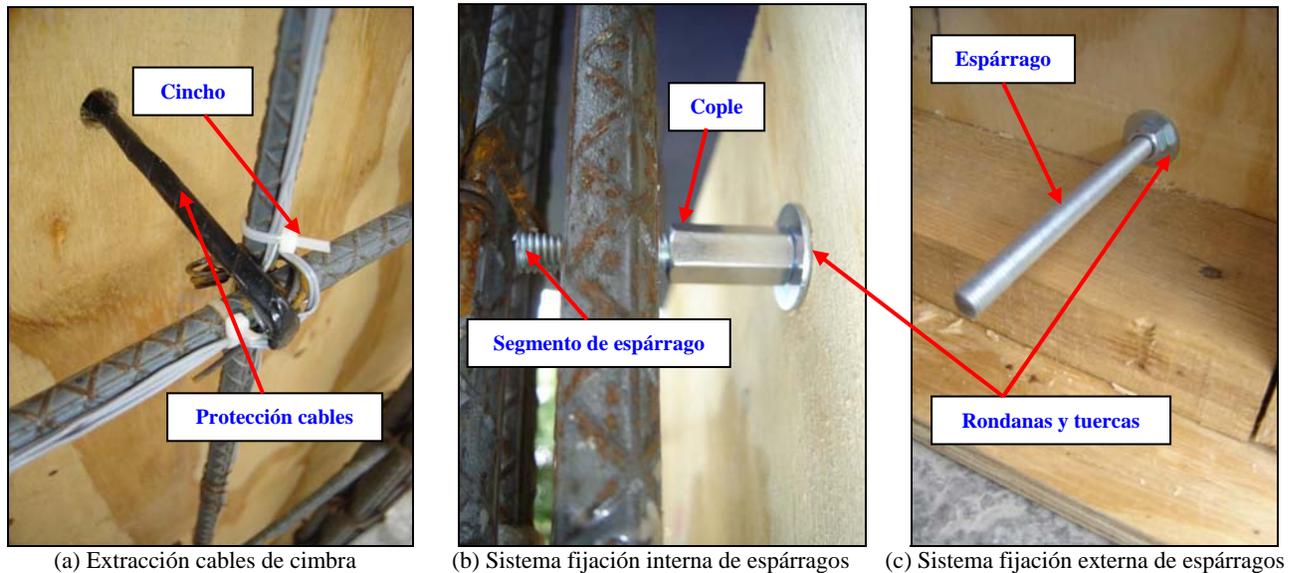


Figura A-7. Extracción de cables de deformímetros y ubicación de espárragos en cimbra

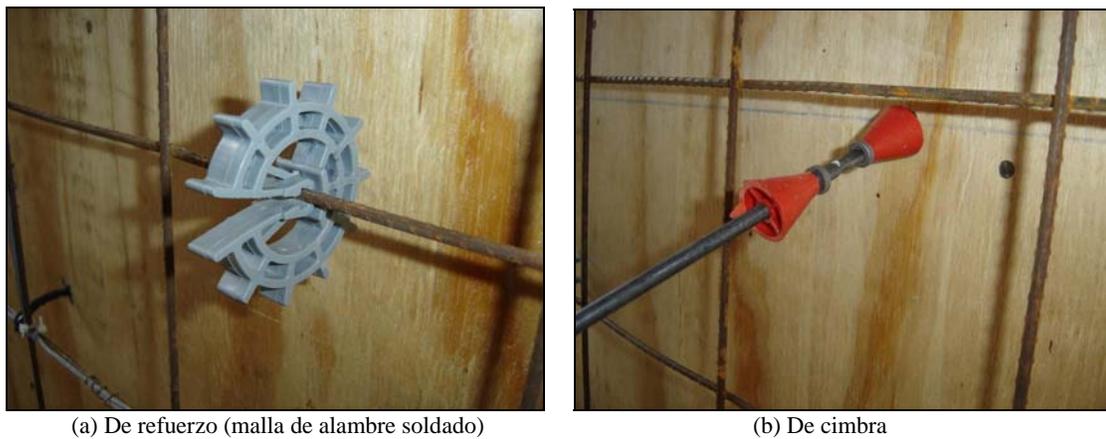


Figura A-8. Separadores de refuerzo y de cimbra

Una vez colocada y nivelada la cimbra de las losas superiores (Figura A-10(a)), se procedió con el colado de los muros. Se realizaron dos colados, uno para los muros con concreto de peso normal y otro para los muros con concreto de peso ligero. En principio se colaron los cuatro muros con concreto de peso normal, dos cuadrados (MCN50mD y MCN100D) y dos con aberturas (MVN50mD y MVN100D). Teniendo en cuenta el espesor de los muros (80 mm), el concreto se colocó en tres capas. La primera capa hasta la mitad de los muros, la segunda hasta el extremo superior de los muros y la tercera hasta la losa superior. Sin embargo, para asegurar la compactación y la entrada del concreto en sitios de congestión del refuerzo (refuerzo de elementos de borde de los muros), se emplearon vibradores eléctricos portátiles en el concreto y martillos de goma sobre las paredes de la cimbra. El transporte del concreto hasta los modelos se realizó con la ayuda de una bacha de un metro cúbico de capacidad, trasladada por una grúa viajera de 98.1 kN (10 tf) de capacidad (Figura A-10(b)). El concreto en estado fresco fue muestreado para cada una de las etapas de colado, en cilindros de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura y, en vigas de 600 mm de longitud y 150 mm de alto y de ancho. La resistencia a la compresión nominal del concreto fue igual a 14.7 MPa (150 kgf/cm²). Pasados dos días de colado se descimbraron los muros y las losas superiores. Debido a que actualmente en la práctica

de construcción del tipo de viviendas estudiadas no se hace ningún tratamiento posterior al colado de los elementos, el concreto de los modelos construidos no fue curado. De esta manera, también se busca representar fielmente las condiciones reales de este tipo de elementos. Después se colaron los dos muros cuadrados con concreto de peso ligero (MCL50mD y MCL100D), siguiendo el procedimiento descrito anteriormente.

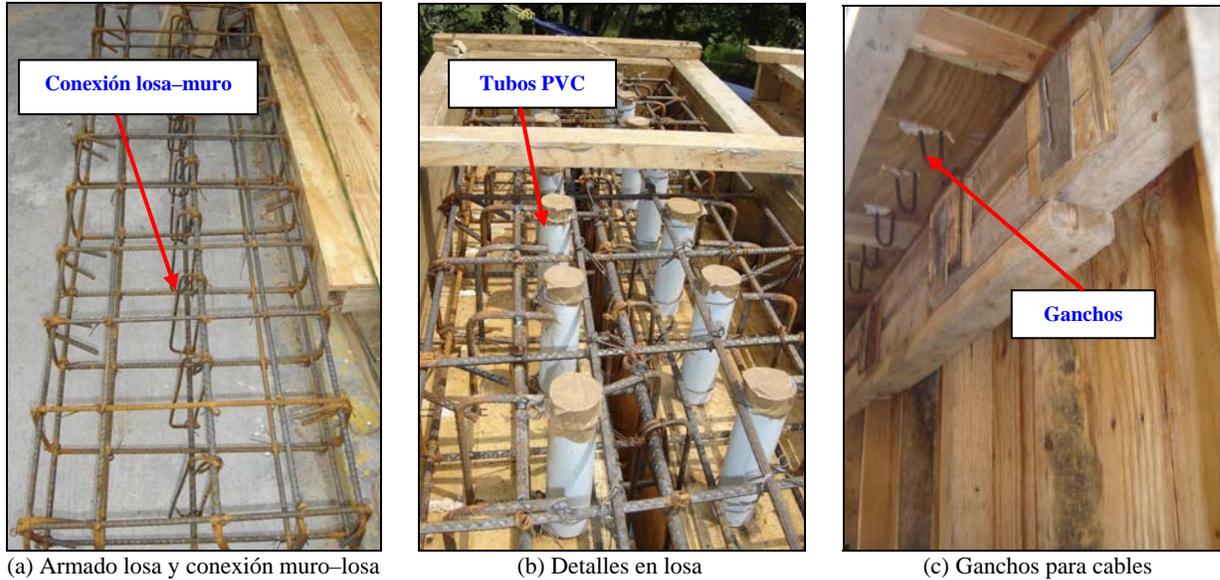


Figura A-9. Armado y detalles de losas superiores

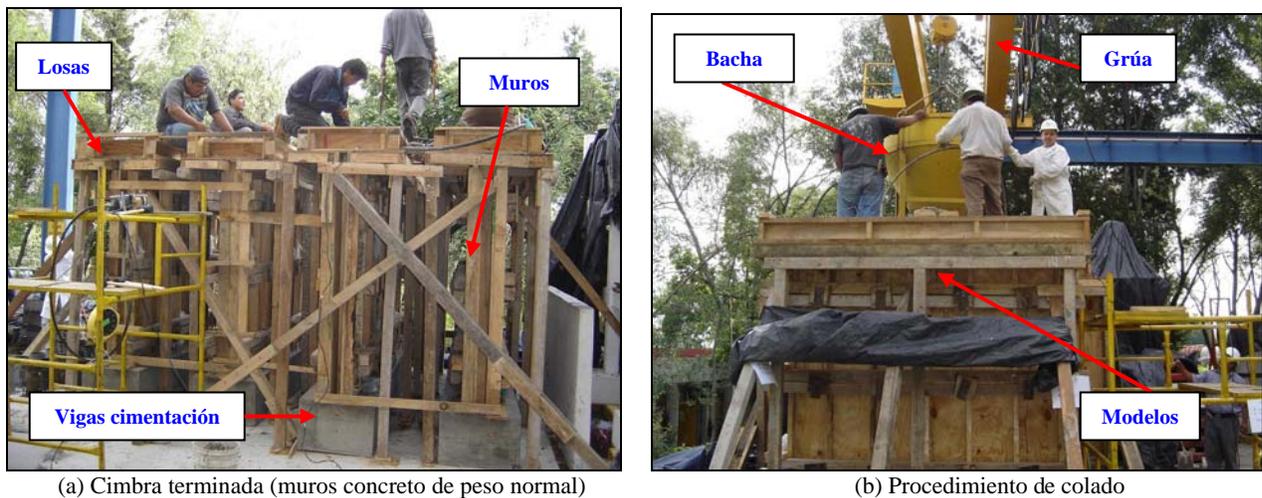


Figura A-10. Colado de muros y losas

A.3 Reparaciones

Debido al reducido espesor de los muros y a la congestión del refuerzo en los elementos de borde, al descimbrar tres de los especímenes se observó que el concreto no logró penetrar en algunos sitios de los elementos de borde. Lo anterior se presentó en el espécimen con aberturas MVN50mD y con concreto de peso normal y, en los especímenes cuadrados MCL50mD y MCL100D con concreto de peso ligero. En el espécimen con aberturas y con concreto de peso normal, esto ocurrió en uno de los elementos de borde de la ventana y, en los especímenes cuadrados con concreto de peso ligero, en el extremo inferior de uno de estos elementos. Los muros fueron reparados con una mezcla de mortero de baja contracción y grava de tamaño máximo nominal igual a la empleada en los concretos premezclados utilizados en el colado de los

especímenes (10 mm). El mortero utilizado fue Fester-Grout NM (Fester, 2007), el cual es un producto químico en polvo, libre de cloruros, a base de cemento Pórtland, agregados minerales y aditivos, que al mezclarse con agua produce un mortero con baja contracción, de alta resistencia y fluidez que facilita su colocación y acomodo. La grava seleccionada se adicionó con el propósito de mejorar la consistencia y las propiedades mecánicas de la mezcla. Para llevar a cabo las reparaciones, inicialmente se eliminó el concreto alrededor de la sección y, de esta manera, garantizar una superficie rugosa y adecuada para la adherencia entre el concreto existente y la mezcla de reparación. La cimbra para los sitios de la reparación se dispuso de tal manera de permitir la entrada del material y conservar las dimensiones de los especímenes. La cimbra fue retirada a los dos días y se realizó un curado con agua limpia durante un periodo de 7 días. El proceso de reparación de los elementos de borde de los especímenes se muestra en las Figuras A-11 y A-12. Para determinar la resistencia a la compresión de este concreto, la mezcla en estado fresco fue muestreada en cilindros de 75 mm de diámetro y 150 mm de altura. A edad de 28 días, la resistencia a la compresión fue igual a 56.9 MPa (580 kgf/cm²), la cual fue adecuada para garantizar que no se presentara un modo de falla local, diferente del modo de falla característico de este tipo de elementos.



Figura A-11. Reparación de elemento de borde en muro con aberturas en concreto de peso normal

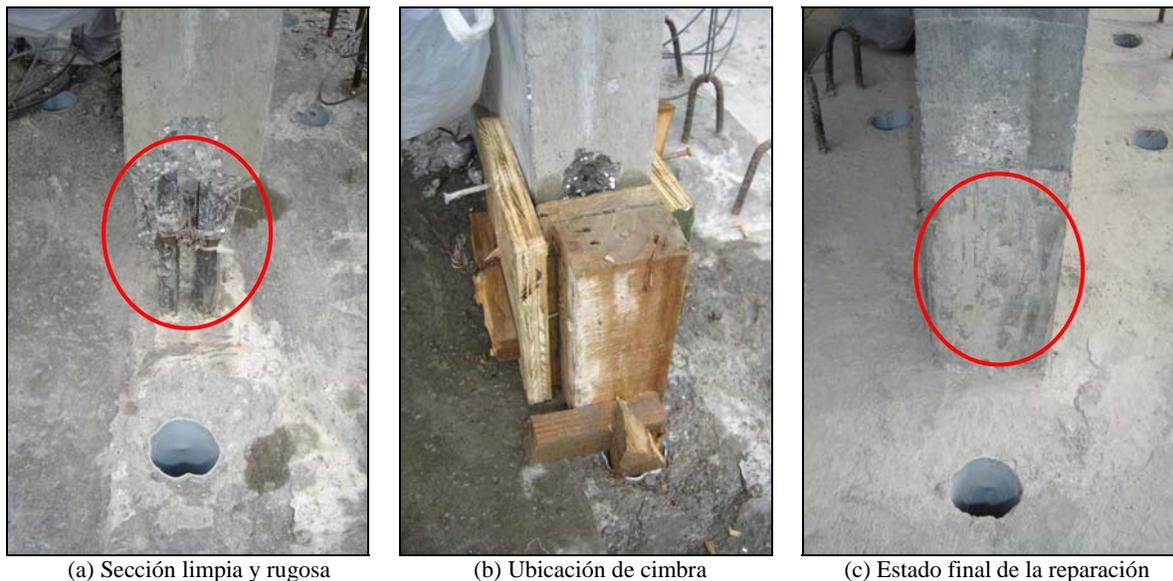


Figura A-12. Reparación de elemento de borde en muro cuadrado con concreto de peso ligero

Adicionalmente, al descimbrar los cuatro especímenes construidos en concreto de peso normal, se observó que el espesor de estos especímenes era aproximadamente igual a 85 mm, un poco superior a su espesor nominal (80 mm). Esto se originó debido a que algunos separadores de cimbra no funcionaron apropiadamente. Por lo tanto, para el colado de los especímenes con concreto de peso ligero se utilizó otro fabricante de separadores que funcionaron de una mejor manera. Con el propósito de no alterar el factor de escala geométrico en los especímenes con concreto de peso normal y, de esta manera comparar el comportamiento con los prototipos ensayados bajo carga lateral cíclica, se desbastó el espesor remanente hasta alcanzar un espesor muy cercano al nominal. Para este trabajo se utilizó una esmeriladora angular eléctrica manipulada por un especialista en este tipo de trabajos, con el fin de garantizar un espesor constante en toda la superficie del muro.

A.4 Transporte

Cuando se terminó la construcción (aproximadamente 40 días después del colado de los muros y losas), se procedió a introducir los modelos a la nave del laboratorio de la mesa vibradora. Para esto, se utilizaron dos barras de acero de 38.1 mm (1.5 pulg) de diámetro, colocadas en las perforaciones dispuestas en la viga de cimentación para tal fin; dos cables de acero de 16 mm (5/8 pulg) de diámetro y una grúa viajera de 98.1 kN (10 tf) de capacidad. Para prevenir agrietamientos en los muros causados por el movimiento, se utilizaron cables de acero ($\phi = 1/4$ pulg) sujetos a los ganchos dispuestos en las vigas de cimentación y en las losas superiores. Adicionalmente, para impedir el desprendimiento de los bordes de las losas superiores debido a la fricción de los cables, se dispusieron ángulos metálicos sobre los extremos superiores de las losas (Figura A-13).

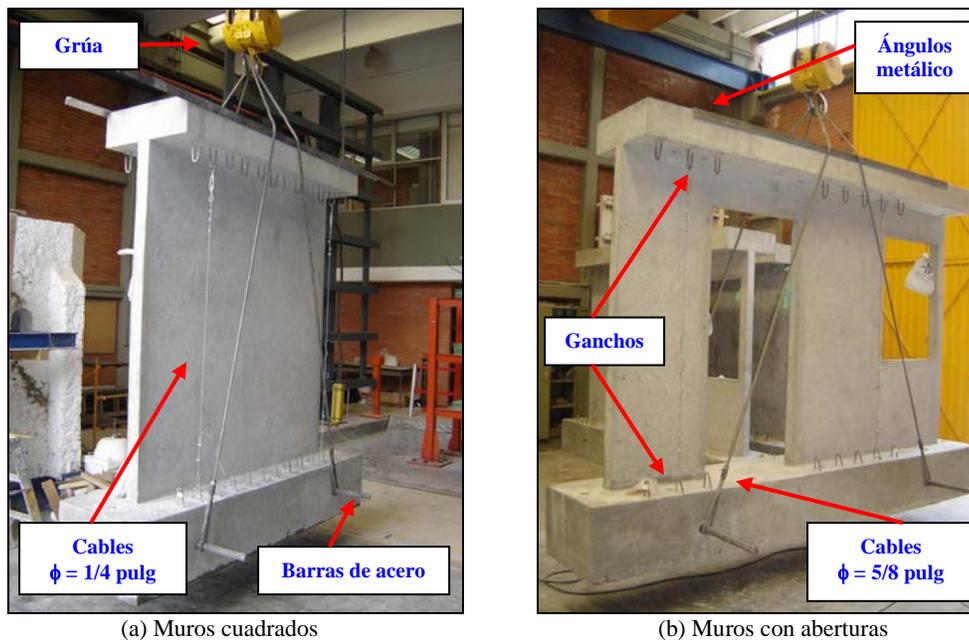


Figura A-13. Transporte de los modelos

A.5 Preparación

Una vez que los modelos estuvieron dentro de la nave del laboratorio, se procedió a pintar las superficies de concreto (viga, muros y losa). Se utilizó pintura vinílica de color blanco para facilitar la observación del daño y su evolución durante los ensayos. De igual forma, para facilitar la ubicación de grietas durante los ensayos, se trazó una cuadrícula en la cara frontal de los muros, utilizando un plumón de color negro. Las dimensiones de los cuadros en el centro de los modelos fueron iguales a 400 mm en los muros cuadrados y 320 mm en los muros con aberturas. En los extremos o cerca de las aberturas, las dimensiones fueron un poco menores debido a la geometría particular de los especímenes.

APÉNDICE B PROPIEDADES MECÁNICAS DE MATERIALES Y DETALLES DE INSTRUMENTACIÓN

En este apéndice, inicialmente se describen los parámetros utilizados para el análisis estadístico de los datos experimentales y para evaluar la precisión de los modelos de regresión. Luego se presentan los procedimientos de ensayo y los parámetros estadísticos asociados a los valores experimentales de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la construcción de los modelos. Adicionalmente, se presentan ecuaciones para obtener la curva completa esfuerzo–deformación del acero de refuerzo (barras corrugadas y malla de alambre soldado). Al final del apéndice se presentan detalles de la instrumentación utilizada, tales como las características de los instrumentos, el procedimiento de pegado de los deformímetros adheridos al acero de refuerzo y la descripción del dispositivo utilizado para medir desplazamientos lineales entre dos puntos diagonales o verticales en los especímenes.

B.1 Parámetros estadísticos

B.1.1 Análisis de datos

Para el análisis estadístico de los datos se utilizaron tres parámetros comúnmente utilizados (Benjamín y Cornell, 1970): la media aritmética, la desviación estándar y el coeficiente de variación. La media aritmética, \bar{X} , corresponde al promedio simple del conjunto de datos, expresado en la misma unidad de medida de la variable y, está definida como:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (\text{B-1})$$

donde X_i es i-ésimo dato y n es el número de datos. La desviación estándar, S , es una medida de dispersión de los datos respecto de su media aritmética, expresada en la misma unidad de medida de la variable y, está definida como:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \quad (\text{B-2})$$

El coeficiente de variación, CV , permite comparar dispersiones a escalas distintas ya que elimina la dimensionalidad de las variables al normalizar la desviación estándar con el promedio de la muestra. Es común expresar el coeficiente de variación en porcentaje y, por lo tanto, se define como:

$$CV(\%) = \frac{S}{\bar{X}} \times 100 \quad (\text{B-3})$$

B.1.2 Evaluación de precisión de modelos de regresión

La precisión de ecuaciones obtenidas de análisis de regresión se evaluó por medio de dos parámetros estadísticos (Benjamín y Cornell, 1970): el error estándar de los residuos y el coeficiente de correlación. El error estándar de los residuos, EE , es una medida del error promedio de la ecuación y se define como:

$$EE = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (X_i - X'_i)^2} \quad (\text{B-4})$$

donde X_i es el valor observado (experimental), X'_i es el valor calculado utilizando la ecuación del análisis de regresión y n es el número de datos. A medida que el valor de EE tiende a cero (0), el modelo de regresión describe de una mejor manera los datos estadísticos. El coeficiente de correlación, r , es un parámetro cuantitativo que indica la “robustez” de la relación lineal entre dos variables (X_i y X'_i) y está definido como:

$$r = \frac{S(X_i - X'_i)}{S(X_i) S(X'_i)} \quad (\text{B-5})$$

r varía entre 1 y -1; si $r = 1$ o -1 existe una relación lineal perfecta positiva o negativa, es decir, los puntos de acomodan a una línea perfectamente recta con ecuación “ $y = a + bx$ ”. El signo de r sólo depende del signo de la pendiente de la recta, b . Si $r = 0$ no existe relación lineal entre las variables. Para fines prácticos, un modelo de regresión muy aceptable podría definirse como aquel en el cual r es mayor que 0.9 y EE es menor que 0.1. Dado que r es una medida sólo de la correlación lineal, en modelos de regresión no-lineal, X_i y X'_i en la Ec. B-5, corresponden al logaritmo de dichas variables. De esta forma, r también representa una medida de la correlación lineal. En la Ec. B-5, $S(X_i - X'_i)$ es la covarianza entre X_i y X'_i , definida como:

$$S(X_i - X'_i) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_i)(X'_i - \bar{X}'_i) \quad (\text{B-6})$$

donde \bar{X}_i y \bar{X}'_i es la media aritmética de X_i y X'_i , respectivamente (Ec. B-1) y, $S(X_i)$ y $S(\hat{X}_i)$ son las desviaciones estándar de X_i y \hat{X}_i , respectivamente (Ec. B-2).

B.2 Propiedades mecánicas del concreto

B.2.1 Muestreo

El muestreo del concreto consistió en la obtención de cilindros de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura y, de esta manera, obtener índices de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y relación de Poisson y, resistencia a la tensión, por medio de ensayos de compresión simple, módulo de elasticidad y compresión diametral, respectivamente. Igualmente se obtuvieron vigas de 600 mm de longitud y 150 mm de alto y de ancho, para obtener el índice de la resistencia a la tensión por flexión (o módulo de rotura) y el módulo de elasticidad del concreto a flexión. El muestreo del concreto se realizó para las tres fases del colado de los muros (hasta la mitad del muro, hasta el extremo superior del muro y hasta la losa superior). En la Tabla B-1 se presenta la cantidad de muestras obtenidas y los tipos de ensayo realizados al concreto de los muros construidos con concretos de peso normal y peso ligero. Para el concreto de las vigas de cimentación sólo se obtuvieron muestras de cilindros para obtener la resistencia a la compresión a los 7 y 28 días, ya que sólo se

requería garantizar una resistencia mínima a la compresión para proporcionar rigidez al elemento y anclaje a las barras verticales de los muros. Todas las muestras se estuvieron bajo las mismas condiciones climáticas y de curado que los modelos de ensayo.

B.2.2 Propiedades mecánicas

A continuación se presentan la descripción y los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras del concreto. Para el análisis estadístico de los datos se utilizaron tres parámetros media aritmética, la desviación estándar y el coeficiente de variación (Ecs. B-1, B-2 y B-3, respectivamente).

Tabla B-1. Muestreo y tipos de ensayo en el concreto de muros y losas (peso normal y peso ligero)

Tipo de ensayo	Norma aplicable	Tipo de muestra	Edad (días)			Día de ensayo	Muestras ⁽³⁾	
			7	14	28	1-4 ⁽¹⁾ , 5-6 ⁽²⁾	Subtotal	Total
Resistencia a la compresión	NMX-C-083	Cilindro	2	2	2	4	10	25
Módulo de elasticidad	NMX-C-128				3	6	9	
Resistencia a la tensión (compresión diametral)	NMX-C-163					6	6	
Resistencia tensión por flexión (módulo rotura)	NMX-C-191	Viga				6		6

Notas: ⁽¹⁾ Pruebas realizadas entre los días de los ensayos de los modelos 1, 2, 3 y 4; contruidos con concreto de peso normal,

⁽²⁾ Pruebas realizadas entre los días de los ensayos de los modelos 5 y 6, contruidos con concreto de peso ligero,

⁽³⁾ Número de muestras por tipo de concreto.

B.2.2.1 Resistencia a la compresión

Para obtener índices de resistencia a la compresión de los concretos (f_c), los cilindros se ensayaron baja carga axial monótona a una velocidad igual a 245 kN/min (25 tf/min), siguiendo los lineamientos de la Norma NMX-C-083 (2002). Los cilindros fueron cabeceados con azufre para garantizar una superficie de contacto plana y nivelada. En la Figura B-1 se muestran los detalles del ensayo de cilindros a compresión y en la Tabla B-2 se presentan los resultados de resistencia a la compresión del concreto de peso normal a edad de 7, 14 y 28 días y, en una fecha cercana al ensayo de los modelos contruidos con este tipo de concreto. En la Tabla B-3 se presentan los resultados para el concreto de peso ligero. En estas tablas también se presentan los resultados del peso específico de los cilindros de concreto en estado endurecido (γ_{conc}). De acuerdo con la sección 2.2 del Reglamento ACI-318 (2008), el peso específico en estado endurecido del concreto de peso normal varía entre 21.4 y 25.1 kN/m³ (2.2 – 2.6 tf/m³). Para el concreto de peso ligero, el ACI-318 (2008) indica que la densidad de equilibrio (secado al horno) varía entre 11.2 y 18.1 kN/m³ (1.1 – 1.8 tf/m³). De acuerdo con NTC-C (2004), el peso específico en estado fresco del concreto clase 1 debe ser mayor que 22 kN/m³ (2.2 tf/m³), para el concreto clase 2 – normal debe estar comprendido entre 19 kN/m³ (1.9 tf/m³) y 22 kN/m³ (2.2 tf/m³) (sección 1.5.1) y, para el concreto clase 2 – ligero (sección 12.1), debe ser menor que 19 kN/m³ (1.9 tf/m³). En esta investigación sólo se midieron los valores del peso específico en estado endurecido de los concretos utilizados.

La resistencia a la compresión y el peso específico promedio del concreto de las vigas de cimentación fueron iguales a 49.4 MPa (504 kgf/cm²) y 22 kN/m³ (2.2 tf/m³), respectivamente; es decir, el peso específico promedio cumple con lo indicado en los reglamentos NTC-C (2004) y ACI-318 (2008). Como se observa en las Tablas B-2 y B-3, los concretos de peso normal y peso ligero utilizados en la construcción de los muros, cumplen con lo indicado en NTC-C (2004) para concreto clase 2 – normal y concreto clase 2 – ligero, respectivamente. Si se acepta que la densidad de equilibrio es similar a la densidad en estado endurecido, el concreto de peso ligero cumple con el intervalo del peso específico en estado endurecido (11.2 – 18.1 kN/m³) indicado en el Reglamento ACI-318 (2008).

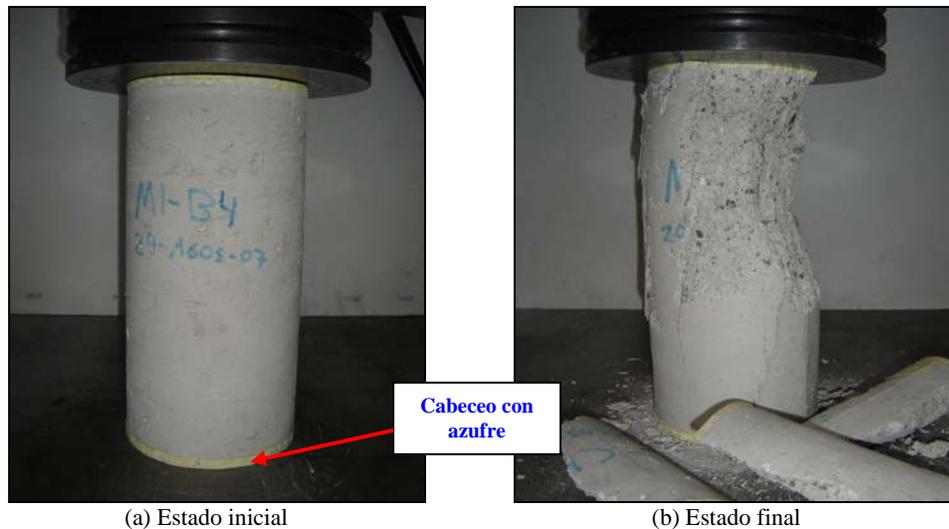


Figura B-1. Ensayo de resistencia a la compresión

Tabla B-2. Resultados de ensayos de resistencia a la compresión del concreto de peso normal

Resultado estadístico	f_c (MPa) / Edad (días)				γ_{conc} (kN/m ³)
	7	14	28	252	
\bar{X}	13.4	19.0	23.0	24.8	20.3
S	0.04	0.2	1.1	1.3	0.1
CV (%)	0.3	0.9	5.0	5.3	0.7

Notas: \bar{X} = media aritmética, S = desviación estándar, CV = coeficiente de variación = S / \bar{X} .

Tabla B-3. Resultados de ensayos de resistencia a la compresión del concreto de peso ligero

Resultado estadístico	f_c (MPa) / Edad (días)				γ_{conc} (kN/m ³)
	7	14	28	246	
\bar{X}	15.6	19.6	20.2	21.0	16.8
S	1.0	2.3	2.4	1.4	0.2
CV (%)	6.5	11.9	11.1	6.8	1.2

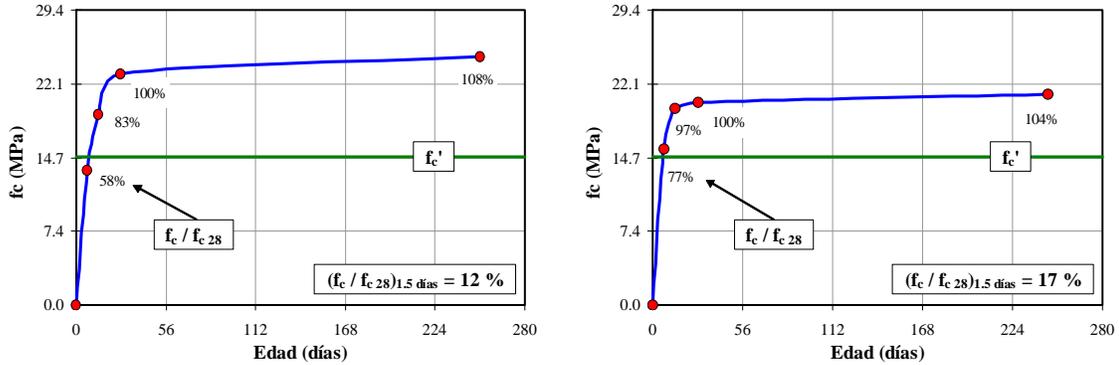
En la Figura B-2 se presenta la evolución en el tiempo de la resistencia a la compresión de los dos tipos de concreto, así como la relación (en porcentaje) de la resistencia a la compresión a una determinada edad respecto a la resistencia medida a los 28 días (f_c / f_{c28}). En la figura también se muestra esquemáticamente la resistencia nominal a la compresión del concreto (f'_c), con el fin de observar una de las fuentes de sobrerresistencia que se pueden presentar en las viviendas construidas con estos tipos de concreto. En este caso, la resistencia a la compresión medida en los concretos de peso normal y peso ligero, fue 1.68 y 1.43 veces superior, respectivamente, que la resistencia nominal.

B.2.2.2 Módulo de elasticidad, deformación y relación de Poisson

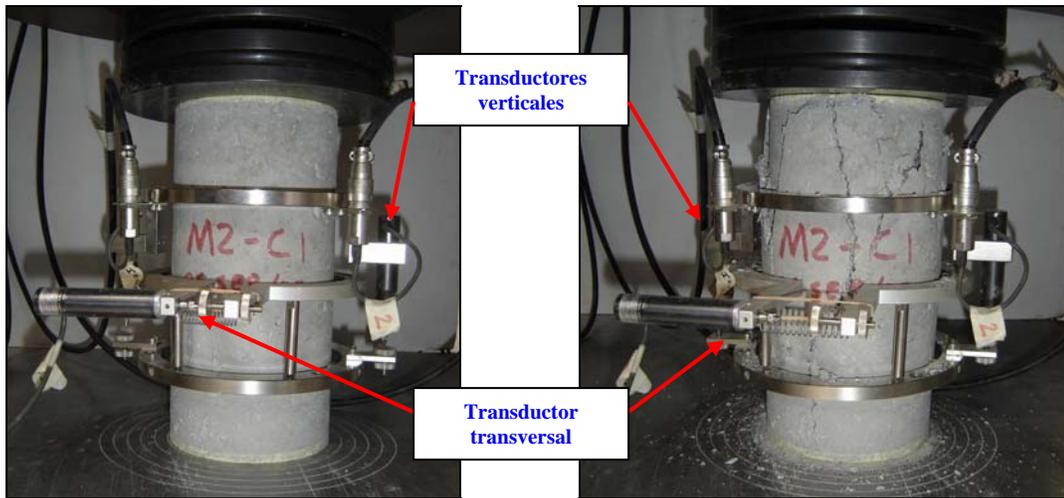
Para determinar el módulo de elasticidad de los concretos (E_c) y la deformación a la resistencia máxima (ϵ_0), los cilindros fueron instrumentados con dos transductores de desplazamiento vertical a lo largo de su altura. Adicionalmente, se utilizó un transductor de desplazamiento transversal para determinar la relación de Poisson (ν) de los concretos (Figura B-3). Los cilindros fueron cargados con una serie de precargas para asegurar una distribución uniforme de esfuerzos durante el ensayo. La velocidad de aplicación de la carga durante los ensayos fue igual a 147 kN/min (15 tf/min). Los valores del módulo de elasticidad fueron calculados a partir de las curvas esfuerzo–deformación obtenidas durante los ensayos, mediante el módulo

secante al 40% de la resistencia, de acuerdo con los lineamientos de la Norma NMX-C-128 (1997); es decir, utilizando la Ec. B-7 (Figura B-4).

$$E_c = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\epsilon_2 - 0.00005} \tag{B-7}$$



(a) Concreto de peso normal (b) Concreto de peso ligero
Figura B-2. Evolución de la resistencia a la compresión del concreto



(a) Estado inicial (b) Estado final
Figura B-3. Ensayo de módulo de elasticidad y relación de Poisson

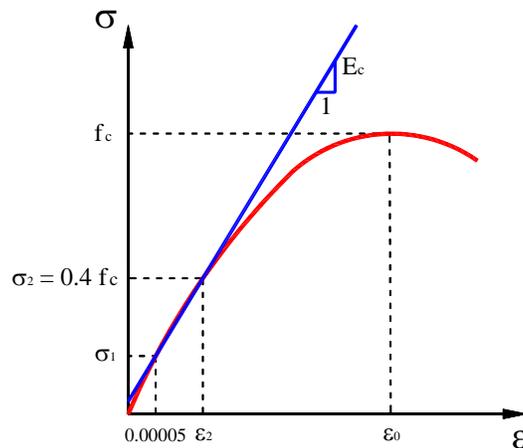


Figura B-4. Curva característica esfuerzo – deformación de cilindros de concreto

En las Tablas B-4 y B-5 se presentan los resultados a 28 días y en una fecha cercana al ensayo de los modelos construidos con concretos de peso normal y peso ligero, respectivamente. En la Figura B-5 se muestran las curvas esfuerzo–deformación de los concretos obtenidas en una fecha cercana al ensayo de los modelos; sin embargo, no se registró adecuadamente la parte descendente de las curvas.

Tabla B-4. Resultados de ensayos de módulo de elasticidad y relación de Poisson del concreto de peso normal

Result. estad.	28 días				252 días				NTC-C
	E_c (MPa)	ϵ_0	ν	$E_c / \sqrt{f_c}$	E_c (MPa)	ϵ_0	ν	$E_c / \sqrt{f_c}$	$E_c / \sqrt{f_c}$
\bar{X}	13,735	0.0039	0.16	2,857	14,757	0.0031	0.16	2,965	2,500
S	255	0.0007	0.02	20	749	0.0005	0.02	154	---
CV (%)	1.9	17.0	12.3	0.7	5.1	15.3	12.3	5.2	----

Tabla B-5. Resultados de ensayos de módulo de elasticidad y relación de Poisson del concreto de peso ligero

Result. Estad.	28 días				246 días				NTC-C
	E_c (MPa)	ϵ_0	ν	$E_c / \sqrt{f_c}$	E_c (MPa)	ϵ_0	ν	$E_c / \sqrt{f_c}$	$E_c / \sqrt{f_c}$
\bar{X}	11,237	0.0026	0.19	2,471	9,146	0.0030	0.16	1,977	No se especifica
S	2.8	0.0001	0.02	59	432	0.0003	0.02	95	
CV (%)	3.4	4.9	10.6	2.4	4.7	9.5	14.1	4.8	

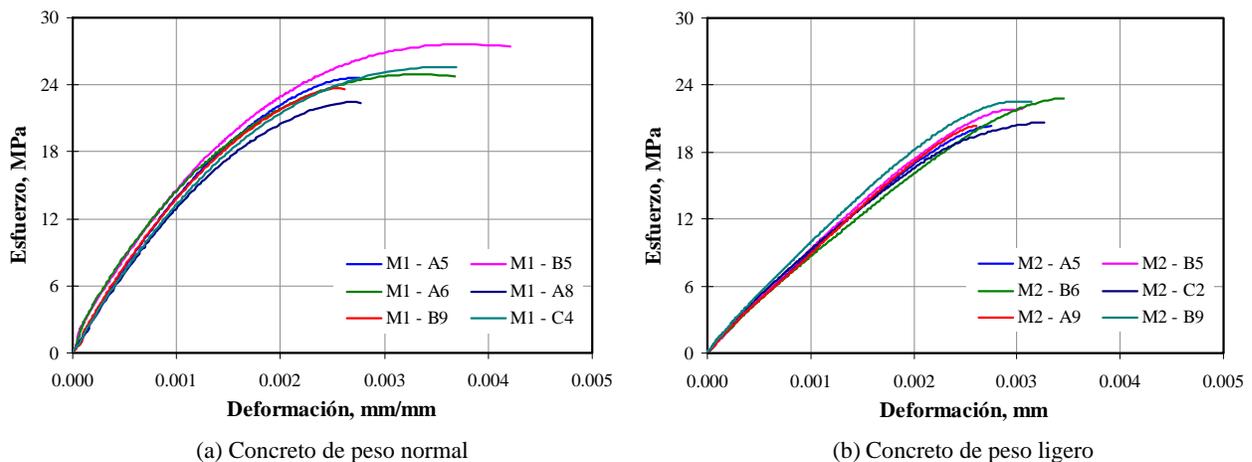


Figura B-5. Curvas esfuerzo–deformación del concreto

B.2.2.3 Resistencia a la tensión

Para obtener índices de la resistencia a la tensión del concreto (f_t), los cilindros se ensayaron bajo carga diametral monótona (prueba brasileña) a una velocidad igual a 69 kN/min (7 tf/min), siguiendo los lineamientos de la Norma NMX-C-163 (1997). En la Figura B-6 se muestran los detalles del ensayo de cilindros a compresión diametral y, en las Tablas B-6 y B-7 se presentan los resultados de la resistencia a la tensión en una fecha cercana al ensayo de los modelos.

En la sección 3.5.2.2 se indicó que el esfuerzo vertical de compresión a que están sometidos los muros de las viviendas estudiadas en condiciones de servicio, incluyendo la carga muerta y carga viva instantánea (NTC-Cr, 2004), varía entre 0.08 y 0.47 MPa y, su valor promedio es igual a 0.26 MPa (2.7 kgf/cm²). Aunque no se reportaron esfuerzos de tensión, se supone un valor correspondiente al límite inferior del intervalo del esfuerzo de compresión, es decir, 0.08 MPa (0.8 kgf/cm²). Como se indica en la Figura B-2, para edad igual a 1.5 días, la resistencia a la compresión de los concretos de peso normal y peso ligero fue igual al 12% y al

17% (~15%), respectivamente, respecto a la resistencia medida a los 28 días. Si la resistencia a la compresión del concreto es igual a 19.6 MPa (200 kgf/cm²), a edad igual a 1.5 días la resistencia será aproximadamente igual a 3.0 MPa (19.6 × 0.15). Dicha resistencia es aproximadamente 10 veces mayor que el esfuerzo vertical axial de compresión en condiciones de servicio y, al mismo tiempo, es igual al valor mínimo de la resistencia a la compresión del concreto especificada en la Norma francesa NF-P18-504 (1990) para que los muros se puedan descimbrar (3 MPa, 30 kgf/cm²). Con el fin de determinar la resistencia a la tensión para un concreto con f_c' igual a 19.6 MPa, se utilizaron las constantes indicadas en las Tablas B-6 y B-7. De esta manera, el valor de la resistencia a la tensión para los concretos de peso normal y peso ligero es igual a 1.86 MPa y 1.37 MPa, respectivamente. Para una evolución de la resistencia a la tensión del concreto similar a la resistencia a la compresión, a edad igual a 1.5 días la resistencia a la tensión de los concretos de peso normal y peso ligero será aproximadamente igual a 0.28 MPa (1.86 × 0.15) y 0.21 MPa (1.37 × 0.15), respectivamente. Dichas resistencias son aproximadamente 3 veces mayores que el esfuerzo vertical axial de tensión en condiciones de servicio (0.08 MPa). Sin embargo, como se muestra en la Figura B-2, la resistencia medida probablemente será mayor que la resistencia nominal. Teniendo en cuenta lo anterior, para viviendas con las características estudiadas es posible descimbrar los muros de concreto 36 horas (1.5 días) después del colado, ya que la resistencia del concreto es suficiente para soportar las solicitaciones impuestas por el peso propio de los muros y por otras cargas que actúan durante la construcción.

Tabla B-6. Resultados de ensayos de resistencia a la tensión del concreto de peso normal

Resultado estadístico	252 días		NTC-C
	f_t (MPa)	$f_t / \sqrt{f_c}$	$f_t / \sqrt{f_c}$
\bar{X}	2.09	0.42	0.38
S	0.28	0.06	---
CV (%)	13.5	13.9	---

Tabla B-7. Resultados de ensayos de resistencia a la tensión del concreto de peso ligero

Resultado estadístico	246 días		NTC-C
	f_t (MPa)	$f_t / \sqrt{f_c}$	$f_t / \sqrt{f_c}$
\bar{X}	1.44	0.31	
S	0.17	0.04	No se especifica
CV (%)	11.5	11.5	

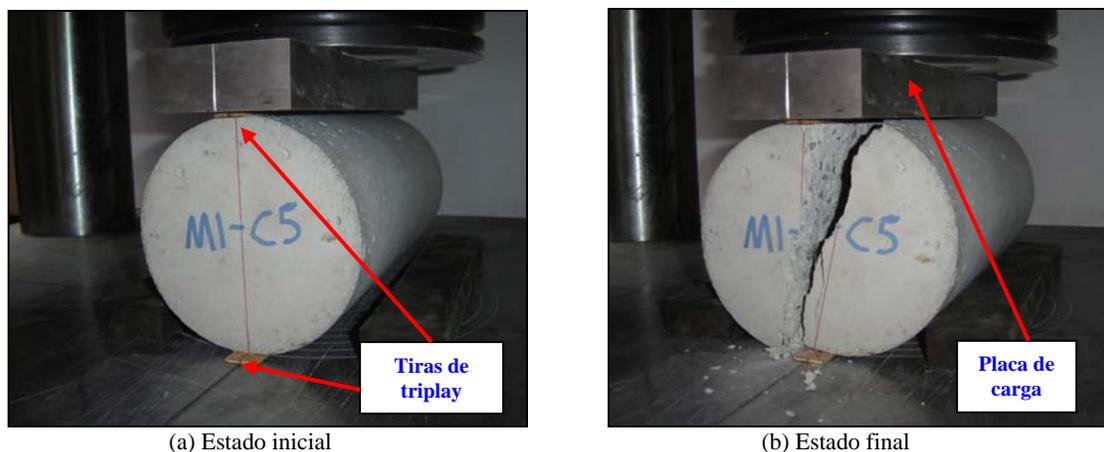


Figura B-6. Ensayo de resistencia a la tensión

B.2.2.4 Resistencia a la flexión y módulo de elasticidad en flexión

Para obtener datos sobre la resistencia a la flexión del concreto o módulo de ruptura (f_r) y del módulo de elasticidad del concreto en flexión (E_c'), se ensayaron vigas bajo carga monótona aplicada en los tercios del claro, a una velocidad de 7.4 kN/min (0.75 tf/min), siguiendo los lineamientos de la Norma NMX-C-191 (2004). Para calcular el módulo de elasticidad se utilizó la expresión de la deflexión en el centro del claro de una viga simplemente apoyada y con carga en los tercios, y los datos de un transductor de desplazamiento que registró la deflexión en el centro del claro de la viga. En la Figura B-7 se muestran los detalles del ensayo de vigas a flexión, y en las Tablas B-8 y B-9 se presentan los resultados de la resistencia a la flexión y el módulo de elasticidad en una fecha cercana al ensayo de los modelos.

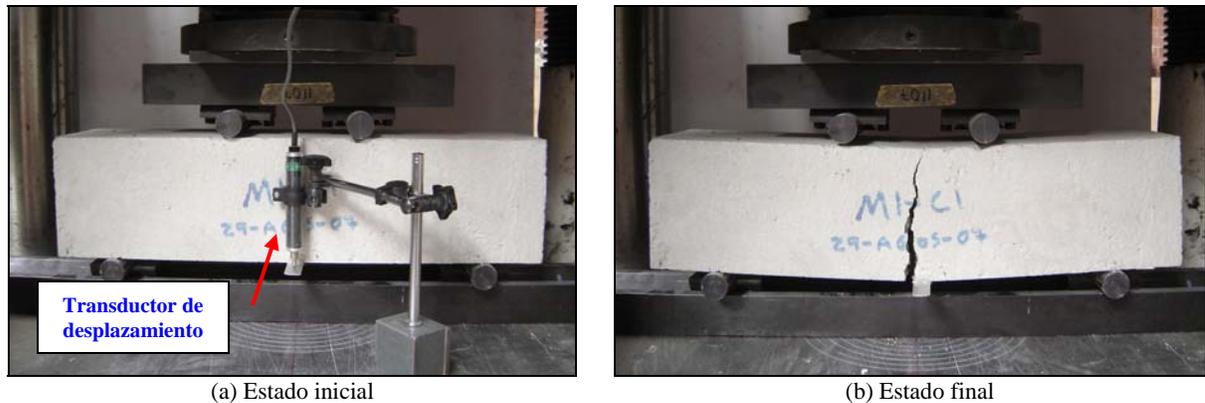


Figura B-7. Ensayo de resistencia a la flexión

Tabla B-8. Resultados de ensayos de resistencia a la flexión del concreto de peso normal

Resultado estadístico	229 días				NTC-C
	E_c' (MPa)	$E_c' / \sqrt{f_c}$	f_r (MPa)	$f_r / \sqrt{f_c}$	$f_r / \sqrt{f_c}$
\bar{X}	7,730	1,556	3.75	0.75	0.44
S	604	125	0.34	0.06	---
CV (%)	7.8	8.0	9.0	8.0	---

Tabla B-9. Resultados de ensayos de resistencia a la flexión del concreto de peso ligero

Resultado estadístico	246 días				NTC-C
	E_c' (MPa)	$E_c' / \sqrt{f_c}$	f_r (MPa)	$f_r / \sqrt{f_c}$	$f_r / \sqrt{f_c}$
\bar{X}	7,179	1,566	3.29	0.72	
S	637	139	0.31	0.07	No se especifica
CV (%)	8.9	8.9	9.5	9.5	

B.3 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

B.3.1 Muestreo

Para caracterizar la curva esfuerzo–deformación del acero de refuerzo utilizado, el muestreo consistió en la obtención de cuatro probetas para cada diámetro con longitud igual a 900 mm para las barras y el alambón liso y, 600 mm para los alambres de malla.

B.3.2 Propiedades mecánicas

Las muestras fueron ensayadas para obtener la curva completa esfuerzo–deformación del acero y el porcentaje de alargamiento. Estos ensayos se realizaron en una máquina universal de tensión monótona hasta la ruptura, siguiendo los lineamientos de la Norma NMX-C-407 (2001). Para medir las deformaciones, las muestras de las barras corrugadas y del alambón liso fueron instrumentadas con dos transductores de desplazamiento fijados a las probetas por medio de un extensómetro (Figura B-8(a)). Para los alambres de malla se utilizaron dos transductores de desplazamiento fijados a las probetas por medio de un dispositivo mecánico diseñado para este tipo de refuerzo (Figura B-8(b)). Adicionalmente, se utilizaron deformímetros eléctricos de iguales características a los utilizados en la instrumentación interna de los modelos. Sin embargo, estos últimos sólo permitieron determinar la deformación de las muestras hasta un punto un poco más allá de la deformación de fluencia. Para las barras corrugadas de 15.9 mm (5/8 pulg), 12.7 mm (1/2 pulg) y 9.5 mm (3/8 pulg) de diámetro, la carga se aplicó a una velocidad igual a 81.4, 52.0 y 29.4 kN/min (8.3, 5.3 y 3.0 tf/min), respectivamente. Para el alambón liso de 6.4 mm (1/4 pulg) y para el alambre soldado en malla de 4.1 mm de diámetro, la carga se aplicó a una velocidad igual a 8.8 kN/min (0.9 tf/min). Para registrar la carga y la deformación y, de esta manera graficar las curvas esfuerzo–deformación de cada una de las probetas, se utilizó un sistema de adquisición de datos.

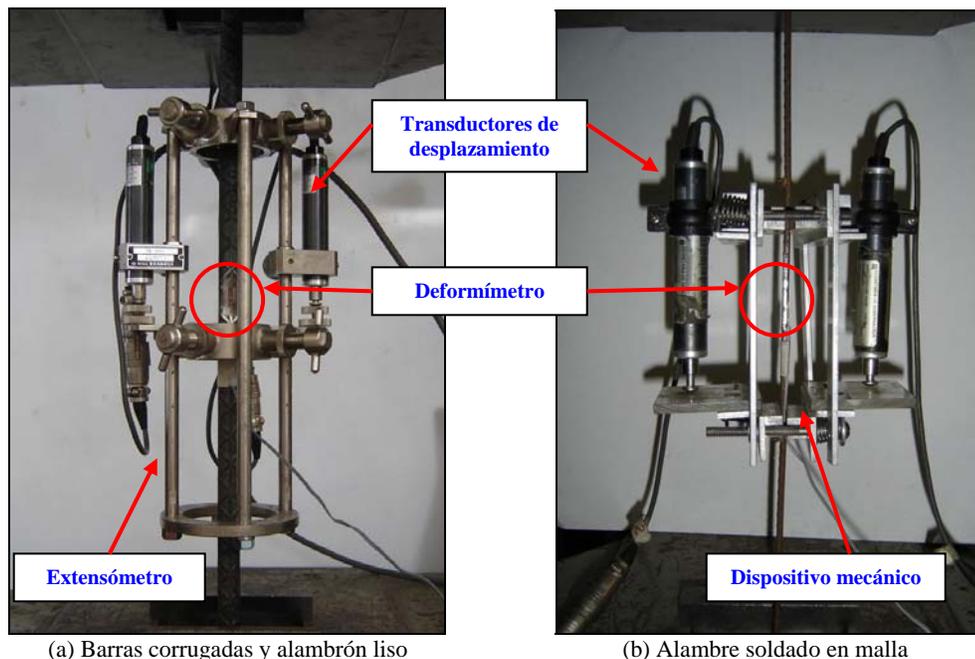


Figura B-8. Dispositivos para el ensayo de probetas a tensión

Para las barras corrugadas y el alambón liso se logró determinar el esfuerzo y la deformación de fluencia (f_y , ϵ_y), el módulo de elasticidad (E_s), la deformación correspondiente al inicio del endurecimiento por deformación (ϵ_{sh}), el módulo de la zona de endurecimiento por deformación (E_{sh}), el esfuerzo máximo alcanzado en la barra (f_{su}) y la deformación última correspondiente al esfuerzo máximo (ϵ_{su}). Aun cuando a partir de f_{su} hay una zona descendente de la curva esfuerzo–deformación, se considera que esta zona no es de importancia para el diseño de estructuras. Debido a que las curvas esfuerzo–deformación de los alambres soldados en malla no muestran un punto de fluencia bien definido, se determinó el esfuerzo y la deformación de fluencia (f_y , ϵ_y) y, el esfuerzo máximo y la deformación última correspondiente al esfuerzo máximo (f_{su} , ϵ_{su}). Para estos alambres, los valores del esfuerzo y la deformación de fluencia (f_y , ϵ_y) se determinaron como el punto de intersección de una recta que pasa por el punto de deformación igual a 0.002, cuya pendiente es igual a la tangente inicial de la curva y, la curva esfuerzo–deformación. En la Figura B-9 se muestran las curvas características esfuerzo–deformación del acero obtenidas a partir de un ensayo monótono. En las

Tablas B-10 y B-11 se presentan las propiedades mecánicas promedio del acero de refuerzo utilizado y los parámetros estadísticos de los resultados.

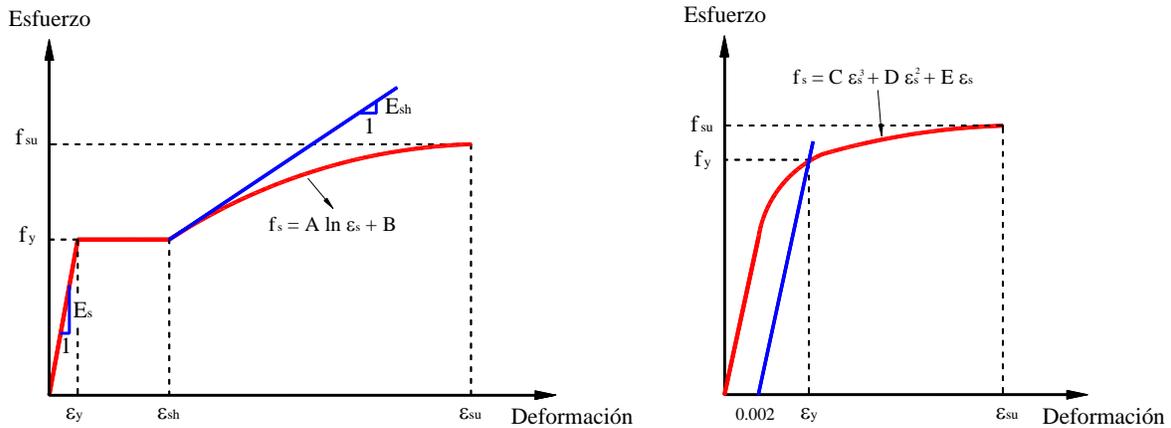
Tabla B-10. Propiedades mecánicas de barras corrugadas y alambón liso

Diámetro, d_b		Tipo de refuerzo	Result. estadíst.	f_y	ϵ_y	E_s	ϵ_{sh}	E_{sh}	f_{su}	ϵ_{su}	f_{su} / f_y	Alarg. (%)
mm	pulg			MPa (kgf/cm ²)		MPa (kgf/cm ²)		MPa (kgf/cm ²)	MPa (kgf/cm ²)			
15.9	5/8	Barra corrugada	\bar{X}	411 (4,185)	0.0022	183,680 (1'872,378)	0.0119	9,833 (100,238)	656 (6,689)	0.0786	1.60	12.2
			S	2 (24)	0.0001	9,167 (93,449)	0.0003	453 (4,615)	5 (48)	0.0033	0.01	0.6
			CV (%)	0.6	5.2	5.0	2.2	4.6	0.7	4.2	0.9	5.2
12.7	1/2	Barra corrugada	\bar{X}	425 (4,328)	0.0025	169,266 (1'725,444)	0.0071	8,170 (83,284)	677 (6,899)	0.0695	1.59	9.1
			S	7 (66)	0.0001	4,086 (41,649)	0.0002	430 (4,388)	6 (57)	0.0030	0.02	0.4
			CV (%)	1.5	3.0	2.4	2.2	5.3	0.8	4.3	1.2	4.1
9.5	3/8	Barra corrugada	\bar{X}	435 (4,434)	0.0022	197,115 (2'009,328)	0.0130	10,508 (107,116)	659 (6,722)	0.0730	1.52	10.1
			S	5 (52)	0.00004	3,189 (37,536)	0.0004	338 (3,445)	3 (27)	0.0048	0.02	0.4
			CV (%)	1.2	1.9	1.9	2.9	3.2	0.4	6.6	1.2	3.6
6.4	1/4	Alambón liso	\bar{X}	273 (2,785)	0.0019	144,942 (1'477,495)	0.0253	2,727 (27,801)	388 (3,953)	0.1426	1.42	19.2
			S	8 (87)	0.0001	4,119 (41,990)	0.0014	28 (286)	5 (51)	0.0048	0.05	2.0
			CV (%)	3.1	5.4	2.8	5.6	1.0	1.3	3.4	3.8	10.1

Notas: \bar{X} = media aritmética, S = desviación estándar, CV = coeficiente de variación = S / \bar{X} .

Tabla B-11. Propiedades mecánicas del alambre soldado en malla

Diámetro, d_b		Result. estadíst.	f_y	ϵ_y	E_s	f_{su}	ϵ_{su}	f_{su} / f_y	Alarg. (%)
mm	Calibre		MPa (kgf/cm ²)		MPa (kgf/cm ²)	MPa (kgf/cm ²)			
4.1	8	\bar{X}	630 (6,423)	0.0036	242,320 (2'470,138)	687 (7,002)	0.0082	1.09	1.9
		S	22 (226)	0.0001	20,443 (208,394)	12 (123)	0.0003	0.04	0.4
		CV (%)	3.5	1.6	8.4	1.8	3.5	3.5	19.2



(a) Barras corrugadas y alambón liso

(b) Alambre soldado en malla

Figura B-9. Curvas características esfuerzo–deformación del acero en un ensayo de tensión monótono

En la Figura B-9(a) se muestra la ecuación general para calcular la zona del endurecimiento por deformación ($\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$) de las barras corrugadas y el alambrcn liso. En la Tabla B-12 se presentan las constantes promedio involucradas en estas ecuaciones, obtenidas a partir de regresiones logarítmicas realizadas con los resultados de los ensayos de las probetas. Asimismo, se presenta el valor promedio del coeficiente de correlación (r), calculado de acuerdo con la Ec. B-5. En la Figura B-9(b) se muestra la ecuación general para calcular la curva completa del alambre soldado en malla ($0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$). Las constantes fueron obtenidas a partir del promedio de regresiones potenciales de tercer orden realizadas con los resultados de los ensayos de las probetas. Los valores de estas constantes se presentan en la Tabla B-13. Las curvas esfuerzo–deformación obtenidas a partir de los resultados promedio de los ensayos de las probetas y utilizando las ecuaciones que definen su comportamiento, se muestran en la Figura B-10. De esta manera, se estableció el comportamiento esfuerzo–deformación del acero de refuerzo utilizado en los modelos.

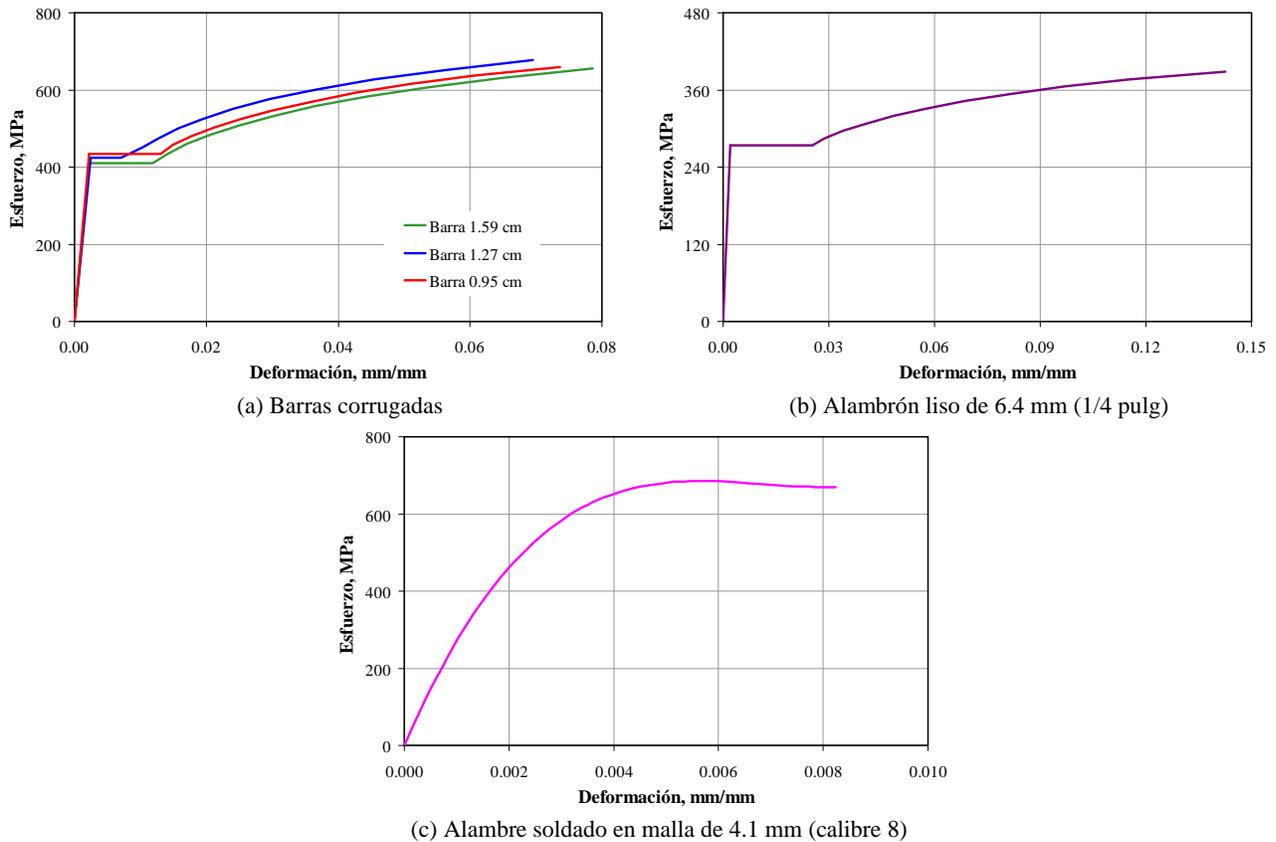


Figura B-10. Curvas esfuerzo–deformación del acero utilizado en los modelos

Tabla B-12. Constantes para el cálculo de la zona de endurecimiento de barras corrugadas y alambrcn liso

Diámetro, d_b		Tipo de refuerzo	A MPa (kgf/cm ²)	B MPa (kgf/cm ²)	r
mm	pulg				
15.9	5/8	Barra corrugada	129.1 (1,315.8)	984.6 (10,036.8)	1.00
12.7	1/2	Barra corrugada	119.0 (1,213.5)	994.5 (10,137.5)	1.00
9.5	3/8	Barra corrugada	128.1 (1,306.3)	996.4 (10,157.1)	0.99
6.4	1/4	Alambrcn liso	65.9 (671.6)	518.7 (5,287.6)	0.96

Nota: r = coeficiente de correlación promedio.

Tabla B-13. Constantes para el cálculo de la curva esfuerzo–deformación del alambre soldado en malla

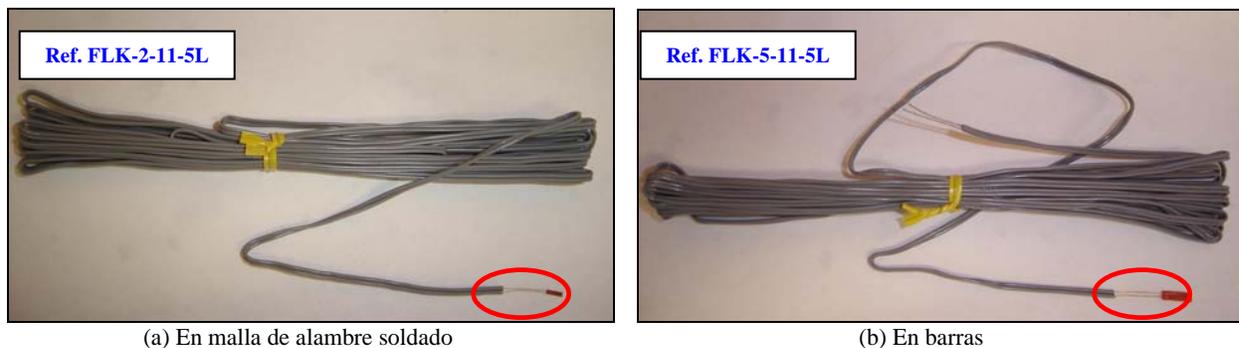
Diámetro, d_b		Tipo de refuerzo	C MPa (kgf/cm ²)	D MPa (kgf/cm ²)	E MPa (kgf/cm ²)	r
mm	Calibre					
4.1	8	Alambre soldado en malla	2.33×10^9 (2.38×10^{10})	-4.78×10^7 (-4.88×10^8)	3.17×10^5 (3.23×10^6)	0.99

B.4 Detalles de instrumentación

B.4.1 Instrumentación interna

B.4.1.1 Características de los instrumentos

El acero de refuerzo se instrumentó utilizando deformímetros eléctricos de pos-fluencia marca Tokio Sokki Kenkyujo. Para los alambres de malla y para las barras se utilizaron deformímetros de referencia FLK-2-11-5L y FLA-5-11-5L, respectivamente (Figura B-11).



(a) En malla de alambre soldado

(b) En barras

Figura B-11. Tipos de deformímetros utilizados

B.4.1.2 Pegado de deformímetros

Para el pegado de deformímetros adheridos a las barras y alambres de malla utilizados para el refuerzo de los muros y para determinar las propiedades mecánicas del refuerzo (probetas, Figura B-8), se siguió el siguiente procedimiento (Figura B-12):

- En las barras No. 3, 4 y 5 se eliminaron las corrugaciones utilizando ruedas de desbaste y papel abrasivo (Figura B-13(a)). Para las barras lisas No. 2 y los alambres de la malla, sólo se utilizaron ruedas de papel abrasivo para eliminar la capa de protección del refuerzo y las pequeñas corrugaciones de los alambres, respectivamente. Estas ruedas se colocaron en esmeriles de alta velocidad. Este procedimiento se realizó evitando una reducción excesiva que afectara la sección de la barra o el alambre de malla.
- Antes de adherir el deformímetro a la superficie, se utilizó acetona y algodón para eliminar la grasa y las pequeñas cantidades de polvo.
- Para pegar los deformímetros se utilizó catalizador y adhesivo M-Bond 200 (Figuras B-13(b) y (c))
- Después los deformímetros fueron cubiertos con una capa de cinta de vinilo y otra de cinta eléctrica (Figura B-13(d) y (e)).
- Por último, los deformímetros fueron protegidos con bandas de gasa cubiertas con resina de fibra de vidrio (Figura B-13(f)). Las bandas de gasa se colocaron para mejorar la adherencia de la resina. Las cintas de vinilo y eléctrica, la banda de gasa y la resina, tienen como función proteger el deformímetro de la humedad y del impacto. El área de ubicación y protección del deformímetro fue limitada a un área sobre la barra tan pequeña como fue posible para prevenir la pérdida de adherencia entre la barra y el concreto.
- Antes y después del colado y del ensayo de los modelos, los deformímetros fueron revisados para comprobar su valor de resistencia. De los 282 deformímetros utilizados en los seis especímenes, sólo siete sensores resultaron con daño irreparable.

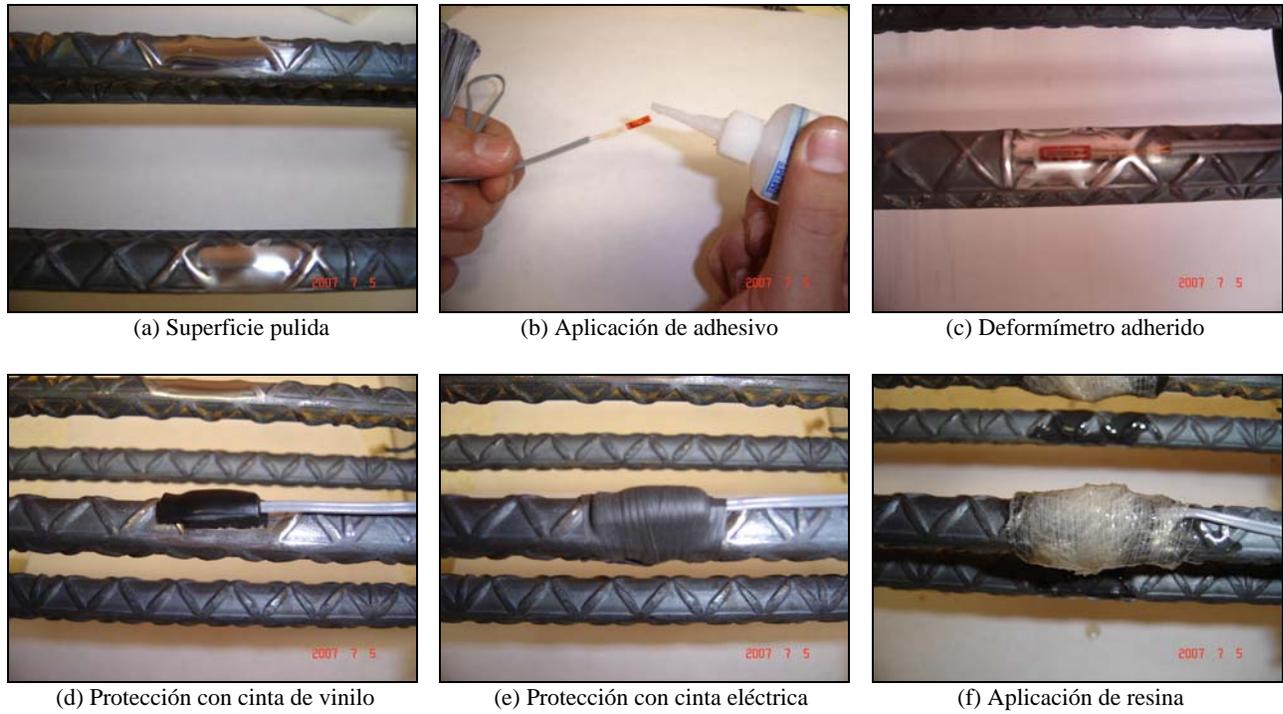


Figura B-12. Procedimiento de pegado de deformímetros

B.4.2 Instrumentación externa

B.4.2.1 Características de los instrumentos

En la Tabla B-14 se indican las principales características de los instrumentos utilizados en la instrumentación externa de los especímenes.

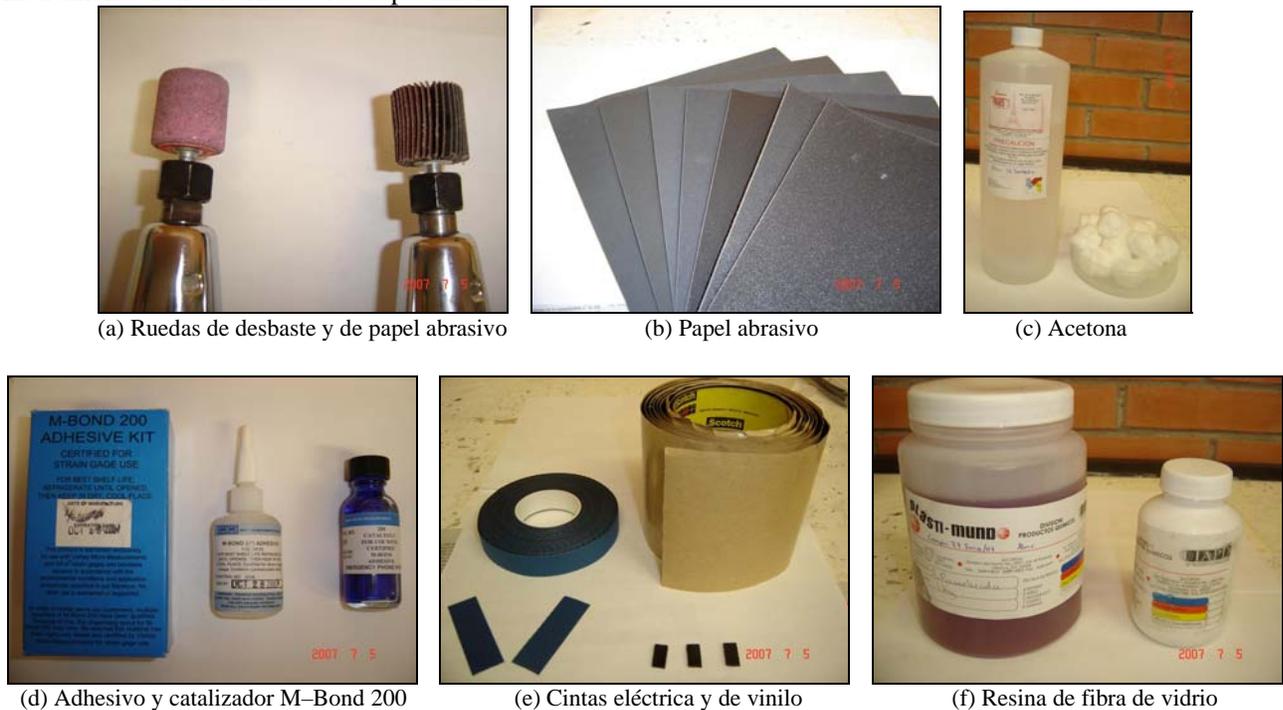


Figura B-13. Materiales utilizados en el pegado de deformímetros

B.4.2.2 Dispositivo para medición de desplazamiento lineal

Para medir los desplazamientos lineales entre dos puntos diagonales o verticales y, de esta manera, determinar deformaciones angulares o de flexión de los especímenes, respectivamente, se utilizó un dispositivo formado por un transductor de desplazamiento tipo LVDT (con capacidad de ± 12.7 , 25.4 o 50.8 mm), dos tubos de aluminio con extremos de libre rotación en el plano y, placas de aluminio (Figura B-14). Durante su funcionamiento, el tubo de aluminio de diámetro menor se desliza dentro del tubo de aluminio de diámetro mayor. El transductor se fijó al tubo de diámetro mayor utilizando una placa formada por dos piezas perforadas con un diámetro un poco superior al de la base del sensor. La varilla del transductor se fijó al otro tubo por medio de una placa de acrílico con rosca, pegada con silicón a una placa que se atornilló al tubo de aluminio. Para permitir la rotación libre en los extremos del dispositivo y, al mismo tiempo, permitir el paso del espárrago previamente atornillado al muro, se colocaron baleros con un diámetro igual a $3/8$ pulg (9.5 mm). De esta manera se aseguró la medición de desplazamiento sólo en la dirección del dispositivo y, se evitó la curvatura de la varilla del transductor. Este dispositivo fue probado previamente a la realización de los ensayos de los especímenes, realizando una prueba en mesa vibradora de un marco de acero con el mecanismo dispuesto diagonalmente.

Tabla B-14. Características de los instrumentos

Medida	Tipo	Marca	Referencia	Capacidad
Aceleración	Acelerómetro	SETRA	141B	± 4 g
Fuerza	Celda de carga	LEBOW	3156-150K	± 667 kN (68 tf)
Desplazamiento	Transductor de vástago - TV	TML	SDP-200D CDP-100 CDP-25	± 100 mm ± 50 mm ± 12.5 mm
	LVDT	TRANS-TEK	---	± 50.8 mm ± 25.4 mm ± 12.7 mm
	Óptico	METRIS	K600	---

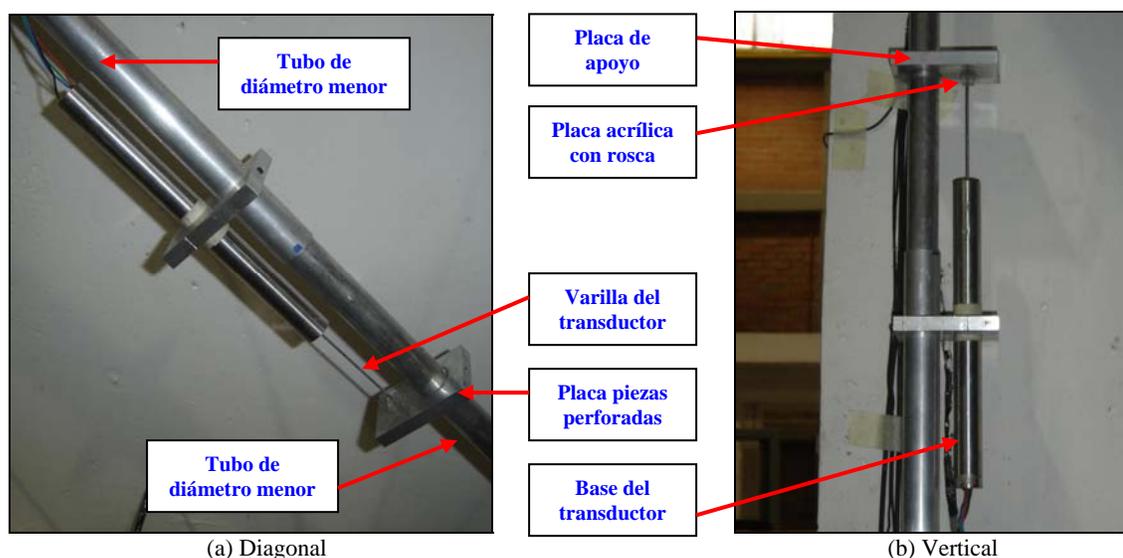


Figura B-14. Detalles del dispositivo de medición de desplazamiento lineal

APÉNDICE C

RESPUESTA ESPERADA DE LOS MODELOS

Antes de llevar a cabo las pruebas experimentales de los modelos, se calculó la respuesta a partir de una modelación inelástica simplificada. En general, los resultados de dicha modelación se utilizaron para: a) tener una aproximación de la respuesta de los modelos durante los ensayos en mesa vibradora, b) verificar el diseño y el funcionamiento del dispositivo de ensayo y, c) determinar el intervalo de medición de la instrumentación externa. A partir de la modelación se estimaron, de forma aproximada, los ciclos de histéresis dinámicos y la respuesta en el tiempo de la aceleración, la velocidad y el desplazamiento para los registros sísmicos elegidos. Para esto, se estableció el modelo de comportamiento y luego se estimaron los demás parámetros que controlan la respuesta inelástica (periodo de vibración, degradación de rigidez, amortiguamiento, etc.). Teniendo en cuenta el alcance de la modelación, se utilizaron modelos de comportamiento experimental derivados a partir de los ensayos cuasi-estáticos cíclicos realizados en modelos similares. Aunque los resultados obtenidos no reflejaron rigurosamente el comportamiento de los muros que se estudiaron en la investigación, fueron una herramienta fundamental durante la etapa de diseño de los ensayos.

C.1 Modelos de comportamiento experimental

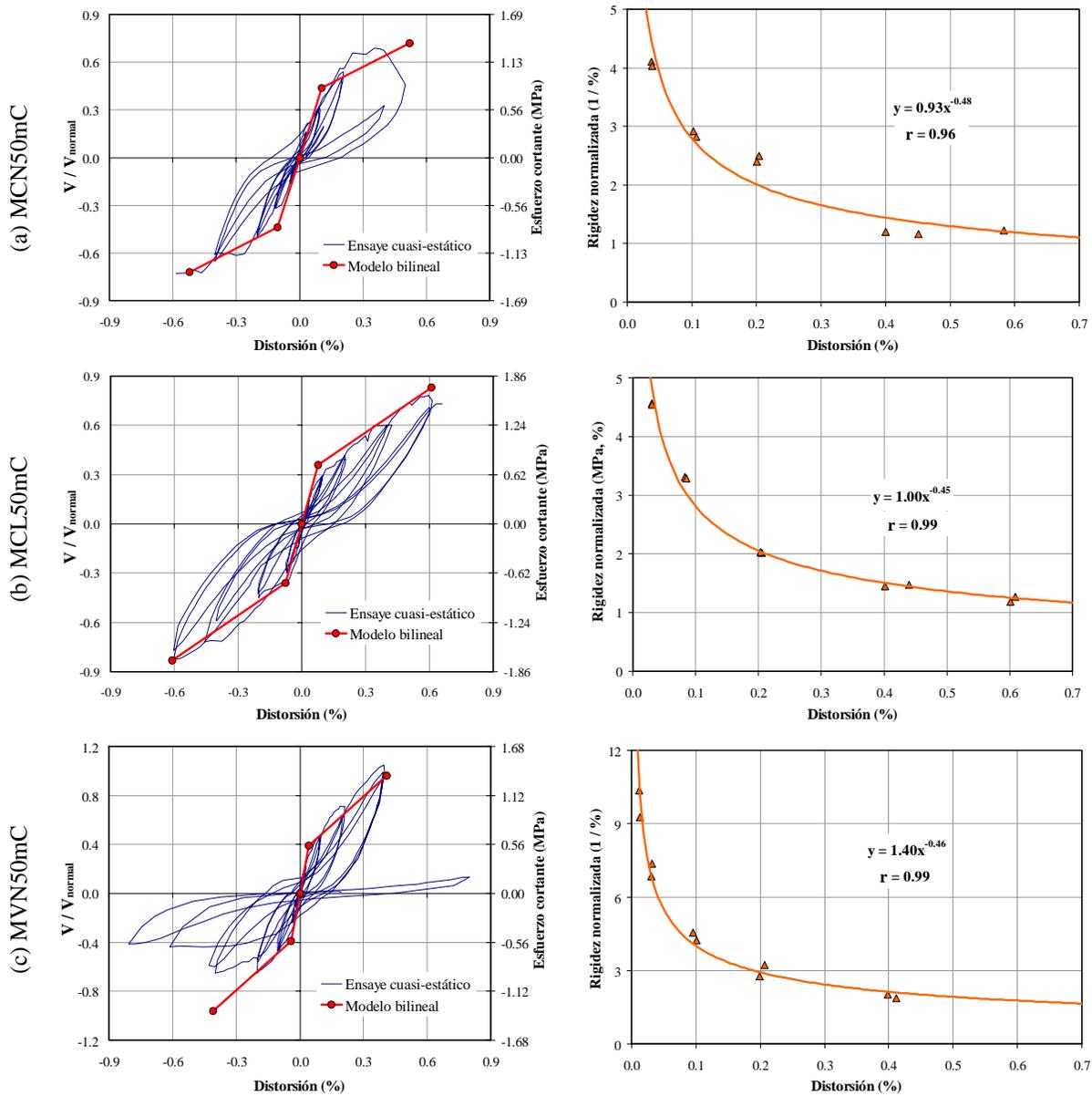
A partir de las curvas de histéresis medidas en los muros similares ensayados bajo carga lateral cíclica, se obtuvieron envolventes bilineales y trilineales con el fin de tener un modelo preliminar de comportamiento de los muros ensayados dinámicamente. Debido a que las propiedades mecánicas del concreto fueron diferentes en cada modelo, la capacidad de resistencia se normalizó utilizando un parámetro conocido. Teniendo en cuenta la justificación que se presentó en la sección 7.3.1.1, se utilizó como parámetro de normalización la resistencia al cortante obtenida por medio de una expresión de predicción. En este caso, se recurrió a la resistencia calculada con la metodología de Sánchez (2010), V_{normal} , para normalizar la resistencia medida en los ensayos, V . En cuanto a los desplazamientos, estos se expresaron en términos de distorsión; es decir, el desplazamiento medido a nivel de la losa superior dividido por la altura correspondiente. Luego, se trazaron las envolventes bilineales y trilineales, las cuales representan la tendencia empírica del comportamiento de los muros ensayados bajo carga lateral cíclica. La rigidez inicial (K_i) se tomó como el promedio de las rigideces observadas en el primer ciclo positivo y negativo. En la envolvente bilineal, los parámetros asociados al punto de cambio de la rigidez inicial (V_y, Δ_y), la rigidez final (K_f) y el desplazamiento último (Δ_u), se establecieron de tal forma que se delineara adecuadamente el comportamiento observado del modelo. La envolvente trilineal se trazó de modo similar; sin embargo, se delineó de una mejor manera el comportamiento observado. Para los muros reforzados con malla de alambre soldado, la capacidad de desplazamiento para cargas mayores que la última es casi nula y, por lo tanto, el modelo experimental bilineal es igual al trilineal. En los modelos de muros cuadrados se obtuvo una sola aproximación (bilineal y trilineal) en las dos direcciones de carga, ya que el comportamiento fue similar. En los modelos de muros con aberturas, aunque el comportamiento es un poco diferente en las dos direcciones, se tomó el comportamiento para el sentido de carga con mayor capacidad. Para tener una estimación de la degradación de rigidez, se calculó la rigidez secante de los modelos ensayados bajo carga lateral cíclica a partir del cociente de la fuerza máxima y la deformación experimentada por el modelo. Las rigideces se calcularon para cada uno de los ciclos que se registraron en el ensayo cuasi-estático cíclico de estos modelos, a partir de la siguiente expresión:

$$K = \frac{F(+)-F(-)}{\delta(+)-\delta(-)} \quad (C-1)$$

donde:

- K = rigidez para un ciclo dado, en unidades de fuerza/longitud,
- F = fuerza lateral registrada en un ciclo dado,
- δ = desplazamiento del muro registrado en un ciclo dado,
- +, - = variables asociadas al sentido positivo y negativo, respectivamente.

La normalización de las curvas de degradación de rigidez se realizó de forma similar a las curvas de histéresis, es decir, el numerador de la Ec. C-1 se expresó en términos de la resistencia medida normalizada (V/V_{normal}) y el denominador en términos de distorsión. En la Figura C-1 se presentan las curvas de histéresis (con la envolventes bilineal y trilineal) y las curvas de degradación de rigidez normalizadas, para los muros donde se observó un modo de falla por (“TD”), es decir, los muros reforzados con malla de alambre soldado. Las curvas de degradación de rigidez se obtuvieron a partir de un análisis de regresión potencial con los datos observados. En dichas curvas se indica el valor del coeficiente de correlación (r), calculado a partir de la Ec. B-5.



(a) Curvas de histéresis (b) Curvas de degradación de rigidez
Figura C-1. Resultados del ensayo quasi-estático de muros con falla por “TD”

En la Figura C-2 se presentan los resultados para los muros donde se observó un modo de falla combinado de tensión y compresión diagonal (“TD-CD”), es decir, los muros reforzados con barras corrugadas.

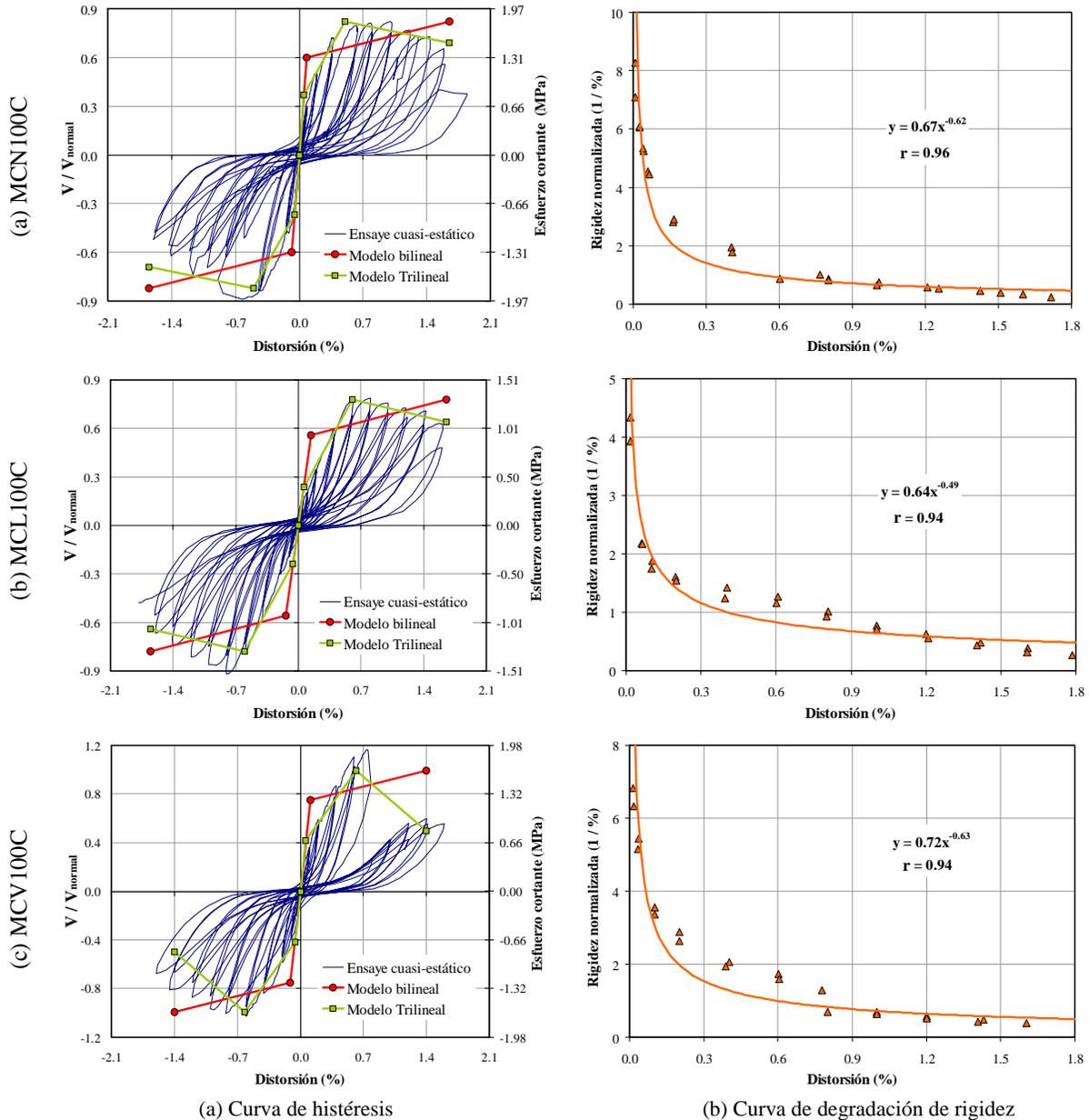
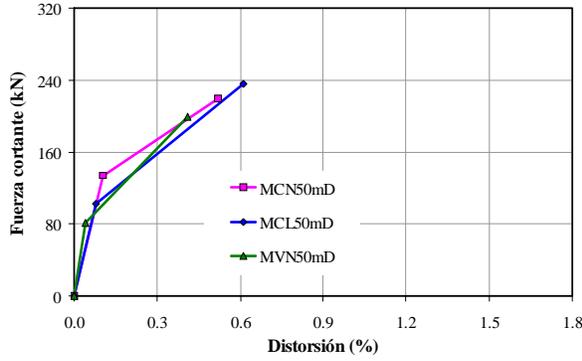


Figura C-2. Resultados del ensayo cuasi-estático de muros con falla combinada “TD-CD”

Para conocer la respuesta de los especímenes en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración antes de realizar los ensayos en mesa vibradora, se llevó a cabo la modelación inelástica utilizando los modelos experimentales derivados a partir de las envolventes del comportamiento de los muros ensayados bajo carga lateral cíclica. Para esta modelación se usaron los modelos bilineales ya que la herramienta computacional no permite la introducción de modelos trilineales (Figuras C-3(a) y C-4(a)). Sin embargo, como se mencionó anteriormente, en los muros reforzados con malla de alambre soldado no se observó una rama descendente importante y, por lo tanto, la envolvente bilineal representa una buena aproximación al comportamiento de dichos especímenes. En la Tabla C-1 se presenta el resumen de los parámetros asociados a dichos modelos. En el inicio de la sección C.1 se explicó la forma como fueron obtenidos estos parámetros.

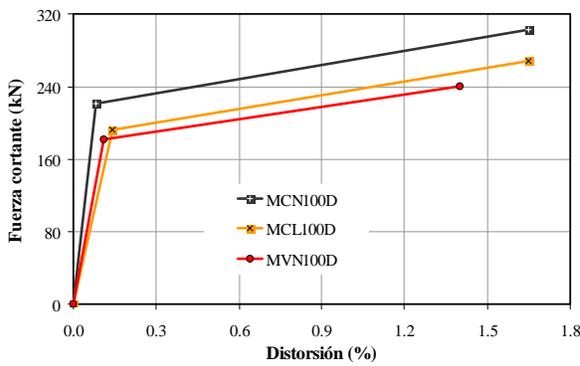


(a) Bilineal

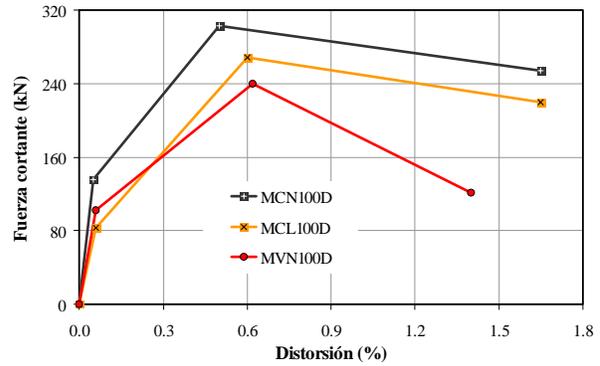
La forma de la curva de histéresis no permite trazar este tipo de modelo

(b) Trilineal

Figura C-3. Modelos experimentales para muros con falla por "TD"



(a) Bilineal



(b) Trilineal

Figura C-4. Modelos experimentales para muros con falla combinada "TD-CD"

Tabla C-1. Parámetros asociados a los modelos experimentales

Tipo de falla	Espécimen	$V_y^{(1)}$ (kN)	$\Delta_y^{(2)}$ (mm)	$V_u^{(3)}$ (kN)	$\Delta_u^{(4)}$ (mm)	$K_i^{(5)}$ (kN/mm)	$K_f^{(6)}$ (kN/mm)
"TD"	MCN50mD	134.0	2.1	219.3	10.5	63.8	10.1
	MCL50mD	102.5	1.6	236.4	12.3	65.3	12.4
	MVN50mD	80.9	0.8	199.1	8.3	98.2	15.9
"TD-CD"	MCN100D	221.3	1.7	302.4	33.3	132.7	2.6
	MCL100D	192.6	2.8	268.2	33.3	67.7	2.5
	MVN100D	182.0	2.2	204.2	28.3	82.5	2.2

Notas: ⁽¹⁾ Fuerza cortante de fluencia ficticia; ⁽²⁾ Desplazamiento asociado a V_y ; ⁽³⁾ Fuerza cortante máxima ficticia; ⁽⁴⁾ Desplazamiento asociado a V_u ; ⁽⁵⁾ Rigidez inicial, ⁽⁶⁾ Rigidez final.

C.2 Modelación inelástica

C.2.1 Herramienta computacional

Como herramienta computacional para realizar la modelación inelástica se eligió el programa BISPEC v2.02 (Hachem, 2009), el cual es un programa de análisis no lineal que resuelve análisis dinámicos en el tiempo de sistemas tipo péndulo simple. El programa ofrece flexibilidad para cambiar las propiedades dinámicas del sistema y las propiedades no lineales de los elementos. La herramienta incluye varios modelos de comportamiento: un modelo lineal, dos modelos no lineales (bilineal y bilineal con degradación de rigidez), entre otros.

C.2.2 Parámetros de modelación

La herramienta permite incluir un modelo tanto en la dirección positiva como en la negativa, o trabajar con un modelo igual en las dos direcciones. Para este caso, teniendo en cuenta la aproximación de la modelación, se utilizó el mismo modelo de comportamiento bilineal en las dos direcciones (Figuras C-3(a) y C-4(a)). Para tener en cuenta el efecto de la degradación de la rigidez, el programa utiliza el modelo de degradación de Clough (1966). En general, para realizar la modelación inelástica se ingresaron al programa los siguientes datos: acelerograma (registros sísmicos de la Figura 4-4, afectados por los factores de escala para la aceleración y el tiempo), periodo estructural (T_M), factor de amortiguamiento respecto al crítico, resistencia de fluencia (V_y), rigidez inicial (K_i), relación entre la rigidez de post-fluencia y la inicial (K_f / K_i) y, el peso dinámico del modelo ($W_d = m \times g$). El periodo inicial utilizado no correspondió al supuesto inicialmente en el diseño de los especímenes (0.10 s), ya que la rigidez de los modelos de comportamiento es un poco diferente de la rigidez calculada para los modelos ensayados en mesa vibradora. Teniendo en cuenta que el amortiguamiento en los especímenes de ensayo se genera principalmente por el comportamiento no lineal del muro, para esta modelación inicial el factor de amortiguamiento durante la aplicación de todos los registros se supuso igual 2%. Como se indicó en la sección 4.5.4, durante los ensayos los registros se aplicaron con incremento gradual de su intensidad, considerando como parámetro de referencia el valor de la aceleración máxima del registro.

C.2.3 Resultados

Para el inicio del ensayo de cada uno de los modelos, el periodo de vibración queda definido por el peso dinámico y la rigidez inicial del modelo de comportamiento. Al terminar la “corrida” de cada registro se identificó la demanda de distorsión máxima (R_{max}), el cortante máximo (V_{max}) y la aceleración máxima (a_{max}). La distorsión máxima permitió conocer de manera aproximada la rigidez de cada modelo de acuerdo con las curvas de degradación de rigidez obtenidas a partir de los ensayos cuasi-estáticos cíclicos. Con dicha rigidez y el peso dinámico real de cada modelo (necesario para alcanzar el periodo inicial del prototipo), se calculó el periodo de vibración que tendría el modelo al inicio del siguiente registro sísmico. En la Tabla C-2 se muestran los datos de entrada del programa y los principales resultados para cada uno de los modelos. En la tabla se indica el intervalo de periodos predominantes y la aceleración máxima de los registros ($T_{pred-reg}$ y $a_{max-reg}$). A final de esta tabla se presenta la capacidad máxima de distorsión de los modelos obtenida a partir de los modelos experimentales.

Las curvas de histéresis, las historias de respuesta de desplazamiento y de aceleración absoluta de los modelos para los tres niveles de excitación sísmica se muestran en las Figuras C-5 a C-10. Con el propósito de observar el comportamiento de los modelos durante todos los niveles de excitación sísmica, en la curva de histéresis se muestra la respuesta para los eventos preliminares. Para propósitos de comparación, en la última curva de histéresis también se muestra la envolvente de la curva de histéresis medida durante el ensayo dinámico del modelo (sección 7.3.1.2).

C.2.4 Comentarios

De acuerdo con los resultados obtenidos del comportamiento inelástico de los modelos para los registros sísmicos elegidos, se hacen los siguientes comentarios:

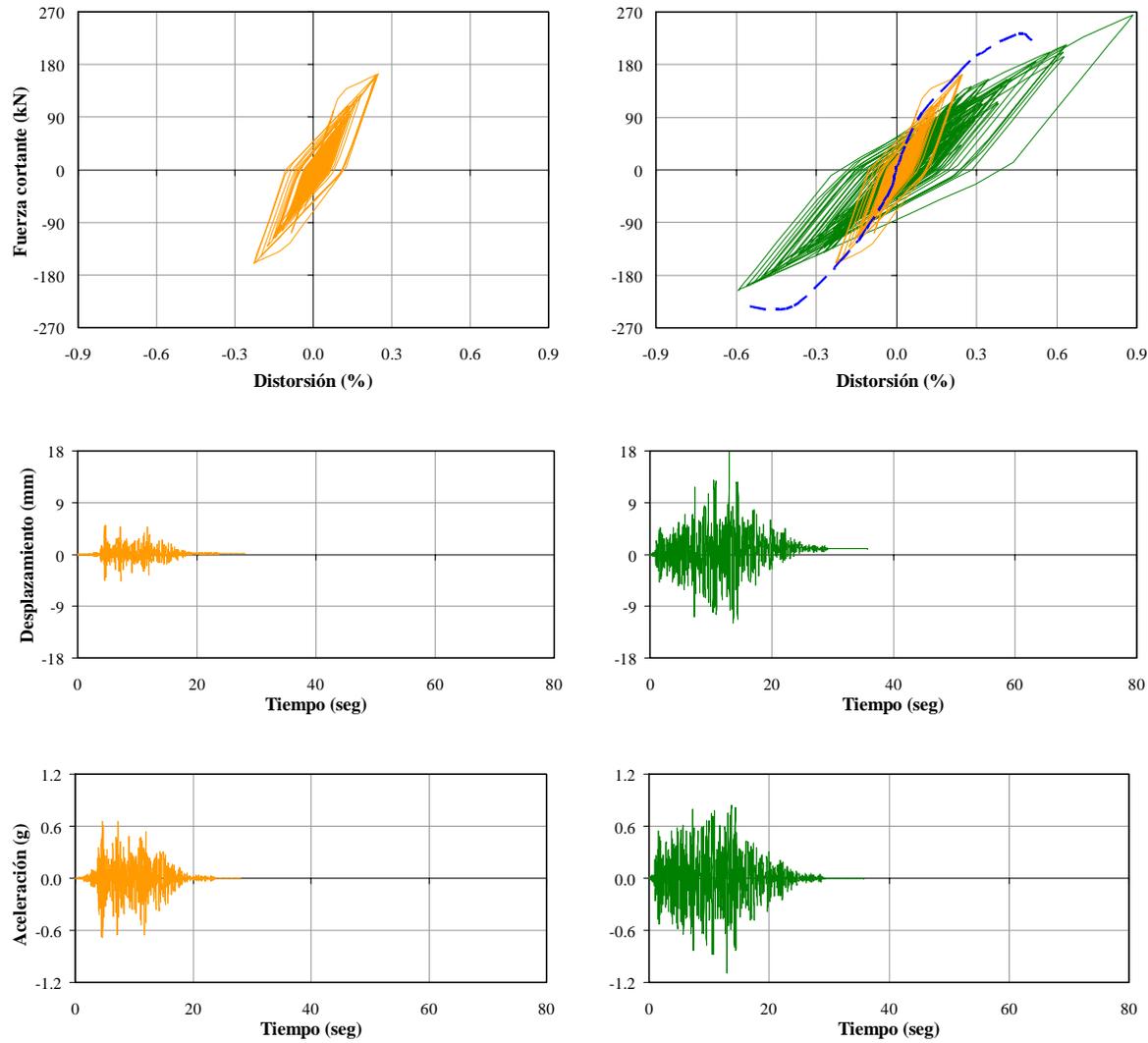
- Como se mencionó en la sección C.2.2, durante el ensayo de los modelos cada registro se aplicó con incremento gradual de su intensidad. De esta manera se estudió el comportamiento de los modelos no sólo para cada uno de los registros, sino también para niveles intermedios de intensidad. En la modelación inelástica preliminar no se tuvo en cuenta el efecto de los registros intermedios.
- Los resultados fueron una aproximación del comportamiento esperado de los modelos, ya que se utilizaron modelos bilineales obtenidos a partir de ensayos cuasi-estáticos cíclicos de especímenes similares a los ensayados en mesa vibradora. Sin embargo, fueron un buen punto de partida para conocer la respuesta de los mismos en términos de aceleración, velocidad y desplazamiento.

- Debido a las limitaciones del programa para incluir adecuadamente el comportamiento de la degradación de rigidez y, especialmente la degradación de resistencia, se hicieron aproximaciones para tener en cuenta el cambio de rigidez en las etapas del ensayo de los modelos.
- Tal como se esperaba, las curvas de histéresis no exhibieron el fenómeno característico de estrangulamiento que se presenta durante las pruebas de muros de concreto controlados por cortante. Adicionalmente, tampoco se apreció el efecto pronunciado de la degradación de resistencia que se observó en los ensayos dinámicos, especialmente en los muros con modo de falla combinada.
- A partir de estos resultados se diseñó y se verificó el funcionamiento del dispositivo de ensayo y definir acertadamente el intervalo de medición de los instrumentos que se utilizaron durante el ensayo de los modelos. Por ejemplo, los valores máximos de respuesta en términos de aceleración se utilizaron en el análisis y diseño estructural de la estructura de acero que formó el dispositivo de ensayo (columnas, vigas, ristas, etc.) y, los valores máximos en términos de velocidad y desplazamiento se utilizaron para definir las características de los rieles y carros del sistema de deslizamiento. Asimismo, las historias de desplazamiento total y aceleración se utilizaron para estimar los valores máximos de desplazamiento y aceleración en los sitios donde se colocaron los diferentes transductores.
- Aunque los resultados obtenidos no reflejaron rigurosamente el comportamiento de los muros que se estudiaron en la investigación, fueron una herramienta fundamental durante la etapa de diseño de los ensayos.

Tabla C-2. Datos de entrada y resultados principales de la modelación inelástica

		Tipo falla	"TD"			"TD-CD"		
		Modelo	MCN50mD	MCL50mD	MVN50mD	MCN100D	MCL100D	MVN100D
Estado límite	$T_{pred-reg}$	V_y (kN)	134.0	102.5	80.9	221.3	192.6	182.0
		W_d (kN)	243.4	208.1	184.0	243.4	208.1	184.0
		K_f (kN/mm)	10.1	12.4	15.9	2.6	2.5	2.2
Agrictamiento	$0.09 - 0.17$ s $a_{max-reg} = 0.48$ g	K_i (kN/mm)	63.8	65.3	98.2	132.7	67.7	82.5
		K_f / K_i	0.16	0.19	0.16	0.02	0.04	0.03
		T_M (s)	0.12	0.11	0.09	0.09	0.09	0.11
		R_{max} (%)	0.25	0.22	0.17	0.11	0.26	0.18
		V_{max} (kN)	163.7	137.9	122.8	223.0	198.9	185.3
		a_{max} (g)	0.68	0.66	0.67	0.93	0.97	1.03
		$a_{max} / a_{max-reg}$	1.42	1.38	1.40	1.94	2.02	2.15
Resistencia	$0.09 - 0.17$ s $a_{max-reg} = 0.90$ g	K_i (kN/mm)	27.8	28.4	33.1	49.0	21.5	26.0
		K_f / K_i	0.36	0.44	0.48	0.05	0.12	0.08
		T_M (s)	0.19	0.17	0.15	0.14	0.20	0.17
		R_{max} (%)	0.89	0.66	0.55	0.53	0.95	0.63
		V_{max} (kN)	265.0	224.7	217.5	236.3	218.8	193.7
		a_{max} (g)	1.09	1.08	1.18	0.99	1.06	1.07
		$a_{max} / a_{max-reg}$	1.21	1.20	1.31	1.10	1.18	1.19
Último	$0.12 - 0.18$ s $a_{max-reg} = 1.63$ g	K_i (kN/mm)				18.5	11.4	11.8
		K_f / K_i				0.14	0.22	0.19
		T_M (s)				0.23	0.27	0.25
		R_{max} (%)	(1)	(1)	(1)	2.01	2.31	2.12
		V_{max} (kN)				295.6	267.1	243.4
		a_{max} (g)				1.22	1.29	1.33
		$a_{max} / a_{max-reg}$				0.75	0.79	0.82
Capac. teórica		R_{max} (%)	0.52	0.61	0.41	1.65	1.65	1.40

Nota: ⁽¹⁾ La capacidad teórica del modelo se alcanzaría con la sollicitación sísmica anterior.

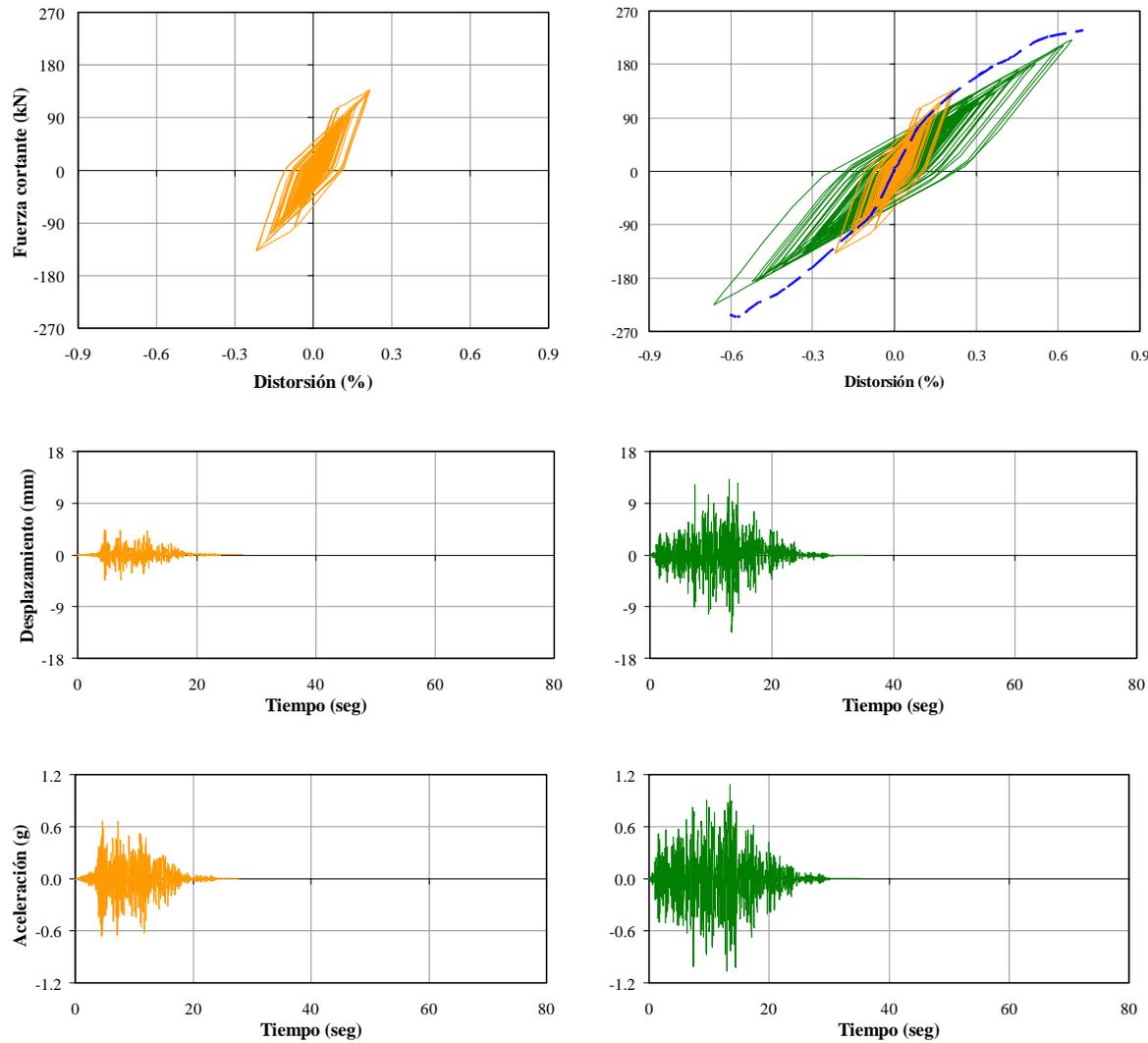


(a) CALE71 ($M = 7.1$)

(b) CALE77 ($M = 7.7$)

(c) CALE83 ($M = 8.3$)

Figura C-5. Modelación de curvas de histéresis, respuesta de desplazamiento y aceleración del modelo MCN50mD



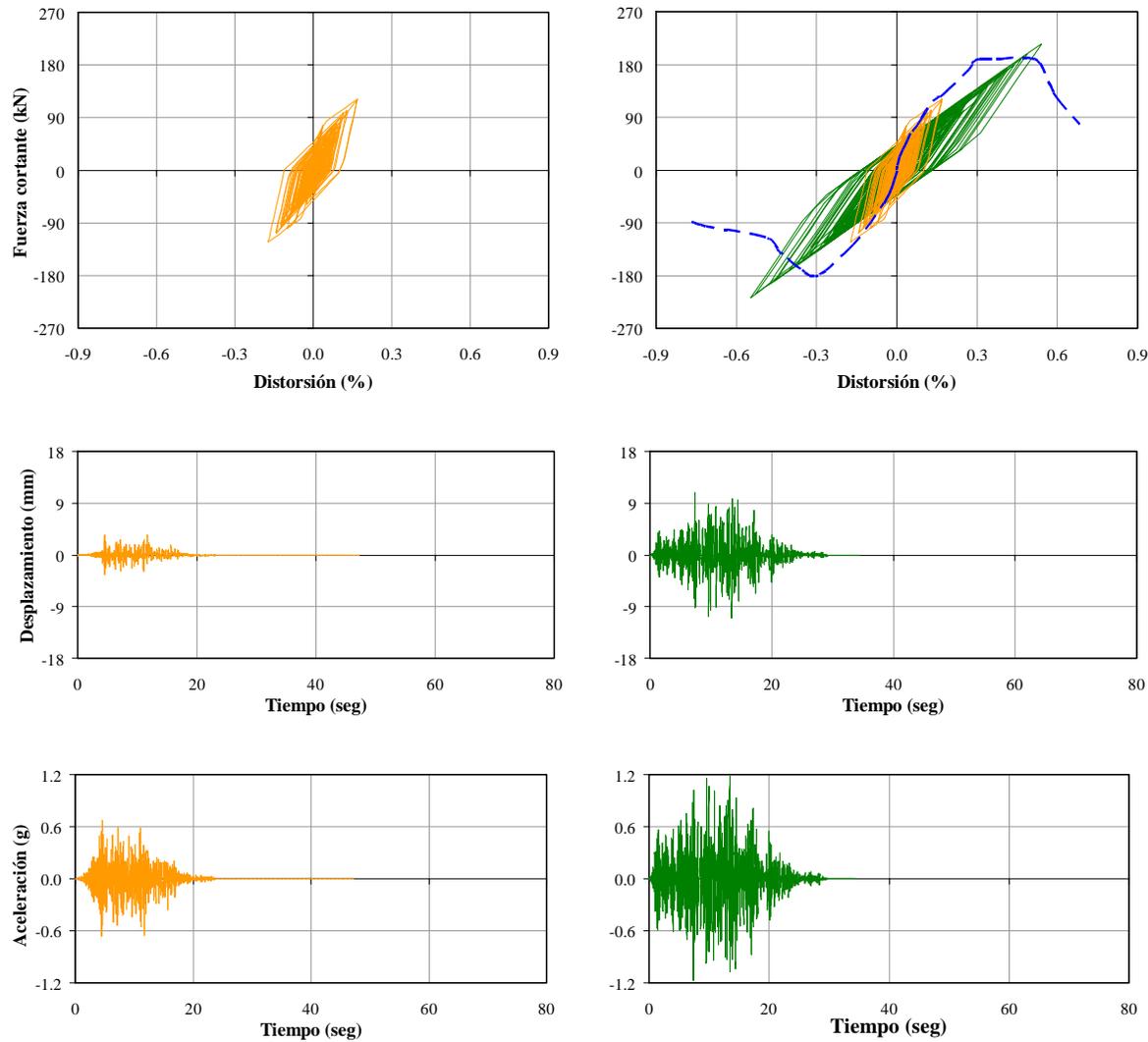
La capacidad teórica del modelo se alcanzaría con la sollicitación sísmica anterior

(a) CALE71 ($M = 7.1$)

(b) CALE77 ($M = 7.7$)

(c) CALE83 ($M = 8.3$)

Figura C-6. Modelación de curvas de histéresis, respuesta de desplazamiento y aceleración del modelo MCL50mD



La capacidad teórica del modelo se alcanzaría con la sollicitación sísmica anterior

(a) CALE71 ($M = 7.1$)

(b) CALE77 ($M = 7.7$)

(c) CALE83 ($M = 8.3$)

Figura C-7. Modelación de curvas de histéresis, respuesta de desplazamiento y aceleración del modelo MVN50MD

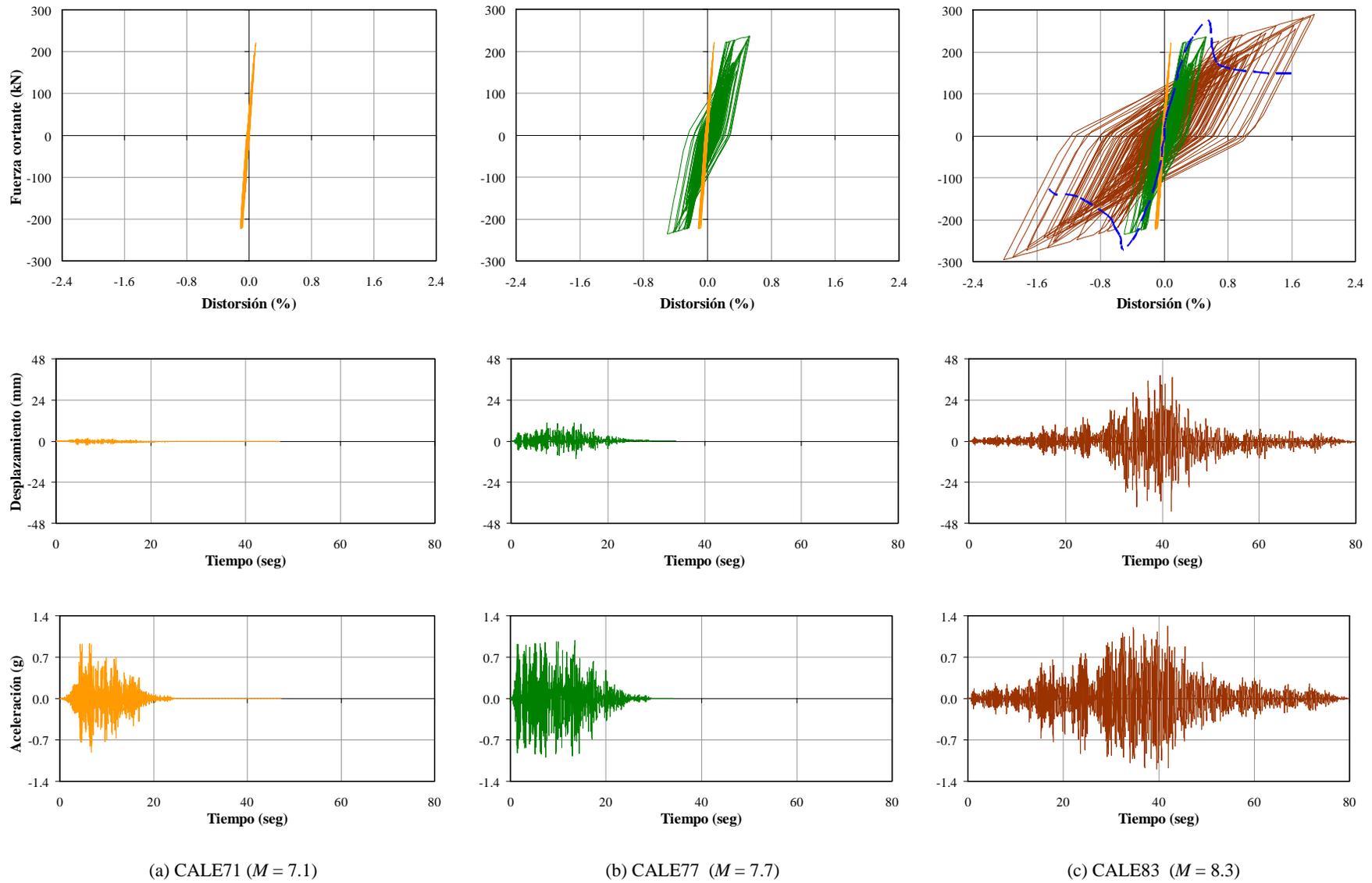


Figura C-8. Modelación de curvas de histéresis, respuesta de desplazamiento y aceleración del modelo MCN100D

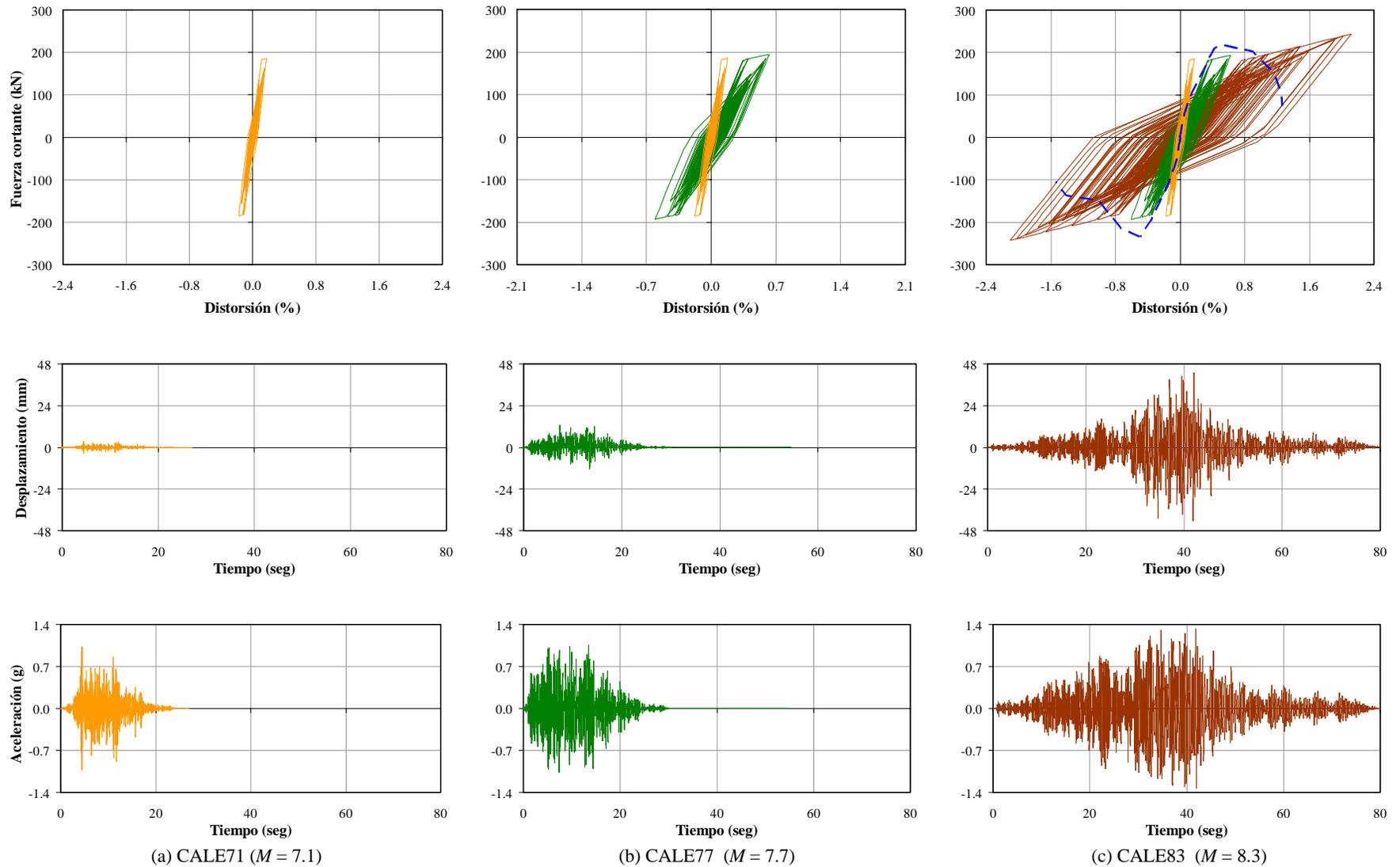


Figura C-10. Modelación de curvas de histéresis, respuesta de desplazamiento y aceleración del modelo MVN100D

APÉNDICE D

CORRELACIÓN DE LA RESPUESTA

En este Apéndice se describe el procedimiento de cálculo de parámetros necesarios para correlacionar la respuesta observada en los ensayos dinámicos y cuasi-estáticos (Capítulo 7). Inicialmente, se muestra el procedimiento para los modelos de degradación de rigidez y de resistencia. Por último, se muestra el procedimiento para el modelo de interacción de la demanda sísmica y, los modelos de degradación de rigidez y de resistencia.

D.1 Modelos de degradación

Inicialmente, se delineó la envolvente de la curva de histéresis del ensayo cuasi-estático cíclico utilizando los datos registrados durante el primer ciclo de cada incremento de deformación (I). La curva se delineó en términos de la fuerza cortante estática normalizada ($V_{en}=V/V_{normal}$) y la distorsión (R). Como se mencionó en la sección 7.3.1.1, las resistencias medidas en el ensayo cuasi-estático y dinámico se normalizaron utilizando la resistencia calculada con el modelo de predicción propuesto en este estudio (sección 6.4.1.2). Luego, se seleccionaron los ciclos completos y bien definidos de las curvas de histéresis de los ensayos dinámicos. Estas curvas fueron obtenidas durante la aplicación de los diferentes registros sísmicos. Para analizar e interpretar los ciclos de histéresis seleccionados, se siguió el siguiente procedimiento (Figuras D-1 y D-2):

- a) Para el ciclo de deformación i (hasta el ciclo n_i), se obtuvieron los desplazamientos positivo y negativo ($\Delta_{i(+)}$, $\Delta_{i(-)}$) y las fuerzas cortantes asociadas ($V_{i(+)}$, $V_{i(-)}$).
- b) Se calculó la distorsión positiva y negativa ($R_{i(+)}$, $R_{i(-)}$), la distorsión del ciclo (R_i), la distorsión acumulada (R_{acum-i}) y la rigidez de ciclo (K_i).
- c) Luego se calculó la fuerza cortante normalizada ($V_{ni(+)}$, $V_{ni(-)}$).
- d) Se obtuvo la fuerza cortante estática normalizada ($V_{eni(+)}$, $V_{eni(-)}$), asociada a los desplazamientos $\Delta_{i(+)}$ y $\Delta_{i(-)}$.
- e) Se calculó la relación promedio entre las fuerzas cortantes dinámicas y estáticas normalizadas ($V_{ni(+)} / V_{eni(+)}$, $V_{ni(-)} / V_{eni(-)}$) y, de la relación entre la rigidez de ciclo y la rigidez inicial (K_i / K_0). La rigidez inicial se obtuvo como el promedio de los tres valores más altos de la rigidez de ciclo, medidos durante la aplicación del primer registro sísmico (CALE 71-50%).
- f) En seguida se calculó la energía disipada en el ciclo (E_i) y la energía disipada acumulada (E_{acum-i}).
- g) Una vez procesado el último ciclo del registro final, se agruparon los ciclos a partir de límites de distorsión. Se establecieron nueve grupos j , cada uno con n_2 ciclos. El tamaño de los intervalos se incrementó de forma lineal utilizando el valor de la distorsión (Figura D-3(a)).
- h) Para cada grupo j , se calculó la energía disipada (E_j) y la distorsión (R_j), que corresponden al promedio de energías disipadas (E_i) y las distorsiones (R_i) de los ciclos del grupo, respectivamente.
- i) Para cada ciclo i (hasta n_2) del grupo j , se obtuvo el número de ciclos equivalentes con distorsión R_j , necesarios para disipar la energía acumulada en el ciclo i (N_i). N_i es igual al número entero que relaciona la energía disipada acumulada (E_{ai}) y la energía disipada de grupo (E_j). El número máximo de ciclos equivalentes con distorsión R_j , N_{max-j} , es igual a N_i para $i = n_2$.
- j) Luego se agruparon los ciclos a partir de límites de N_i . Se establecieron cinco grupos k , cada uno con n_3 ciclos. El tamaño de los intervalos se incrementó de forma exponencial utilizando el valor de la distorsión (Figura D-3(b)).
- k) Para cada grupo k , se calculó el promedio del número de ciclos equivalentes (N_k). Cada uno de los ciclos, dentro de un determinado grupo k , almacena información de la distorsión de ciclo (μ_i), la relación

promedio entre las fuerzas cortantes dinámicas y estáticas normalizadas (V_{ni}/V_{eni}) y, la relación entre la rigidez de ciclo y la rigidez inicial (K_i/K_0).

- l) En seguida se construyeron gráficas para cada grupo k , las cuales relacionan la distorsión y la degradación de rigidez o resistencia. Los datos fueron agrupados entre especímenes con características similares y se realizaron análisis de regresión no-lineal para obtener las ecuaciones que controlan el comportamiento de los modelos.
- m) Con fines de comparación, se realizó el mismo procedimiento para las curvas de histéresis de los ensayos cuasi-estáticos.

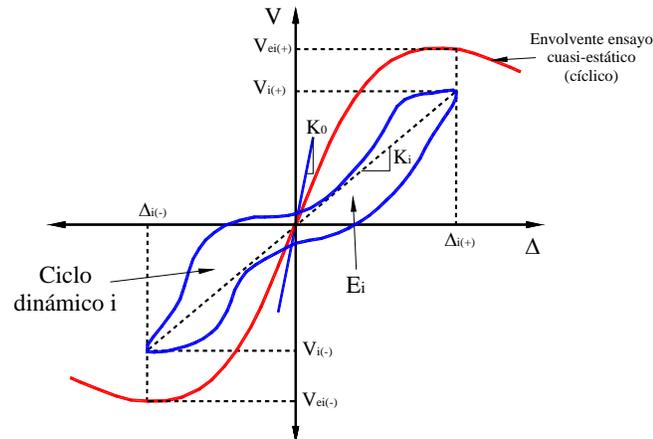


Figura D-1. Parámetros de las curvas de histéresis

En los modelos de degradación que se presentan en el Capítulo 7, no se hace referencia al término “normalizado” ni a la identificación de ciclo y del grupo. Por ejemplo, V/V_e representa la relación promedio entre las fuerzas cortantes dinámicas y estáticas, K/K_0 la relación entre la rigidez para una determinada demanda de ductilidad y la rigidez inicial y, N es el promedio del número de ciclos equivalentes. La identificación y el cálculo de estos parámetros se realizó con la ayuda del programa AD-V3.5 (Flores y Carrillo, 2009).

D.2 Interacción con la demanda sísmica

Para construir curvas para el modelo de interacción de la demanda sísmica y los modelos de degradación de rigidez y de resistencia, inicialmente se calcularon los parámetros de cada ciclo y cada registro sísmico utilizado en el ensayo dinámico de los especímenes. La demanda sísmica se representó utilizando la intensidad de Arias acumulada para el prototipo ($I_{A\ acum. (P)}$). Luego, se siguió el siguiente procedimiento (Figura D-4):

- a) Para el ciclo de deformación i (hasta el ciclo n_d), de cada uno de los registros sísmicos utilizados, se obtuvieron los desplazamientos positivo y negativo ($\Delta_{i(+)}$, $\Delta_{i(-)}$).
- b) Luego se calculó la distorsión positiva y negativa ($R_{i(+)}$, $R_{i(-)}$) y la distorsión del ciclo (R_i).
- c) En seguida se calculó la energía disipada en el ciclo (E_i) y la energía disipada acumulada (E_{acum-i}).
- d) Una vez procesado el último ciclo de un determinado registro, se ideó un procedimiento similar al utilizado para el desarrollo de los modelos de degradación (Figura D-4). Es decir, se agruparon los ciclos a partir de límites de distorsión. En general, se establecieron nueve grupos j , cada uno con n_5 ciclos. El tamaño de los intervalos se incrementó de forma lineal utilizando el valor de la distorsión (Figura D-3(a)).
- e) Para cada grupo j , se calculó la energía disipada (E_j) y la distorsión (R_j), las cuales corresponden al promedio de energías disipadas (E_i) y las distorsiones (μ_i) de los ciclos del grupo, respectivamente.

- f) Para cada ciclo i (hasta n_5) del grupo j , se obtuvo el número de ciclos equivalentes con distorsión R_j , necesarios para disipar la energía acumulada en el ciclo i (N_i). N_i es igual al número entero que relaciona la energía disipada acumulada (E_{ai}) y la energía disipada de grupo (E_j).
- g) Luego de procesar el último ciclo del grupo j , se calculó el promedio del número de ciclos equivalentes para el grupo j (N_j). Cada grupo j , dentro de cada registro k , almacena información de la distorsión (R_j) y el número de ciclos equivalente del grupo (N_j).
- h) En seguida se agruparon los datos en parejas con iguales R_j ($I_{A\ acum(P)}, N_j$). Con estos datos se dibujaron las curvas correspondientes a cada R_j .
- i) Por último, los datos se agruparon entre todos los especímenes estudiados y se realizaron análisis de regresión no-lineal para obtener las ecuaciones que controlan la interacción.

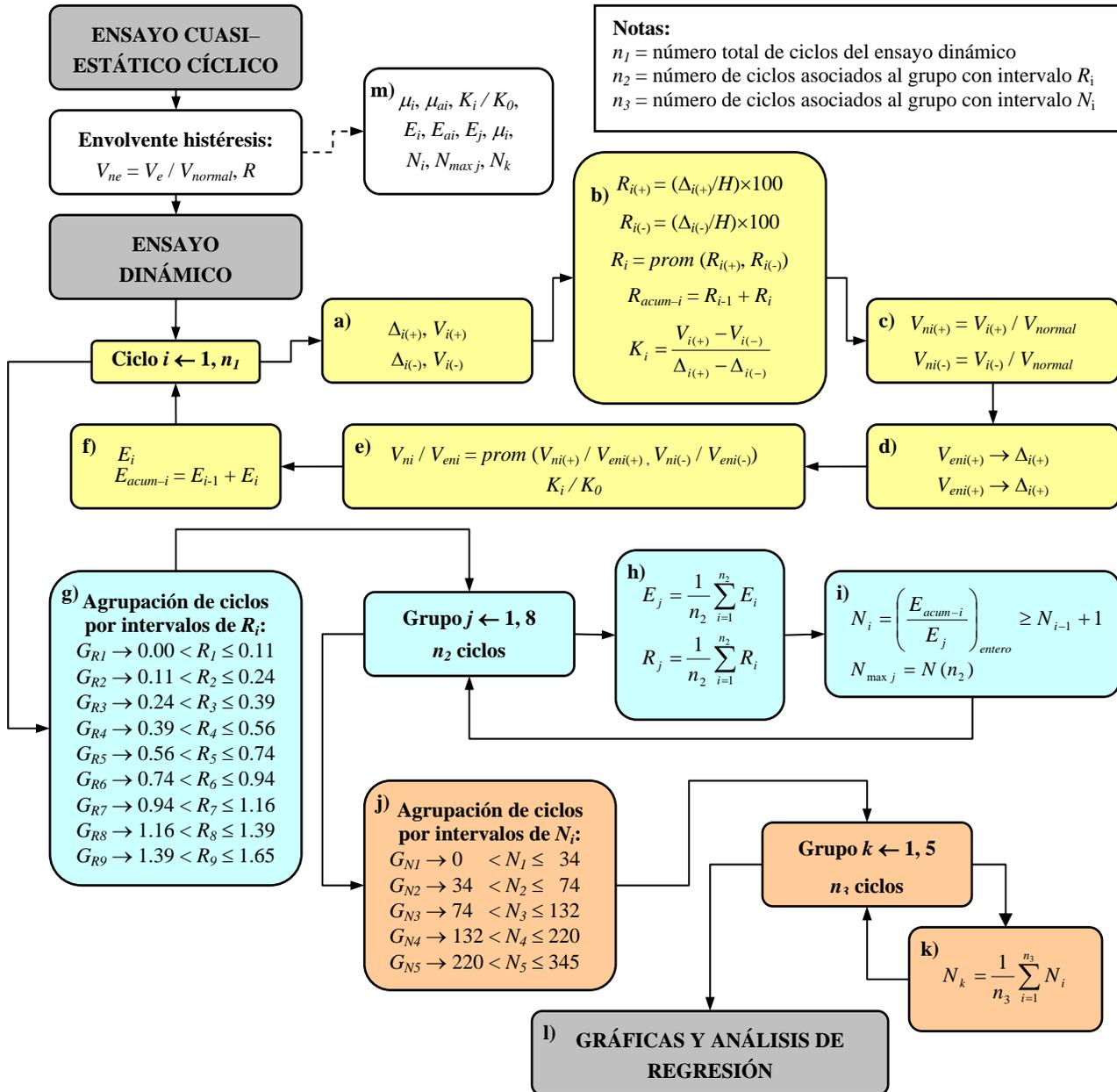


Figura D-2. Diagrama de flujo - Procesamiento resultados: Modelos degradación

La identificación y el cálculo de estos parámetros también se realizó con la ayuda del programa AD-V3.5 (Flores y Carrillo, 2009).

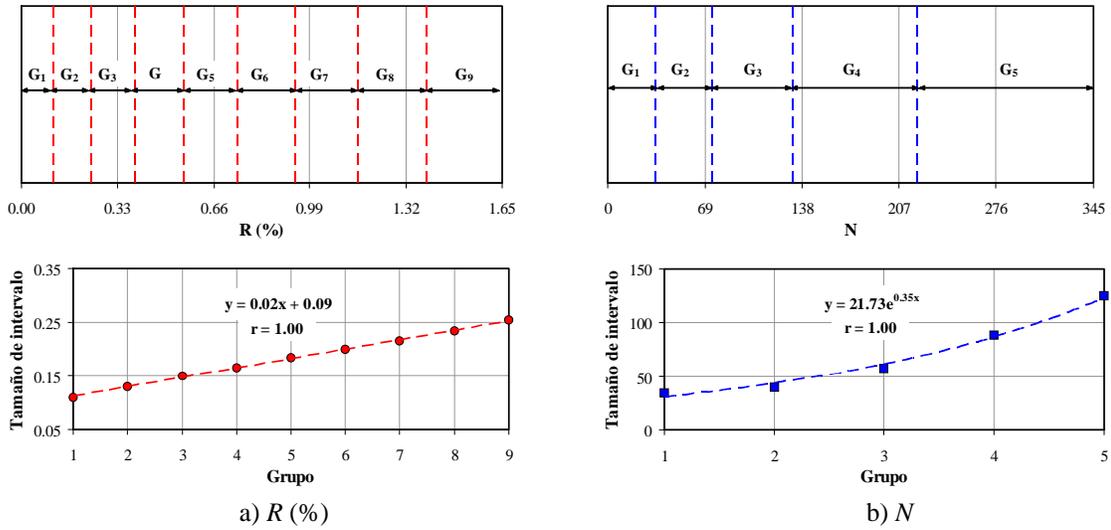


Figura D-3. Agrupación de ciclos

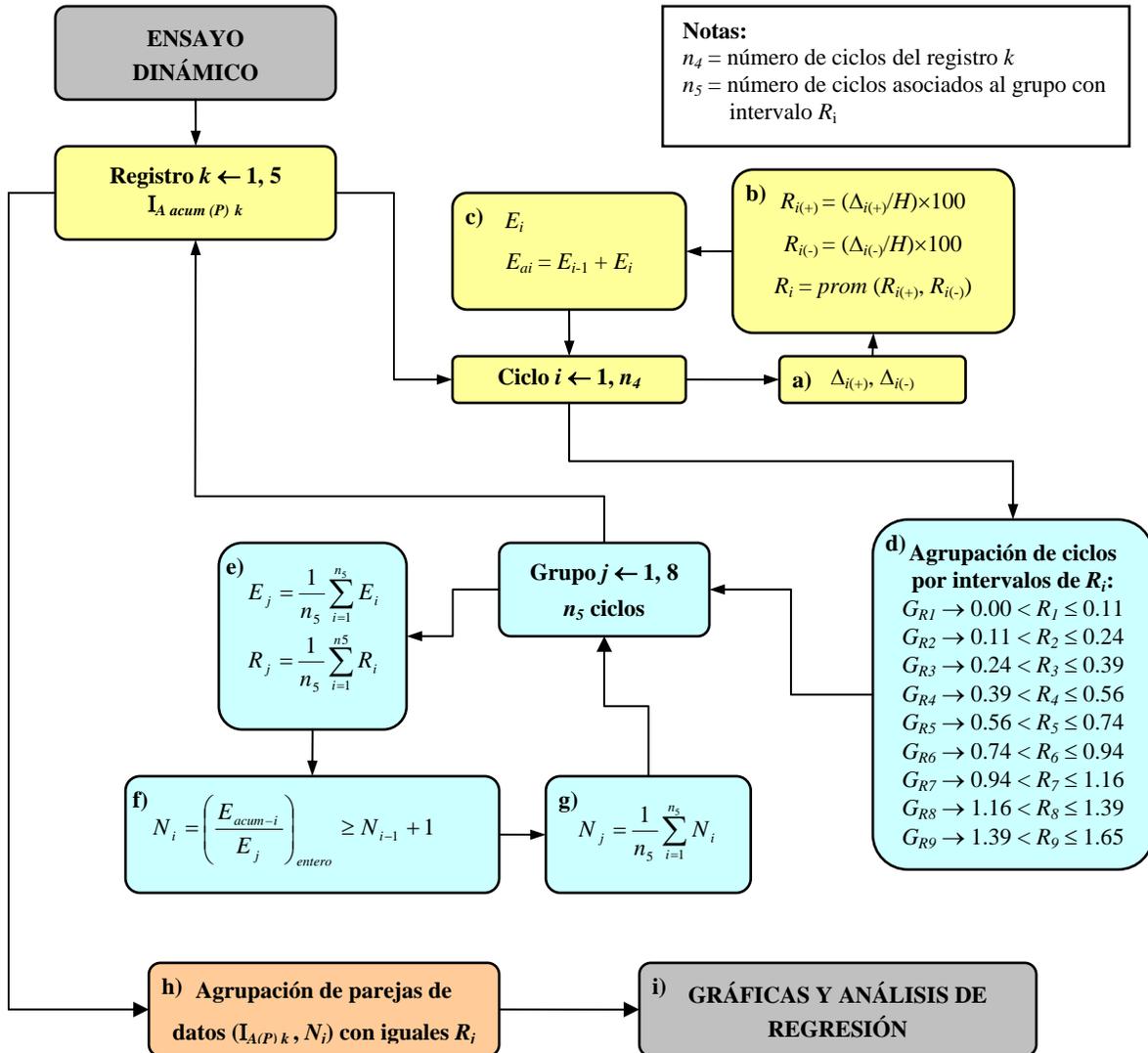


Figura D-4. Diagrama de flujo - Procesamiento resultados: Interacción demanda sísmica

APÉNDICE E

MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES: EJEMPLO DE APLICACIÓN

En este Apéndice se muestra el procedimiento para calcular la resistencia nominal de un muro cuadrado de acuerdo con el método de puntales y tensores (MPT) que se especifica en el apéndice A de ACI-318 (2008). La descripción de la metodología, así como la nomenclatura utilizada se presentó en la sección 2.5.2. Para los muros con aberturas se muestra el modelo de puntales y tensores adoptado.

E.1 Consideraciones generales

Para estimar la resistencia de una estructura a partir del método de puntales y tensores (MPT), se debe tener en cuenta si los resultados se utilizarán para propósitos de diseño o de revisión. Cuando el MPT se utiliza para revisar la capacidad de una estructura, se deben plantear varios modelos de puntales y tensores hasta encontrar el valor mínimo de resistencia (valor límite). De lo contrario, se podría estar en riesgo de estimar un valor de resistencia mayor que la resistencia mínima (Figura E-1) y, de esta manera, sobreestimar la capacidad estructural.

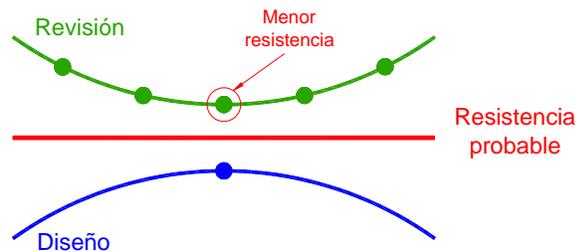


Figura E-1. Estimación de la resistencia utilizando el MPT

Los modelos de puntales y tensores que se presentan en este Apéndice corresponden sólo a unos de los muchos modelos que se pueden desarrollar. Sin embargo, a partir de un proceso iterativo de estimación de resistencia utilizando varios modelos “críticos”, con los modelos aquí presentados se obtendría el valor mínimo de la resistencia.

E.2 Geometría y cargas

Para seguir paso a paso el procedimiento, se calcula la resistencia nominal del modelo del muro MCN50mD, el cual se construyó en concreto de peso normal cuya resistencia a la compresión (en una fecha cercana a la del ensayo) fue de 24.7 MPa (252 kgf/cm²) y reforzado con el 50% de la cuantía mínima estipulada en la NTC-C (2004) utilizando malla de alambre soldado ($\rho_v = \rho_h = 0.0011$). En la Figura E-2 se muestra el modelo de puntales y tensores adoptado. La carga vertical y horizontal se aplicó de acuerdo con la configuración del ensayo de los modelos.

La geometría del modelo depende básicamente de las dimensiones del apoyo en compresión (nudo 6), el cual está definido por a_w y b_w . Por simplicidad, la dimensión b_w se supone igual a 2.25 veces el ancho del elemento de borde (h_b) y la dimensión a_w es calculada a partir de la ecuación de la profundidad del bloque de compresión por flexión de una columna que permanece elástica:

$$b_w \approx 1.5 h_b = 1.5 \times 160 = 240 \text{ mm} \quad (\text{E-1})$$

$$a_w = \left(0.25 + 0.85 \frac{\sigma_v}{f'_c} \right) l_w = \left(0.25 + 0.85 \frac{0.25}{24.7} \right) \times 1916 = 495 \text{ mm} \quad (\text{E-2})$$

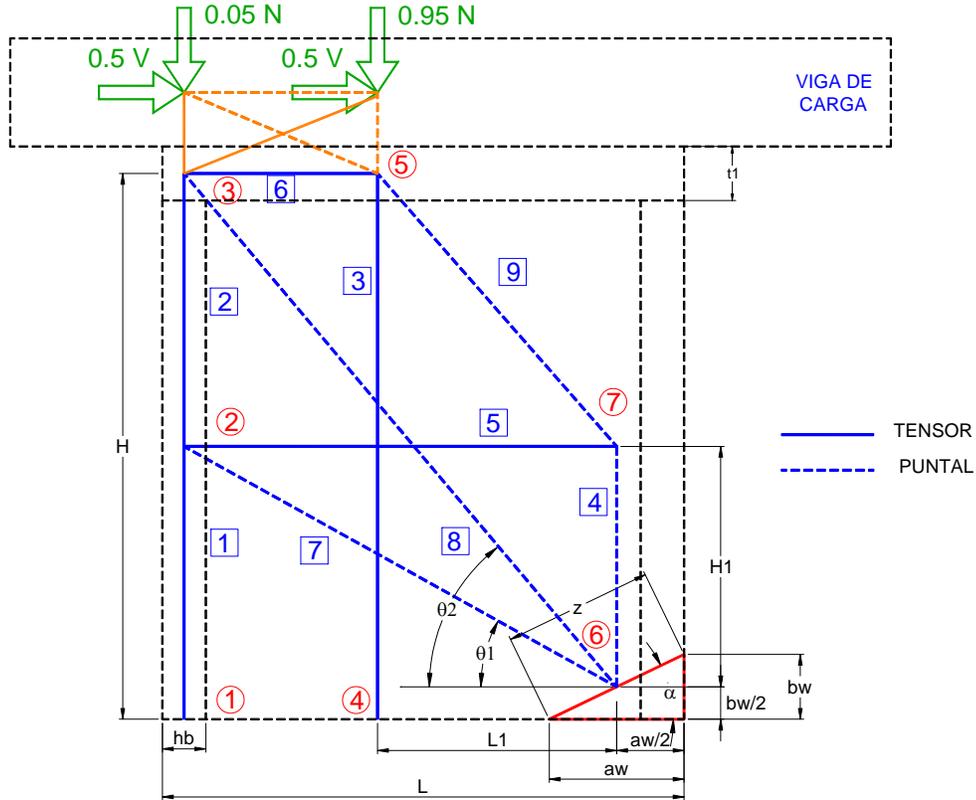


Figura E-2. Modelo de puntales y tensores para el modelo de muro cuadrado

Por lo tanto, la distancia entre el tensor que representa el refuerzo horizontal y el centro geométrico del nudo 6, H_1 , es igual a:

$$H_1 = \frac{H - b_w}{2} = \frac{2,023 - 240}{2} = 892 \text{ mm} \quad (\text{E-3})$$

Es posible demostrar que la distancia entre el centro geométrico de la zona comprimida y el tensor que representa el refuerzo vertical del alma del muro, L_1 , es igual a:

$$L_1 = \frac{L - h_b}{2} = \frac{1,916 - 160}{2} = 878 \text{ mm} \quad (\text{E-4})$$

De esta forma es posible calcular los ángulos α , θ_1 y θ_2 :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{b_w}{a_w} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{240}{495} \right) = 25.9^\circ \quad (\text{E-5})$$

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{H_1}{L - a_w/2 - h_b/2} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{892}{1,916 - 495/2 - 160/2} \right) = 29.3^\circ \quad (\text{E-6})$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{H - b_w/2}{L - a_w/2 - h_b/2} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{2,023 - 240/2}{1,916 - 495/2 - 160/2} \right) = 50.1^\circ \quad (\text{E-7})$$

De acuerdo con la configuración geométrica y las cargas aplicadas en el modelo, se observa que los elementos críticos son los puntales 4, 8 y 7, los tensores 1, 3 y 5, y el nudo 6. Para conocer la fuerza axial sobre cada uno de los elementos, generada por una configuración de carga axial unitaria, N , y de fuerza horizontal unitaria, V , la cual se muestra en la Figura E-2, se elaboró un modelo de análisis utilizando el programa SAP2000 V10.01 (Computers and Structures, 2005). En el modelo de análisis, la sección transversal de cada elemento (pantal y tensor) corresponde al producto del espesor del muro (t_w) por el ancho de elemento (w_{prov}). Los resultados se muestran en la Tabla E-1 (valores negativos indican fuerzas de compresión).

Tabla E-1. Porcentajes de fuerza axial y reacciones en los elementos críticos debidos a cargas unitarias N y V

Elemento o nudo		Por carga axial N (%)	Por fuerza Horizontal V (%)
Pantal	4	- 12.9	- 60.9
	8	17.4	- 73.1
	7	- 12.8	- 60.8
Tensor	1	- 12.1	127.8
	3	- 82.1	18.8
	5	11.2	53.1
Nudo	6	R_v	146.6
		R_h	100.0

No se conocen las fuerzas en los elementos producidas por la carga lateral (V), la cual es la fuerza que se quiere conocer. Por lo tanto, el proceso es iterativo hasta encontrar la fuerza lateral máxima que resisten los elementos del modelo de puntales y tensores. Si suponemos que $V = 5.13 N$ y teniendo en cuenta que la carga axial en el ensayo, $N = 38.4 \text{ kN}$ ($0.25 \text{ MPa} \times 80 \text{ mm} \times 1,920 \text{ mm} / 1000$), es decir, $V = 197 \text{ kN}$ (20.0 tf), las fuerzas internas en los elementos son las mostradas en la Tabla E-2.

Tabla E-2. Fuerzas axiales y reacciones en los elementos críticos para $V = 5.13 N$

Elemento o nudo		Fuerza axial (kN)	
Pantal	4	- 124.6	
	8	- 137.2	
	7	- 124.4	
Tensor	1	246.7	
	3	6.0	
	5	108.6	
Nudo	6	R_v	290.5
		R_h	196.6

Una de las ventajas de plantear un modelo isostático de puntales y tensores, es disminuir las suposiciones necesarias para la construcción de modelos analíticos relativamente complejos. Sin embargo, en el caso de los muros estudiados, se comprobó que a partir de un modelo de puntales y tensores más simplificado, no se obtendría el valor mínimo de resistencia.

E.3 Resistencia probable de puntales y zonas nodales

La verificación de la resistencia probable de los puntales y las zonas nodales se hace a partir de la comparación entre el área disponible en el puntal o el nudo, con el área requerida. Debido a que el espesor del muro (t_w) y de los apoyos es el mismo, la verificación se realizó comparando el ancho provisto en el puntal o el nudo, w_{prov} , con el requerido, w_{req} . Por lo tanto, para puntales y zonas nodales, el ancho requerido se calcula utilizando las Ecs. E-8 y E-9, respectivamente.

$$w_{reqp} = \frac{F_u}{\phi f_{ce} b} = \frac{F_u}{\phi 0.85 \beta_s f'_c t_w} \quad (\text{E-8})$$

$$w_{reqn} = \frac{F_u}{\phi f_{ce} b} = \frac{F_u}{\phi 0.85 \beta_n f'_c t_w} \quad (\text{E-9})$$

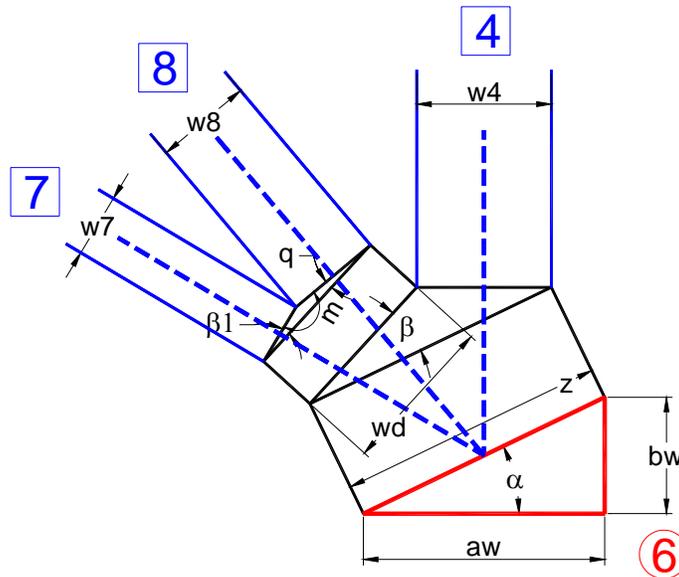


Figura E-3. Geometría de elementos que actúan en el nudo 6

En la Figura E-3 se muestra la geometría de los elementos que actúan en el nudo 6. Teniendo en cuenta la geometría en el nudo, se calculan los siguientes ángulos y dimensiones:

$$\beta = 90^\circ - \theta - \alpha = 90^\circ - 40.2^\circ - 25.9^\circ = 23.9^\circ \quad (\text{E-10})$$

donde θ es el ángulo de la fuerza resultante ($F_{P7} + F_{P8}$) entre las fuerzas de los puntales 7 (F_{P7}) y 8 (F_{P8}), definido como:

$$\theta = \frac{F_{P7}}{F_{P7} + F_{P8}} \theta_1 + \frac{F_{P8}}{F_{P7} + F_{P8}} \theta_2 = \frac{124.4}{261.6} 29.3^\circ + \frac{137.2}{261.6} 50.1^\circ = 41.0^\circ \quad (\text{E-11})$$

$$\beta_1 = \theta - \theta_1 = 40.2^\circ - 29.3^\circ = 10.9^\circ \quad (\text{E-12})$$

$$q = \theta_2 - \theta = 50.1^\circ - 40.2^\circ = 9.9^\circ \quad (\text{E-13})$$

$$m = 180^\circ - (\theta_2 - \theta_1) = 180^\circ - (50.1^\circ - 29.3) = 159.2^\circ \quad (\text{E-14})$$

$$z = \sqrt{a_w^2 + b_w^2} = \sqrt{495^2 + 240^2} = 550 \text{ mm} \quad (\text{E-15})$$

Por lo tanto, el ancho del puntal 4 y del puntal diagonal se calculan como:

$$w_{prov P4} = \frac{z}{\frac{\text{sen } \alpha}{\tan \beta} + \cos \alpha} = \frac{550}{\frac{\text{sen}(25.9^\circ)}{\tan(23.9^\circ)} + \cos(25.9^\circ)} = 291 \text{ mm} \quad (\text{E-16})$$

$$w_d = w_{prov P4} \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \beta} = 291 \frac{\text{sen}(25.9^\circ)}{\text{sen}(23.9^\circ)} = 314 \text{ mm} \quad (\text{E-17})$$

De esta manera es posible calcular el ancho de los puntales 8 y 7:

$$w_{prov P8} = w_d \frac{\text{sen } \beta_1}{\text{sen } m} = 314 \frac{\text{sen}(10.9^\circ)}{\text{sen}(159.2^\circ)} = 168 \text{ mm} \quad (\text{E-18})$$

$$w_{prov P7} = w_{prov P8} \frac{\text{sen } q}{\text{sen } \beta_1} = 168 \frac{\text{sen}(9.9^\circ)}{\text{sen}(10.9^\circ)} = 152 \text{ mm} \quad (\text{E-19})$$

El ancho requerido en los puntales 4, 8 y 7 se calcula de acuerdo con la Ec. E-8. Para el puntal 4 $\beta_s = 1.0$, ya que este elemento tiene área uniforme en la sección transversal a lo largo de su longitud. Para los puntales 8 y 7 $\beta_s = 0.6 \lambda$ ($\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal), ya que estos elementos son en forma de botella pero el refuerzo que los cruza no cumplen con el requerimiento mínimo.

$$w_{req P4} = \frac{124,600}{1.0 \times 0.85 \times 1.0 \times 24.7 \times 83} = 71 \text{ mm} < 291 \text{ mm} \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-20})$$

$$w_{req P8} = \frac{137,200}{1.0 \times 0.85 \times 0.6 \times 24.7 \times 83} = 131 \text{ mm} < 168 \text{ mm} \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-21})$$

$$w_{req P7} = \frac{124,400}{1.0 \times 0.85 \times 0.6 \times 24.7 \times 83} = 118 \text{ mm} < 152 \text{ mm} \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-22})$$

El ancho requerido en la zona nodal 6 para las cinco fuerzas axiales que actúan en el nudo (R_h , R_v , P_4 , P_8 y P_7) se calcula de acuerdo con las Ec. E-9. $\beta_n = 1.0$, ya que es un nudo CCC.

$$w_{req n6(Rh)} = \frac{196,600}{1.0 \times 0.85 \times 1.0 \times 24.7 \times 83} = 112 \text{ mm} < b_w = 240 \text{ mm} \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-23})$$

$$w_{req n6(Rv)} = \frac{290,500}{1.0 \times 0.85 \times 1.0 \times 24.7 \times 83} = 166 \text{ mm} < a_w = 495 \text{ mm} \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-24})$$

$$w_{req\ n6(P4)} = \frac{124,600}{1.0 \times 0.85 \times 1.0 \times 24.7 \times 83} = 71 \text{ mm} < w_{prov\ P4} = 291 \text{ mm} \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-25})$$

$$w_{req\ n6(P8-P7)} = \frac{\sqrt{124,400^2 + 137,200^2}}{1.0 \times 0.85 \times 1.0 \times 24.7 \times 83} = 106 \text{ mm} < w_d = 314 \text{ mm} \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-26})$$

También es necesario revisar la resistencia del apoyo (zona nodal 6) para la fuerza resultante y el acero de refuerzo necesario para resistir la fuerza horizontal que se debe transferir por el mecanismo de cortante por fricción ($A_{vf\ req}$).

$$w_{req\ n6(Rh\ y\ R_v)} = \frac{\sqrt{196,600^2 + 290,500^2}}{1.0 \times 0.85 \times 1.0 \times 24.7 \times 83} = 200 \text{ mm} < z = 550 \text{ mm} \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-27})$$

$$A_{vf\ req} = \frac{R_h}{\phi f_y \mu} = \frac{196,600}{1.0 \times 411 \times 1.0} = 478 \text{ mm}^2 < A_{vf\ prov} = 2,510 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-28})$$

donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero que resiste el cortante por fricción y el coeficiente de fricción $\mu = 1.0\lambda$ para concreto colado contra concreto endurecido ($\lambda = 1.0$, concreto de peso normal).

E.4 Resistencia probable de tensores

La verificación del acero requerido en los tensores se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$A_{s\ req} = \frac{Fu}{\phi f_y} \quad (\text{E-29})$$

En los tensores 1, 3 y 5 se requiere el siguiente refuerzo:

$$A_{s\ req\ T1} = \frac{246,700}{1.0 \times 411} = 600 \text{ mm}^2 \leq A_{s\ prov\ T1} = 6 \times 198 = 1,188 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-30})$$

$$A_{s\ req\ T3} = \frac{6}{1.0 \times 630} \approx 0 \text{ mm}^2 \leq A_{s\ prov\ T3} = 8 \times 13.3 = 106 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-31})$$

$$A_{s\ req\ T5} = \frac{108,600}{1.0 \times 630} = 172 \text{ mm}^2 \leq A_{s\ prov\ T5} = 13 \times 13.3 = 172 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple} \quad (\text{E-32})$$

Teniendo en cuenta los resultados encontrados, la fuerza horizontal máxima que resiste este modelo es $V = 5.13 \text{ N} = 197 \text{ kN}$ (20.0 tf). La fluencia del tensor 5 (tensor horizontal) es el elemento que gobierna la resistencia del muro (Ec. E-31) y, por lo tanto, es probable que el tipo de falla asociado sea la de cortante por tensión diagonal.

E.5 Modelos para muros con aberturas

La resistencia nominal de los modelos de muros con aberturas se calculó haciendo el análisis en las dos direcciones de aplicación de carga horizontal. Los modelos adoptados se muestran en las Figuras E-4 y E-5, respectivamente. El procedimiento es similar al presentado para el muro cuadrado. De acuerdo con los resultados obtenidos, la resistencia nominal de los modelos en la dirección de aplicación de carga positiva es mayor que la encontrada al aplicar la carga horizontal en el sentido negativo

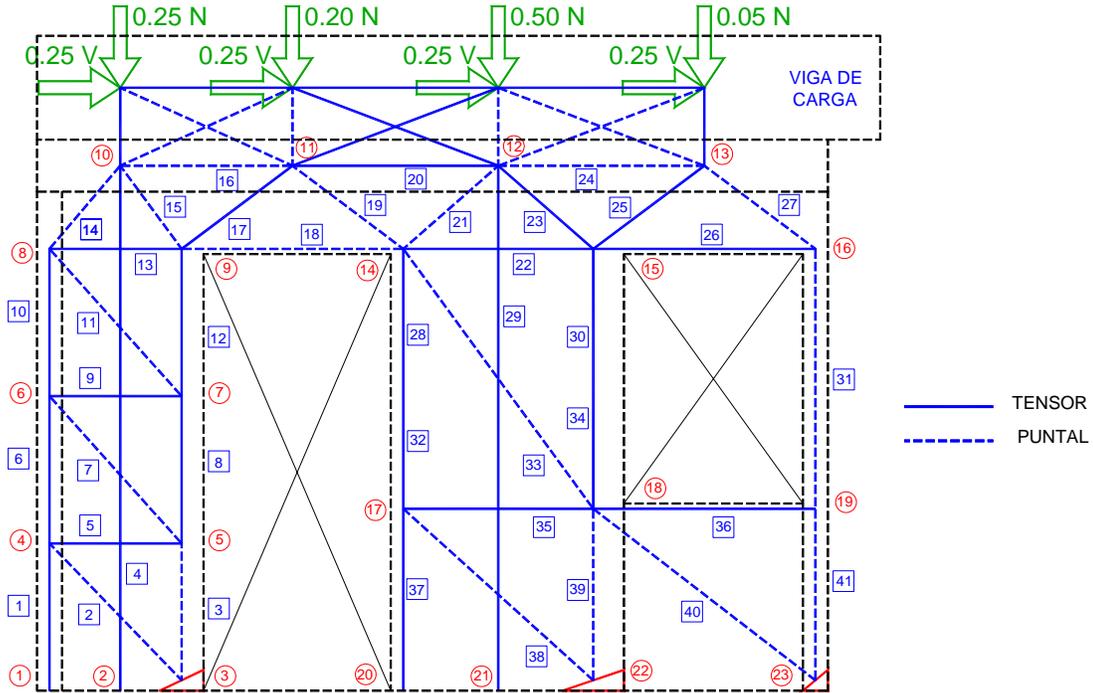


Figura E-4. Modelo de puntales y tensores para muro con aberturas (carga horizontal positiva)

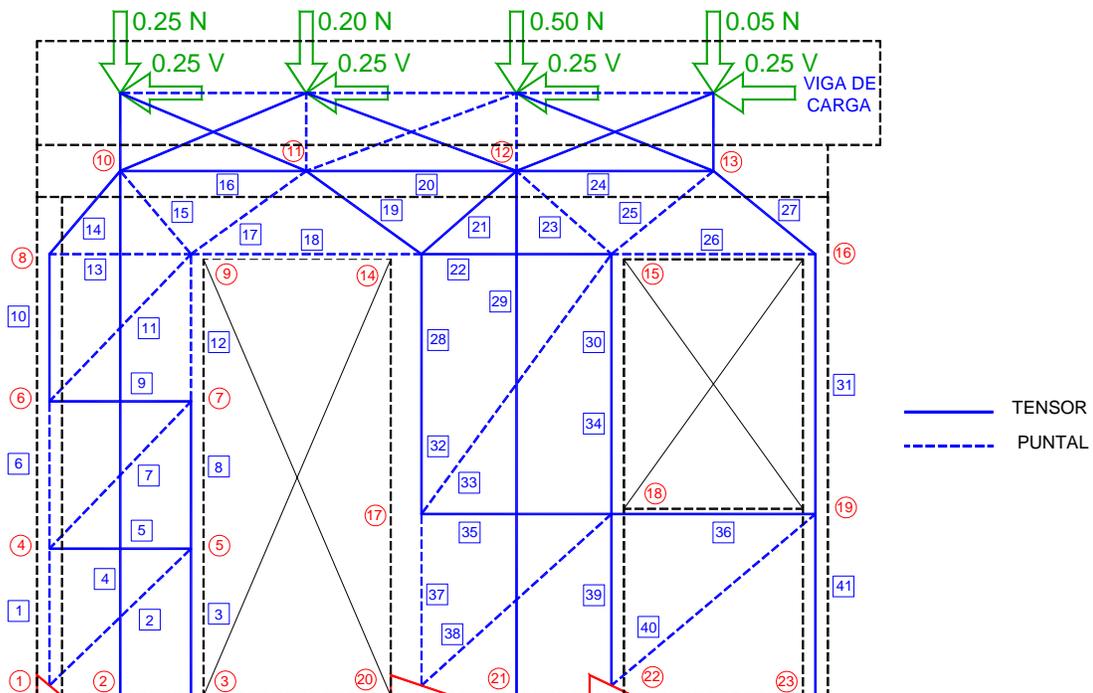


Figura E-5. Modelo de puntales y tensores para muro con aberturas (carga horizontal negativa)

APÉNDICE F

RECOMENDACIONES PARA ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Una de los objetivos de este estudio fue el desarrollo de recomendaciones para análisis, diseño y construcción de muros de concreto para vivienda. A partir de los resultados experimentales y analíticos de la investigación, así como en las características particulares de los muros de concreto en viviendas de baja altura, en este apéndice se presentan recomendaciones para calcular las propiedades mecánicas del concreto, el refuerzo por cambios volumétricos y para implementar modelos de análisis para viviendas de concreto de las características estudiadas. Asimismo, se indican las modificaciones puntuales a NTC-C y NTC-S (2004).

F.1 Propiedades mecánicas del concreto

Para la construcción de todos los modelos incluidos en el proyecto global de investigación (Tablas 4-1 y 4-2) se utilizaron tres tipos de concreto. Uno de ellos para las vigas de cimentación y los dos restantes para los muros y losas superiores. Los tres tipos de concreto fueron premezclados y proporcionados por el Grupo CEMEX. En la Tabla F-1 se presenta el peso específico en estado seco (γ_{conc}) y las principales propiedades mecánicas medidas en los concretos utilizados: resistencia a la compresión (f_c), resistencia a la tensión (f_t), módulo de ruptura (f_r) y módulo de elasticidad (E_c). Estas propiedades se determinaron experimentalmente siguiendo los lineamientos de las Normas NMX-C-083 (2002), NMX-C-163 (1997), NMX-C-191 (2004) y NMX-C-128 (1997), respectivamente. La resistencia nominal a la compresión del concreto para los muros fue igual a 14.7 MPa (150 kgf/cm²), pero la dispersión de las resistencias medidas fue significativamente alta. Para propósitos de diseño es conveniente establecer relaciones entre la resistencia a la compresión del concreto (parámetro básico de diseño) y las demás propiedades mecánicas. Por ejemplo, es común expresar la resistencia a la tensión, el módulo de ruptura y el módulo de elasticidad, en función de la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto, es decir:

$$f_t = A\sqrt{f_c}, \quad f_r = B\sqrt{f_c} \quad \text{y} \quad E_c = C\sqrt{f_c} \quad (\text{F-1})$$

Las constantes A , B y C se calcularon a partir de resultados medidos y en la Tabla F-1 se muestran sus valores promedio. Para fines de diseño reglamentario, en la Tabla F-2 se presentan los valores aquí recomendados para los tres tipos de concreto utilizados en el proyecto global de investigación. Los datos corresponden aproximadamente al percentil 5, es decir, el 95% de los datos supera el valor recomendado. Aunque se reconoce que el valor de las constantes A , B y C se debe determinar utilizando una muestra con mayor número de datos (programa experimental adicional), los valores propuestos en la Tabla F-2 son un primer acercamiento a la tendencia de los resultados para los concretos con las características estudiadas. En la Tabla F-2 se incluyen los valores promedio medidos (Tabla F-1) y aquéllos especificados en NTC-C (2004) para concreto clase 2 en viviendas de interés social.

Como se mencionó en la sección 4.7.1, las Normas NTC-C (2004) caracterizan el tipo de concreto solamente en función del peso específico en estado fresco (clase 1, clase 2 – normal o clase 2 – ligero). De acuerdo con lo indicado en la Tabla F-2, los concretos aquí denominados “peso normal” y “autocompactable” se pueden catalogar como clase 2 – normal y, el concreto de “peso ligero” como concreto clase 2 – ligero. En lo referente a las constantes A , B y C que se recomiendan para diseño en NTC-C (2004), en la Tabla F-2 se observa que las constantes calculadas con las propiedades mecánicas medidas en el concreto normal, fueron mayores o iguales que los valores recomendados en NTC-C (2004). Sin embargo, la constante que relaciona el módulo de elasticidad medido en el concreto autocompactable fue menor que el valor recomendado para diseño por dicho reglamento. En cuanto al concreto de peso ligero, las constantes asociadas a la resistencia a

la tensión y el módulo de elasticidad medidos, fueron menores que el valor mínimo recomendado para diseño por NTC-C (2004). Por lo tanto, es necesario implantar controles de calidad más estrictos en la producción del concreto para vivienda, con el propósito de garantizar el cumplimiento de las propiedades mecánicas recomendadas para diseño; especialmente en los concretos de peso ligero y autocompactable. Adicionalmente, como se especifica en la sección 6.7.7, las recomendaciones incluidas en esta investigación se pueden aplicar en un reglamento de diseño, siempre y cuando la resistencia mínima del concreto sea igual a 20 MPa (aproximadamente 200 kgf/cm²) y se cumplan los requisitos de durabilidad prescritos en las Normas NMX-C-403 (1999) o NMX-C-155 (2004).

Tabla F-1. Propiedades mecánicas principales del concreto

Tipo de concreto	No. Muro (Tabla 4-1)	MPa							
		f_c	f_t	f_r	E_c	γ_{conc} kN/m ³	A ($f_t / \sqrt{f_c}$)	B ($f_r / \sqrt{f_c}$)	C ($E_c / \sqrt{f_c}$)
Peso Normal	1, 2, 3	18.8	2.20	2.91	10,624	(¹)	0.51	0.67	2,448
	9, 10	17.5	2.00	2.64	8,433	(¹)	0.48	0.63	2,018
	17, 18, 19, 20	16.2	1.89	(¹)	9,752	20.0	0.47	---	2,424
	22, 23, 24, 30	20.0	2.17	(¹)	10,289	19.0	0.48	---	2,300
	28, 29	16.0	1.55	2.32	11,511	18.8	0.39	0.58	2,879
	34, 35	8.9 (²)	0.91	(¹)	9,334	19.8	(²)	(²)	(²)
	36, 37, 40, 41	24.7	2.09	3.75	14,757	20.3	0.42	0.75	2,968
Media aritmética, \bar{X}					19.6	0.46	0.66	2,506	
Coeficiente de variación, CV (%)					3.1	8.9	9.6	13.1	
Peso Ligero	4, 5, 6	16.3	1.27	1.78	7,306	(¹)	0.31	0.44	1,811
	13, 14	10.8	1.14	1.43	6,704	(¹)	0.35	0.44	2,041
	21, 25, 33	5.2 (²)	0.85	(¹)	6,726	15.2	(²)	(²)	(²)
	26, 27, 32	26.0	1.76	2.54	10,785	18.3	0.34	0.50	2,115
	38, 39	21.0	1.44	3.29	9,146	16.8	0.31	0.72	1,996
Media aritmética, \bar{X}					16.8	0.33	0.52	1,991	
Coeficiente de variación, CV (%)					7.5	4.7	22.0	5.6	
Autocompactable	31	27.1	1.81	(¹)	11,775	18.9	0.35	---	2,263
	7, 8	19.4	1.58	2.48	7,056	(¹)	0.36	0.56	1,601
	11, 12	22.0	1.98	2.27	8,898	(¹)	0.42	0.48	1,898
	Media aritmética, \bar{X}					18.9	0.38	0.52	1,921
Coeficiente de variación, CV (%)					---	8.7	7.6	14.1	

Notas: (¹) Dato no disponible, (²) Resistencia a la compresión anormalmente baja - Dato no incluido para el cálculo de las constantes.

Tabla F-2. Constantes que relacionan las propiedades mecánicas del concreto

	Tipo de concreto	γ_{conc} , kN/m ³	A (f_t), MPa	B (f_r), MPa	C (E_c), MPa
Medidas (promedio)	Peso Normal, CN	19.6	0.46	0.66	2,506
	Peso Ligero, CL	16.8	0.33 (²)	0.52	1,991 (²)
	Autocompactable, CA	18.9	0.38	0.52	1,921 (²)
NTC-C	Clase 2	Normal (CN, CA) = 19 – 22 (¹) Ligero (CC) < 19 (¹)	0.38	0.44	2,500
Propuestas para diseño	Peso Normal, CN	---	0.38	0.56	2,100
	Peso Ligero, CL	---	0.31	0.44	1,850
	Autocompactable, CA	---	0.34	0.47	1,650

Notas: (¹) NTC-C especifica valores de γ_{conc} en estado fresco; los valores medidos corresponden al concreto en estado endurecido,

(²) La constante calculada con la resistencia medida es menor que el valor especificado por NTC-C (2004).

F.2 Refuerzo por cambios volumétricos

En la sección 5.7 de NTC-C (2004) se propone la Ec. F-2 para el calcular el refuerzo por cambios de temperatura en toda dirección en la cual la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m.

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 1000)} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{F-2})$$

Para el caso de muros, a_{s1} es el área transversal del refuerzo colocado en la dirección horizontal y vertical por unidad de espesor de muro (mm^2/mm) y, x_1 es el espesor del muro, t (mm). La Ec. F-2 se puede expresar en términos de cuantía, es decir:

$$\rho_{s1} = \frac{a_{s1}}{t} = \frac{660 t}{f_y (t + 1000) t} = \frac{660}{f_y (t + 1000)} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{F-3})$$

Para muros de concreto con espesor igual a 100 mm, a partir de la Ec. F-2 se obtiene $\rho_{s1} = 0.0015$ utilizando barras corrugadas ($f_y = 412$ MPa) y $\rho_{s1} = 0.0012$ ($f_y = 491$ MPa) utilizando malla de alambre soldado. Los requisitos de refuerzo y/o juntas de contracción por cambios volumétricos en muros para vivienda se presentan en la Tabla 6-15 (Tabla F-5).

F.3 Modelación estructural

Actualmente existen varias herramientas computacionales para la modelación de estructuras de concreto. Utilizar alguno de estos programas de computadora no siempre garantiza que los resultados representen el comportamiento real de la estructura ante una determinada acción. La precisión de los resultados depende, en gran medida, del criterio y la capacidad del ingeniero estructural para incluir adecuadamente en los modelos las propiedades geométricas, las restricciones y las cargas, así como para analizar e interpretar los resultados arrojados por la herramienta. A continuación se presentan algunas consideraciones y/o recomendaciones específicas para la modelación elástica lineal de viviendas de concreto de uno o dos niveles.

- **Método de análisis:** si bien es relativamente sencillo elaborar modelos por medio del Método de la Columna Ancha (MCA), las simplificaciones en la concentración de las propiedades del muro en un elemento tipo “barra” y en el apoyo de estos elementos en un solo punto, originan diferencias respecto al comportamiento observado en las PVA. Aunque en la modelación por medio del Método de Elementos Finitos (MEF) se tienen en cuenta de una manera más detallada las características geométricas y la condición de apoyo de los muros, también se presentan algunas diferencias (Capítulo 3). No obstante, los modelos realizados con este método requieren de un conocimiento un poco más avanzado y de una inversión de tiempo mayor. Por lo tanto, siempre que sea posible, se recomienda elaborar modelos de análisis utilizando el MEF.
- **Periodo de vibración fundamental:** como se indicó en el Capítulo 3, los periodos de vibración obtenidos con modelos de análisis utilizando el MCA probablemente serán mayores que los obtenidos con el MEF. Si bien queda al criterio del ingeniero estructural utilizar uno u otro método, conviene considerar las variaciones en las propiedades mecánicas (f_c' y E_c) y en el agrietamiento del concreto, de modo que se estime un periodo de vibración que conduzca al cálculo de demandas sísmicas (fuerzas y/o desplazamientos) conservadoras. Se recomienda revisar los periodos obtenidos a partir del MCA o MEF utilizando la expresión aquí propuesta para calcular el periodo de vibración de viviendas (Ec. 6-30).
- **Materiales:** para la modelación elástica lineal, las propiedades del concreto que controlan las respuesta son el módulo de elasticidad y el módulo de cortante (relación de Poisson). Para calcular el módulo de elasticidad a partir de raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto se recomienda utilizar las constantes que se presentan en la Tabla F-2 (Tabla F-4), las cuales dependen del tipo de concreto. Para calcular el módulo de cortante se recomienda utilizar una relación de Poisson igual a 0.2.

- **Diafragma de piso:** muchos de los sistemas de piso que se utilizan en la construcción de vivienda deben catalogarse como diafragmas flexibles. Esta es una condición que debe revisarse, pues la respuesta ante cargas laterales entre una estructura con diafragmas rígidos y otra con diafragmas flexibles puede ser muy diferente. Sin embargo, para el sistema estructural y los claros de las viviendas aquí estudiadas se considera que la suposición de diafragma rígido es apropiada. En modelos tridimensionales utilizando el MCA es absolutamente necesario utilizar la hipótesis de diafragma rígido, ya que actualmente no se dispone de un elemento tipo “barra” adecuado para la modelación de las losa de entrepiso.
- **Secciones agrietadas:** En la modelación analítica se debe incluir el efecto de fisuración por medio de la modificación de los momentos de inercia y áreas de los elementos de acuerdo con las recomendaciones presentadas en la sección 6.2 ($0.5I_g$ y $0.5A_c$).
- **Zonas rígidas:** las vigas horizontales (“vigas”) que unen las columnas ficticias en el MCA deberán tener propiedades de rigidez “infinita” dentro del ancho de los muros, dejando únicamente como parte deformable a la sección que queda libre entre los paños de los muros.
- **Geometría de elementos finitos:** dado que las partes de un muro son usualmente rectángulos, se recomienda utilizar elementos finitos rectangulares/cuadrados de aproximadamente 200 o 250 mm de lado
- **Masas para análisis dinámico:** teniendo en cuenta que las losas de entrepiso se modelan por medio de diafragmas rígidos, una buena aproximación para el análisis dinámico consiste en concentrar las masas utilizando un nudo maestro. Este nudo se debe ubicar en el centro de masas del entrepiso, en el cual se asignan las masas traslacionales y rotacionales del entrepiso correspondiente.
- **Juntas entre viviendas:** la mayoría de este tipo de viviendas son construidas una al lado de otra, separadas por medio de una junta formada por una lámina de poliestireno. Para no incluir los efectos de interacción de las viviendas en la etapa de diseño, se debe garantizar el funcionamiento adecuado de la junta durante el funcionamiento de la vivienda.
- **Interacción suelo–estructura:** dependiendo del tipo de suelo, este efecto puede o no tener importancia en el comportamiento de la vivienda. Teniendo en cuenta el tipo de cimentación en este tipo de viviendas (contra–trabes en las dos direcciones y losa de concreto), es factible utilizar un método simplificado que consiste en asignar rigideces equivalentes a partir del módulo de reacción del suelo proporcionado por un estudio geotécnico de la zona. En principio se debe modelar la losa de cimentación por medio de elementos finitos conectados por un diafragma rígido. Con el área tributaria de cada nudo en la losa, se determina el valor del resorte vertical en dicho nudo. Para los resortes horizontales, una buena aproximación consiste en asignar el 30% del valor del resorte vertical (sección 3.3.2.2).

F.4 Propuesta de modificaciones a NTC-C y NTC-S (2004)

En las Tablas F-3 a F-9 se presenta el resumen de las modificaciones propuestas a las Normas NTC-C (2004). Para las Normas NTC-S (2004), las modificaciones/adiciones se presentan en la Tabla F-10. En la justificación de las modificaciones (“Razón de modif.”) se hace referencia a las secciones de este informe. En la última columna de las tablas (“Tipo”) se hace referencia a la importancia de la modificación por medio de un número: 1 = Importancia Alta y 2 = Importancia Media.

Tabla F-3. NTC-C (2004) - Análisis

No.	Propuesta de modificaciones/adiciones	Razón de modif.	Tipo
1	<p>1.4.1 Aspectos generales</p> <p>Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad. Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en la sección 6.8.</p>		1

	<p>Cuando se apliquen métodos de análisis elástico, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$), y si las rigideces de columnas y muros no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto. En vigas T, la sección bruta incluirá los anchos de patín especificados en la sección 2.2.3. En estructuras constituidas por losas planas, las rigideces se calcularán con las hipótesis de la sección 8.3.</p> <p>Añadir: <u>En muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces muros agrietados se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$) y la mitad del área de cortante de la sección transversal del muro ($0.5A_{cm}$).</u></p> <p>En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 10 por ciento en columnas y en losas planas.</p> <p>En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con la sección 1.4.2.</p>	<p>Cociente entre la rigidez calculada y la rigidez medida (sección 6.5). Verificación con pruebas de vibración ambiental y modelos analíticos (secciones 3.5 y 6.7.1.2)</p>	
--	---	---	--

Tabla F-4. NTC-C (2004) - Materiales

No.	Propuesta de modificaciones/adiciones	Razón de modif.	Tipo
1	<p>1.5.1 Concreto</p> <p>El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m³ (2.2 t/m³) y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m³ (1.9 y 2.2 t/m³).</p> <p>Añadir: <u>El concreto clase 2 en muros de viviendas de hasta dos niveles puede ser de tres tipos: concreto de peso normal y concreto autocompactable, con peso volumétrico en estado endurecido comprendido entre 19 y 22 kN/m³ (1.9 y 2.2 t/m³), y concreto de peso ligero con peso volumétrico en estado endurecido comprendido entre 15 y 19 kN/m³ (1.5 y 1.9 t/m³).</u></p> <p>Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 139 del Reglamento, se usará concreto de clase 1.</p> <p>Los requisitos adicionales para concretos de alta resistencia con resistencia especificada a la compresión, f'_c, igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm²) se encuentran en el Capítulo 11.</p>	<p>Valores derivados a partir de las propiedades medidas en los concretos utilizados en este estudio (sección F.1)</p>	1
2	<p>1.5.1.1 Materiales componentes para concretos clases 1 y 2</p> <p>En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 ó 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE.</p>		

	<p>Los agregados pétreos <u>y artificiales</u> deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111 con las modificaciones y adiciones establecidas en la sección 14.3.1.</p> <p>El concreto clase 1 se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) y el concreto clase 2 con agregados gruesos con peso específico superior a 2.3, como andesita. Para ambos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características.</p> <p>Añadir: <u>El concreto de peso ligero clase 2 en muros de viviendas de hasta dos niveles se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.3, como andesita, y con materiales artificiales.</u></p> <p>El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.</p> <p>Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255.</p>	<p>Incluir los tipos de agregados para concreto de peso ligero que se utilizó en este estudio</p>	<p>1</p>
<p>3</p>	<p>1.5.1.2 Resistencia a compresión</p> <p>Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f_c', igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm²). La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 25 MPa (250 kg/cm²) pero no menor que 20 MPa (200 kg/cm²). En ambas clases deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en la sección 14.3.4.1. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director Responsable de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f_c', distintas de las antes mencionadas, sin que, excepto lo señalado en el párrafo siguiente, sean inferiores a 20 MPa (200 kg/cm²).</p> <p>En muros de concreto reforzado de viviendas de interés social <u>hasta dos niveles</u>, se admitirá el uso de concreto clase 2 con resistencia <u>mínima</u> especificada de 15 <u>20</u> MPa (150 <u>200</u> kg/cm²) si se garantizan los recubrimientos mínimos requeridos en 4.9.3. <u>Adicionalmente, se deben cumplir los requisitos de durabilidad prescritos en las normas NMX-C-403 o NMX-C-155.</u></p> <p>Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos. El de clase 1 debe proporcionarse por peso; el de clase 2 puede proporcionarse por volumen.</p> <p>Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^*, determinado con la expresión siguiente.</p> $f_c^* = 0.8f_c' \quad (1.12)$ <p>El valor f_c^* se determinó de manera que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura no lo alcance es de dos por ciento. Puesto que f_c^* es una medida de la resistencia del concreto en la estructura, para que sea válida la ec. 1.12 deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en las secciones 14.3.5, 14.3.6 y 14.3.9, respectivamente.</p> <p>Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una</p>	<p>Para especificar claramente el alcance</p> <p>Mejorar el desempeño del concreto, de acuerdo con las metodologías y técnicas de producción disponibles</p>	<p>1</p>

	<p>resistencia media, $\overline{f_c}$, mayor que la especificada, f_c', y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.</p>		
4	<p>1.5.1.3 Resistencia a tensión</p> <p>Se considera como resistencia media a tensión, $\overline{f_t}$, de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163. A falta de información experimental, $\overline{f_t}$, se puede estimar igual a:</p> <p>a) concreto clase 1 $0.47\sqrt{f_c'}$, en MPa ($1.5\sqrt{f_c'}$, en kg/cm²)</p> <p>b) concreto clase 2 $0.38\sqrt{f_c'}$, en MPa ($1.2\sqrt{f_c'}$, en kg/cm²)</p> <p>Añadir: <u>Para concreto de muros de viviendas de hasta dos niveles, $\overline{f_t}$, se puede estimar igual a:</u></p> <p><u>Peso Normal</u> $0.38\sqrt{f_c'}$, en MPa ($1.2\sqrt{f_c'}$, en kgf/cm²)</p> <p><u>Peso Ligero</u> $0.31\sqrt{f_c'}$, en MPa ($1.0\sqrt{f_c'}$, en kgf/cm²)</p> <p><u>Autocompactable</u> $0.34\sqrt{f_c'}$, en MPa ($1.1\sqrt{f_c'}$, en kgf/cm²)</p> <p>La resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura, $\overline{f_f}$ se puede suponer igual a:</p> <p>a) concreto clase 1 $0.63\sqrt{f_c'}$, en MPa ($2\sqrt{f_c'}$, en kg/cm²)</p> <p>b) concreto clase 2 $0.44\sqrt{f_c'}$, en MPa ($1.4\sqrt{f_c'}$, en kg/cm²)</p> <p>Añadir: <u>Para concreto de muros de viviendas de hasta dos niveles, $\overline{f_f}$, se puede suponer igual a:</u></p> <p><u>Peso Normal</u> $0.56\sqrt{f_c'}$, en MPa ($1.8\sqrt{f_c'}$, en kgf/cm²)</p>	<p>Constantes derivadas a partir de las propiedades medidas en los concretos utilizados en este estudio (sección F.1)</p>	<p>2</p> <p>1</p> <p>2</p> <p>2</p>

	<p><u>Peso Ligero</u> $0.44\sqrt{f_c'}$, en MPa ($1.4\sqrt{f_c'}$, en kgf/cm²)</p> <hr/> <p><u>Autocompactable</u> $0.47\sqrt{f_c'}$, en MPa ($1.5\sqrt{f_c'}$, en kgf/cm²)</p> <hr/> <p>Para diseñar se usará un valor nominal, f_t^*, igual a $0.75\bar{f}_t$. También puede tomarse:</p> <p>a) concreto clase 1 $0.41\sqrt{f_c^*}$, en MPa ($1.3\sqrt{f_c^*}$, en kg/cm²)</p> <p>b) concreto clase 2 $0.31\sqrt{f_c^*}$, en MPa ($1.0\sqrt{f_c^*}$, en kg/cm²)</p> <p>y el módulo de rotura, f_f^*, se puede tomar igual a</p> <p>a) concreto clase 1 $0.53\sqrt{f_c^*}$, en MPa ($1.7\sqrt{f_c^*}$, en kg/cm²)</p> <p>b) concreto clase 2 $0.38\sqrt{f_c^*}$, en MPa ($1.2\sqrt{f_c^*}$, en kg/cm²)</p> <p>En las expresiones anteriores que no sean homogéneas los esfuerzos deben estar en MPa (en kg/cm² para las expresiones en paréntesis); los resultados se obtienen en estas unidades.</p>	Constantes derivadas a partir de las propiedades medidas en los concretos utilizados en este estudio (sección F.1)	1 2
5	<p>1.5.1.4 Módulo de elasticidad, E_c</p> <p>Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad, E_c, se supondrá igual a</p> <p>$4\ 400\sqrt{f_c'}$, en MPa ($14\ 000\sqrt{f_c'}$, en kg/cm²) para concretos con agregado grueso calizo, y</p> <p>$3\ 500\sqrt{f_c'}$, en MPa ($11\ 000\sqrt{f_c'}$, en kg/cm²) para concretos con agregado grueso basáltico.</p> <p>Para concretos clase 2 se supondrán igual a</p> <p>$2\ 500\sqrt{f_c'}$, en MPa ($8\ 000\sqrt{f_c'}$, en kg/cm²)</p> <p>Añadir: <u>Para concreto de muros de viviendas de hasta dos niveles, se supondrá igual a:</u></p> <p>Peso Normal $2100\sqrt{f_c'}$, en MPa ($6700\sqrt{f_c'}$, en kgf/cm²)</p>	Constantes derivadas a partir de las	2

	Peso Ligero $1850\sqrt{f_c'}$, en MPa ($5900\sqrt{f_c'}$, en kgf/cm ²)	propiedades medidas en los concretos utilizados en este estudio (sección F.1)	1
	Autocompactable $1650\sqrt{f_c'}$, en MPa ($5200\sqrt{f_c'}$, en kgf/cm ²)		2
<p>Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio. En problemas de revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere este párrafo, E_c se determinará según la norma NMX-C-128. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169.</p>			

Tabla F-5. NTC-C (2004) - Requisitos complementarios

No.	Propuesta de modificaciones/adiciones	Razón de modif.	Tipo
1	<p>5.4 Paquetes de barras</p> <p>Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada en el inciso 7.2.2.d. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa de las dos. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes y determinar su recubrimiento, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.</p> <p><u>Añadir:</u> <u>En muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, no se permiten paquetes de barras.</u></p>	<p>Para permitir flujo adecuado del concreto dentro del espesor del muro de 100 mm, en especial, en zonas con refuerzo a flexión, y para garantizar recubrimientos adecuados</p>	2
2	<p>5.7 Refuerzo por cambios volumétricos</p> <p>En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que</p> $a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 1000)} \quad (5.3)$ $\left(a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right)$ <p>donde</p> <p>a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, mm²/mm (cm²/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1; y</p> <p>x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, mm (cm).</p>		

	<p>Si x_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.</p> <p>En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_{s1}$.</p> <p>Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.</p> <p>La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5x_1$.</p> <p>Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.</p> <p>Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.</p> <p>Añadir: <u>En muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, la cuantía de refuerzo que se suministre por cambios volumétricos en las dos direcciones del muro no será menor que 0.0012 y la separación no excederá de 300 mm. Adicionalmente, se deben disponer juntas verticales de contracción o aislamiento Tipo 1, las cuales deben cumplir los siguientes requisitos: a) la separación máxima debe ser igual a dos veces la altura libre de entrepiso, b) la profundidad total mínima de la junta debe ser igual al 25% del espesor del muro, es decir, 12.5% de profundidad en cada cara para muros con ambas caras descubiertas, c) la profundidad total máxima de la junta debe ser igual al 50% del espesor del muro y, d) se deben utilizar selladores de junta flexibles para prevenir que penetre humedad o químicos que puedan promover la corrosión de refuerzo y/o la degradación del concreto.</u></p> <p><u>En muros de concreto en viviendas de hasta dos niveles, puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos cuando se dispongan juntas verticales de contracción o aislamiento Tipo 2, las cuales deben cumplir con los siguientes requisitos: a) la separación máxima debe ser igual a la altura libre de entrepiso, b) se deben ubicar juntas en línea con los bordes de todas las aberturas, c) la profundidad total mínima de la junta debe ser igual al 25% del espesor del muro, es decir, 12.5% de profundidad en cada cara para muros con ambas caras descubiertas, d) la profundidad total máxima de la junta debe ser igual al 50% del espesor del muro, e) todo el refuerzo a cortante del muro debe continuar sobre la junta y, f) se deben utilizar selladores de junta flexibles para prevenir que penetre humedad o químicos que puedan promover la corrosión de refuerzo y/o la degradación del concreto.</u></p>	<p>1</p> <p>Cuantías obtenidas al reemplazar las características específicas de muros de concreto para viviendas de hasta dos niveles (sección F.2)</p> <p>Recomendaciones del documento ACI-224 (2008)</p>	<p>1</p>
--	--	---	----------

Tabla F-6. NTC-C (2004) - Diseño a fuerza cortante

No.	Propuesta de modificaciones/adiciones	Razón de modif.	Tipo
1	<p>6.5.2.1 Alcances y requisitos generales</p> <p>Se usará $Q = 3$ en el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales inducidas. Se adoptará $Q = 2$ cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos de la sección 6.5.2.4. Si parte de las</p>	Factores de comportamiento sísmico	

	<p>fuerzas laterales inducidas por el sismo son resistidas por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en los Capítulos 7 y 8, correspondientes de estas Normas.</p> <p>Añadir: <u>En muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, se usará $Q=2.5$ cuando el refuerzo a cortante en el alma esté conformado por barras corrugadas de acero, y $Q=1.5$ cuando se utilice malla de alambre soldado. Cuando no se disponga refuerzo a cortante en el alma del muro, de acuerdo con los requisitos del inciso 6.5.2.5.c, se usará $Q=1.0$. Para el diseño de toda la vivienda se utilizará el valor mínimo de Q; es decir, dicho valor no puede diferir en las dos direcciones ortogonales.</u></p>	<p>derivados a partir del análisis de resultados experimentales y analíticos de este estudio (sección 6.7.2)</p>	<p>1</p>
<p>2</p>	<p>6.5.2.5 Fuerza cortante</p> <p>a) Fuerza cortante que toma el concreto</p> <p>La fuerza cortante, V_{cR}, que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:</p> <p>1) Si la relación de altura total a longitud, H_m/L del muro o H/L del segmento no excede de 1.5, se aplicará la ecuación 6.12-a</p> $V_{cR} = 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} t L \quad (6.12-a)$ $\left(V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} t L \right)$ <p>2) Si H_m/L es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones 2.19 ó 2.20 en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t; y el peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8L$. Cuando H_m/L esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.</p> <p>Añadir:</p> <p>3) <u>En muros de concreto reforzado sin aberturas en viviendas de hasta dos niveles, se aplicará la ecuación 6.12-b</u></p> $V_{cR} = \alpha_1 F_R \sqrt{f_c^*} t L \quad (6.12-b)$ <p><u>donde:</u></p> $\alpha_1 = 0.21 - 0.02(M_u / V_u L)$ $\left(\alpha_1 = 0.67 - 0.06(M_u / V_u L) \right) \quad (6.12-c)$ <p><u>M_u y V_u son el momento flexionante de diseño en la base y la fuerza cortante de diseño del muro. Para muros continuos en elevación (desde la base hasta la altura total de la vivienda), el cociente ($M_u / V_u L$) puede calcularse de forma aproximada utilizando la ecuación 6.12-d</u></p>	<p>Modelo de predicción de resistencia a fuerza cortante, derivado a partir del análisis de resultados experimentales de este estudio (sección 6.4.1.5)</p> <p>Estimación del cociente ($M_u/V_u L$) para muros continuos, a partir de los resultados observados (sección 6.4.6)</p>	<p>1</p>

	$(M_u / V_u L) = 0.75 (H_m / L)^{0.5} \quad (6.12-d)$ <p><u>Para muros discontinuos en elevación, el cociente $(M_u / V_u L)$ debe calcularse utilizando los valores del momento flexionante de diseño en la base (M_u) y la fuerza cortante de diseño del muro (V_u).</u></p> <p>3 4) En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud entre la del muro completo y la del segmento considerado.</p>		
3	<p>6.5.2.5 Fuerza cortante</p> <p>b) Fuerza cortante que toma el acero del alma</p> <p>El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ecs. 6.13 y 6.14, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen en 6.5.2.5.c.</p> <p>La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño, p_m, se calculará con la expresión</p> $p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (6.13-a)$ <p>y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n, con</p> $p_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025) \quad (6.14)$ <p>donde</p> $p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t}; \quad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t};$ <p>s_m, s_n separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente;</p> <p>A_{vm} área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m; y</p> <p>A_{vn} área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n.</p> <p>No es necesario que la cuantía de refuerzo p_n por fuerza cortante sea mayor que p_m. Si la relación H_m/L no excede de 2.0, la cuantía p_n no debe ser menor que p_m.</p> <p>Añadir: <u>En muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, la cuantía del refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño, p_m, se calculará con la expresión</u></p> $p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R \eta_m f_y A_{cm}} \quad (6.13-b)$ <p>donde η_m depende del tipo de refuerzo a cortante en el alma:</p>	Modelo de predicción de resistencia a fuerza cortante, derivado a partir del análisis de	1

	<p>$\eta_m = 0.8$ Barras corrugadas</p> <p>$\eta_m = 0.7$ Malla de alambre soldado</p> <p>y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n, con</p> $p_n = p_{\min} + 0.5 \left(2 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - p_{\min}) \quad (6.14-b)$ <p>donde p_{\min} es la cuantía de refuerzo mínimo a cortante en el alma en muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, que se establece en 6.5.2.5.c.</p> <p>En este caso, tampoco es necesario que la cuantía de refuerzo p_n por fuerza cortante sea mayor que p_m.</p> <p>Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.</p>	<p>resultados experimentales de este estudio (secciones 6.4.1.3 y 6.4.1.4)</p>	
<p>4</p>	<p>6.5.2.5 Fuerza cortante</p> <p>c) Refuerzo mínimo, separación y anclaje de refuerzo</p> <p>Las cuantías de refuerzo p_m y p_n no serán menores de 0.0025.</p> <p>El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350 mm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas de diseño sea mayor que $0.19 \sqrt{f_c^*}$ en MPa (o $0.6 \sqrt{f_c^*}$ en kg/cm²); en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.</p> <p>Añadir: <u>En muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles ubicadas en sitios donde la aceleración máxima en roca, a_0^r, es menor que 175 cm/s², si la relación entre la fuerza cortante de diseño y la fuerza cortante que toma el concreto, calculada con la ecuación 6.12-b (V_H/V_{CR}), no excede de 0.25, se puede prescindir de las cuantías de refuerzo p_m y p_n. En este caso, se deben disponer juntas verticales de contracción o aislamiento Tipo 2, tal como se especifica sección 5.7, y en el diseño se usará $Q=1.0$. De lo contrario, dichas cuantías no serán menores que 0.0012. Las cuantías de refuerzo p_m y p_n no serán menores que 0.0012 en viviendas ubicadas en sitios donde a_0^r está comprendida entre 175 y 250 cm/s². Para viviendas ubicadas en sitios donde a_0^r es mayor que 250 cm/s², las cuantías de refuerzo p_m y p_n no serán menores que 0.0025, y el refuerzo a cortante en el alma estará conformado por barras corrugadas de acero. La aceleración máxima en roca del sitio de interés, a_0^r, se define en el MDOC-CFE (2008) ⁽¹⁾. El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 300 mm, y se podrá ubicar en una capa a medio espesor.</u></p> <p>Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.</p>	<p>Capacidad de resistencia y deformación de muros con cuantía de refuerzo a cortante igual a 0.0012, comparable a la de muros con cuantía igual a 0.0025 (secciones 5.13.4, 5.13.5 y 6.7.7).</p> <p>La cuantía mínima de refuerzo a cortante se establece en función de la demanda sísmica. Los valores límite de a_0^r (175 y 250 cm/s²), se establecieron a partir del trazado de las zonas B y C, definidas en el MDOC-CFE del año 1993.</p>	<p>1</p>

5	<p>6.5.2.5 Fuerza cortante</p> <p>d) Limitación para V_u</p> <p>En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u, sea mayor que</p> $0.63 F_R A_{cm} \sqrt{f_c^*} \quad (6.15-a)$ $\left(2 F_R A_{cm} \sqrt{f_c^*} \right)$ <p>Añadir: En muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, en ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u, sea mayor que</p> $\alpha_2 F_R A_{cm} \sqrt{f_c^*} t L \quad (6.15-b)$ <p>donde</p> $\alpha_2 = 0.44 - 0.02(M_u / V_u L)$ $\left(\alpha_2 = 1.40 - 0.06(M_u / V_u L) \right) \quad (6.15-c)$	<p>Modelo de predicción de resistencia a fuerza cortante, derivado a partir del análisis de resultados experimentales de este estudio (sección 6.4.1.6).</p> <p>Prevenir fallas por Compresión Diagonal</p>	1
---	--	---	---

Nota: ⁽¹⁾ Figura F-1.

Tabla F-7. NTC-C (2004) – Refuerzo por integridad estructural

No.	Propuesta de modificaciones/adiciones	Razón de modif.	Tipo
1	<p>Añadir:</p> <p>6.5.2.7 Refuerzo por integridad estructural</p> <p><u>Con objeto de mejorar la redundancia y capacidad de deformación de viviendas de concreto de hasta dos niveles, en todo muro se dispondrá de refuerzo por integridad estructural con las características indicadas en esta sección. El refuerzo por integridad estará alojado en secciones rectangulares de concreto reforzado de cuando menos 100 mm de lado. No se aceptaran detalles de uniones entre muros y entre muros y sistemas de piso/techo que dependan exclusivamente de cargas gravitacionales.</u></p> <p><u>El refuerzo por integridad deberá calcularse de modo que resista las componentes horizontal y vertical de un puntal diagonal de compresión en el muro de concreto, que tenga una magnitud asociada a la falla del mismo.</u></p> <p><u>Opcionalmente, se puede cumplir con lo indicado en los incisos de (a) a (c) de esta sección.</u></p> <p>a) <u>Refuerzo vertical</u></p> <p><u>Los muros de concreto serán reforzados en sus extremos, en intersección de muros y a cada 5 m con al menos tres barras o alambres de acero continuos en la altura de la estructura. El área total del refuerzo vertical en el muro se calculará con la siguiente</u></p>	<p>Garantizar la redundancia y capacidad de deformación de viviendas de concreto de hasta dos niveles.</p>	1

	<p><u>expresión:</u></p> $A_s = \frac{2 V_{cR}}{3 F_R f_y} \quad (6.16)$ <hr/> <p>donde V_{cR} se calcula con la ecuación 6-12b.</p> <p><u>Las barras deberán estar adecuadamente ancladas para alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia.</u></p> <p><u>Sin embargo, no es necesario que el refuerzo vertical por integridad estructural sea mayor que el requerido por las solicitaciones de diseño por flexión.</u></p> <p>b) Refuerzo horizontal</p> <p><u>Se deberán suministrar al menos tres barras o alambres de acero de refuerzo continuos en la longitud de los muros, colocados la unión de estos con los sistemas de piso. El área total se calculará con la ecuación 6.16, multiplicando el resultado por la altura libre del muro, H, y dividiéndolo por la separación entre el refuerzo vertical por integridad estructural, s_v.</u></p> $A_s = \frac{2 V_{cR}}{3 F_R f_y} \frac{H}{s_v} \quad (6.17)$ <hr/> <p>c) Refuerzo transversal</p> <p>Se deberá colocar refuerzo transversal en forma de estribos con una separación máxima de 200 mm y con un diámetro de al menos 3.4 mm.</p>		
--	--	--	--

Tabla F-8. NTC-C (2004) - Resistencia al deslizamiento

No.	Propuesta de modificaciones/adiciones	Razón de modif.	Tipo
1	<p>2.5.10.2 Resistencia de diseño</p> <p>La resistencia a fuerza cortante, V_R, se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones 2.32 a 2.34:</p> $F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2.32)$ $F_R [1.4A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \quad (2.33)$ $\left(F_R [14A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \right)$ $0.25 F_R f_c^* A \quad (2.34)$ <p>Añadir: <u>En muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, la resistencia a fuerza cortante, V_R, se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones 2.32-b a 2.34-b:</u></p>	<p>Ajuste de ecuaciones de predicción de fuerza cortante por</p>	

	$\frac{F_R \mu (0.45 A_{vf} f_y + N_u)}{\quad} \quad (2.32-b)$ $F_R [1.4A + 0.8 (0.45 A_{vf} f_y + N_u)] \quad (2.33-b)$ $\left(\frac{F_R [14A + 0.8 (0.45 A_{vf} f_y + N_u)]}{\quad} \right)$ $\frac{0.25 F_R f_c^* A}{\quad} \quad (2.34-b)$	fricción, a partir del análisis de resultados experimentales de este estudio (sección 6.4.4). Prevenir fallas por Deslizamiento.	1
<p>donde</p> <p>A_{vf} área del refuerzo por cortante por fricción;</p> <p>A área de la sección definida por el plano crítico;</p> <p>N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico; y</p> <p>μ coeficiente de fricción que se tomará igual a:</p> <p style="margin-left: 20px;">1.4 en concreto colado monolíticamente;</p> <p style="margin-left: 20px;">1.0 para concreto colado contra concreto endurecido; o</p> <p style="margin-left: 20px;">0.7 entre concreto y acero laminado.</p> <p>Los valores de μ anteriores se aplicarán si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5 mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.</p> <p>En las expresiones anteriores, f_y no se supondrá mayor de 412 MPa (4 200 kg/cm²).</p>			

Tabla F-9. NTC-C (2004) - Construcción

No.	Propuesta de modificaciones/adiciones	Razón de modif.	Tipo
1	<p>14.1 Cimbra</p> <p>14.1.1 Disposiciones generales</p> <p>Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos; y suficientemente estanca para evitar el escurrimiento del mortero. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.</p> <p>Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.</p> <p>Añadir: <u>La película de agente/aditivo desmoldante que se utiliza en la cimbra de muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, no reemplaza el agente o proceso de</u></p>	<p>Por desconocimiento, se ha recomen-</p>	

	<p><u>curado que se especifica en el inciso 14.3.9.</u></p> <p>La cimbra para miembros de concreto presforzado deberá diseñarse y construirse de tal manera que permita el movimiento del elemento sin provocar daño durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo.</p>	<p>dado que el agente desmoldante reemplaza el agente de curado</p>	<p>1</p>
<p>2</p>	<p>14.1 Cimbra</p> <p>14.1.2 Descimbrado</p> <p>Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el Título Sexto del Reglamento.</p> <p>Añadir: <u>En muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, la cimbra se puede remover después de que el concreto adquiera una resistencia a la compresión de al menos 3 MPa (30 kgf/cm²) o después de 36 horas de tiempo de curado acumulado. La resistencia a la compresión del concreto se debe determinar con al menos tres ensayos de cilindros fabricados en obra y que hayan sido expuestos a condiciones ambientales similares que los muros, de acuerdo con la norma NMX-C-083. El “tiempo de curado acumulado” representa la suma de períodos, no necesariamente consecutivos, durante los cuales la temperatura del aire que rodea el concreto varía entre 13 y 25 °C, y la humedad relativa es superior al 60%.</u></p> <p>Los elementos de concreto presforzado deberán permanecer cimbrados hasta que la fuerza de presfuerzo haya sido aplicada y sea tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado.</p>	<p>La resistencia a compresión del concreto de 3 MPa es adecuada para soportar las solicitaciones (sección B.2.2.3). La recomendación cumple con lo establecido en las secciones 6.2 ACI-318 (2008), 2.1 ACI-305 (1999), 2.3 ACI-306 (2002), y en la sección 6 de la norma francesa NF-P18-504 (1990).</p>	<p>1</p>
<p>3</p>	<p>14.3 Concreto</p> <p>14.3.9 Curado</p> <p>El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento ordinario y tres días si se empleó cemento de alta resistencia inicial. Estos lapsos se aumentarán si la temperatura desciende a menos de 278 K (5 °C); en este caso también se observará lo dispuesto en la sección 14.3.7.</p> <p>Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.</p> <p>Añadir: <u>Para el curado de muros de concreto reforzado en viviendas de hasta dos niveles, se definen los siguientes tipos de clima:</u></p> <p><u>Clima frío: se define como un periodo cuando por más de tres días consecutivos se presentan las siguientes condiciones: a) la temperatura diaria promedio del aire es menor que 5 °C y b) la temperatura del aire no es mayor que 10 °C por más de media hora en un periodo de un día. La “temperatura promedio diaria del aire” es el promedio de la</u></p>	<p>Cumplir los</p>	<p>1</p>

<p><u>temperatura más alta y la temperatura más baja que se presentan durante el periodo comprendido entre la media noche de un día y la media noche del día siguiente.</u></p> <p><u>Clima cálido: se define cuando se presenta alguna combinación de las siguientes condiciones, las cuales tienden a perjudicar la calidad de concreto en estado fresco o endurecido, debido al aumento de las tasas de pérdida de humedad y de hidratación del cemento o a cualquier otra que cause resultados desfavorables: a) alta temperatura ambiental (superior a 25 °C), b) alta temperatura del concreto, c) baja humedad relativa, d) velocidad del viento y, e) radiación solar.</u></p> <p><u>Inmediatamente después de descimbrar los muros de concreto en viviendas de hasta dos niveles, se debe seguir uno de los procedimientos que se presentan a continuación, de acuerdo con el tipo de clima donde se realice la construcción. El periodo de tiempo mínimo de curado debe finalizar siete días después de descimbrar los muros o cuando el concreto adquiera una resistencia a la compresión de al menos el 70% de su valor nominal. La resistencia a la compresión del concreto se debe determinar con al menos tres ensayos de cilindros fabricados en obra y que hayan sido expuestos a condiciones ambientales similares que los muros, de acuerdo con la norma NMX-C-083.</u></p> <p><u>a) Procedimiento para curado en clima frío:</u></p> <ol style="list-style-type: none"> <u>1) Durante el tiempo de curado la temperatura del concreto no debe ser menor que 13°C</u> <u>2) Proteger el concreto del calentamiento no uniforme debido a la exposición directa de calentadores de combustión</u> <u>3) No permitir que el concreto se enfríe a una tasa igual o mayor que 3 °C por hora, durante el primer día de curado</u> <u>4) Cubrir toda la superficie expuesta de concreto utilizando alguno de los siguientes métodos:</u> <p><u>Membrana líquida elaborada con compuestos de color blanco o gris, y que cumpla las especificaciones de la norma NMX-C-081 (ASTM-C-309). Para la aplicación del producto se deben seguir las recomendaciones del fabricante</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <u>• Membrana laminada de color oscuro (tela plástica o papel impermeable), que cumplan las especificaciones de la norma ASTM-C-171.</u> <p><u>b) Procedimiento para curado en clima cálido:</u></p> <p><u>Cubrir toda la superficie expuesta de concreto utilizando alguno de los siguientes métodos:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <u>• Membrana líquida elaborada con compuestos de color blanco y que cumpla las especificaciones de la norma NMX-C-081 (ASTM-C-309). Para la aplicación del producto se deben seguir las recomendaciones del fabricante</u> <u>• Membrana laminada de color blanco (tela plástica o papel impermeable), que cumplan las especificaciones de la norma ASTM-C-171</u> <u>• Rociar agua para mantener el concreto continuamente húmedo. El proceso de rociado debe iniciar en el extremo superior de los muros y se puede hacer utilizando mangueras o equipo mecánico (rociadores, etc.), siempre y cuando no se alterne entre superficies húmedas y secas durante el periodo de tiempo estipulado. Cuando se utilicen mangueras se debe tener precaución de no erosionar la superficie del concreto. El agua debe cumplir las especificaciones de la norma NMX-C-122 y su temperatura no debe estar abajo de 10 °C más fría que la temperatura de la superficie del concreto.</u> 	<p>requisitos mínimos para el curado de muros de concreto de las características estudiadas, de acuerdo con los documentos ACI-305 (1999), ACI-306 (2002), ACI-308 (1998), ACI-308 (2001) y la norma francesa NF-P18-504 (1990).</p>	
--	--	--

Tabla F-10. NTC-S (2004) - Distorsiones permisibles

No.	Propuesta de modificaciones/adiciones	Razón de modif.	Tipo								
1	<p>A.4 Revisión de desplazamientos laterales</p> <p>Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:</p> <p>a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.</p> <p>Añadir:</p> <p><u>En viviendas de concreto de hasta dos niveles, para limitación de daños estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor $Q'R/7$ y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1-b. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.</u></p> <p style="text-align: center;">Tabla A.1-a Distorsiones permisibles de entrepiso para limitación de daños estructurales, en viviendas de concreto de hasta dos niveles</p> <table border="1" data-bbox="261 1205 831 1451"> <thead> <tr> <th>Tipo de refuerzo en el alma</th> <th>Distorsión</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Barras corrugadas de acero ($Q = 2.5$)</td> <td>0.0015</td> </tr> <tr> <td>Malla de alambre soldado ($Q = 1.5$)</td> <td>0.0010</td> </tr> <tr> <td>Sin refuerzo a cortante en el alma ($Q = 1.0$)</td> <td>0.0005</td> </tr> </tbody> </table> <p>b) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1 para los distintos sistemas estructurales. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de la estructura. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.10, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según la sección 8.6.</p> <p>Añadir:</p> <p><u>En viviendas de concreto de hasta dos niveles, para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales</u></p>	Tipo de refuerzo en el alma	Distorsión	Barras corrugadas de acero ($Q = 2.5$)	0.0015	Malla de alambre soldado ($Q = 1.5$)	0.0010	Sin refuerzo a cortante en el alma ($Q = 1.0$)	0.0005	<p>Distorsiones permisibles derivadas a partir del análisis de resultados experimentales y analíticos de este estudio (sección 6.7.5.1 y 6.7.6)</p>	1
Tipo de refuerzo en el alma	Distorsión										
Barras corrugadas de acero ($Q = 2.5$)	0.0015										
Malla de alambre soldado ($Q = 1.5$)	0.0010										
Sin refuerzo a cortante en el alma ($Q = 1.0$)	0.0005										

reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1-b. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de la vivienda. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificaciones colindantes de la sección 1.10.

Tabla A.1-b Distorsiones permisibles de entrepiso para seguridad contra colapso, en viviendas de concreto de hasta dos niveles

Tipo de refuerzo en el alma	Distorsión
Barras corrugadas de acero ($Q = 2.5$)	0.0065
Malla de alambre soldado ($Q = 1.5$)	0.0035
Sin refuerzo a cortante en el alma ($Q = 1.0$)	0.0015

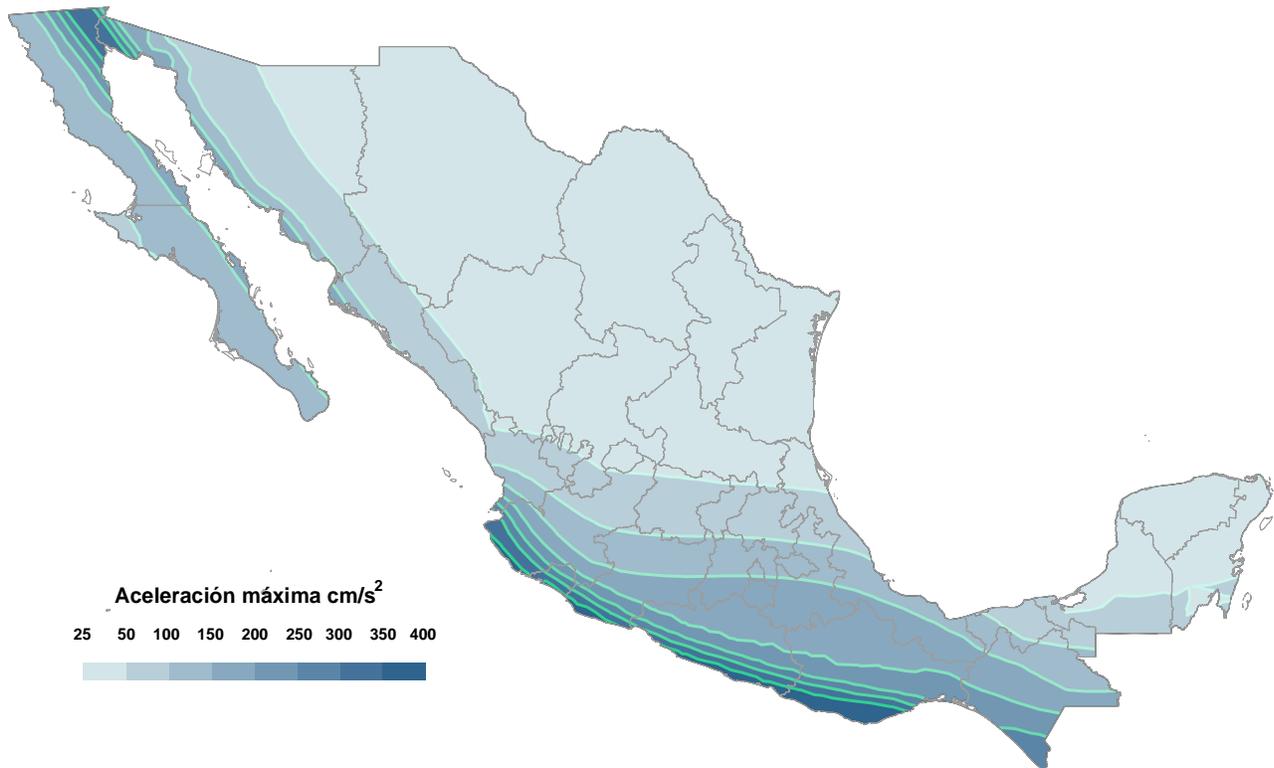


Figura F-1. Aceleraciones máxima en roca, a_0' , para la República Mexicana (MDOC-CFE, 2008)

APÉNDICE G ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIVIENDAS

En este apéndice se presentan los resultados del análisis y diseño de prototipos de vivienda característicos, de acuerdo con las recomendaciones incluidas en esta investigación. Inicialmente se presenta el procedimiento de análisis y diseño recomendado para este tipo de estructuras. Luego se realiza el análisis estructural de los prototipos a partir de resultados de modelos de elementos finitos. Por último se realiza el diseño estructural en términos de resistencia, verificación de desplazamientos horizontales y requisitos complementarios. Es importante mencionar que los resultados que se incluyen en este apéndice no pretenden mostrar la solución particular para una vivienda específica; sólo se indica el procedimiento de diseño sísmico de viviendas de baja altura que se propone adoptar por reglamentos de construcción.

G.1 Procedimiento general

En la Figura G-1 se presenta el procedimiento que el ingeniero estructural debería seguir para el análisis y diseño de viviendas de baja altura (hasta dos niveles), con muros de concreto reforzado. En la figura se hace referencia a NTC-C y NTC-S (2004), suponiendo que ya se han incluido las modificaciones propuestas en el Apéndice F. Como se ha mencionado anteriormente, para el diseño sísmico se propone siempre utilizar el Apéndice A de NTC-S (2004) o el MDOC-CFE (2008).

G.2 Análisis estructural

G.2.1 Descripción de los prototipos de vivienda

A partir de las características geométricas de 10 prototipos descritos por Sánchez (2010), se seleccionaron aquéllos que pudieran representar las condiciones más críticas para este tipo de estructuras. En la Figura G-2 se muestran las plantas de distribución de muros de los prototipos seleccionados. Se consideró que todos los muros tienen un espesor igual a 100 mm, que la altura libre de entrepiso es igual a 2.4 m (2.5 m entre ejes) y, que la losas de entrepiso y azotea están formadas por losa macizas de concreto reforzado con un espesor igual a 100 mm. En las plantas que se muestran en la Figura G-2 se incluye la nomenclatura de cada uno de los muros de las viviendas. Aunque por efectos de simplificación no se etiquetó la porción de muro que se encuentra debajo y encima de las aberturas, en los modelos de análisis sí se incluyó la geometría real de las aberturas. Comúnmente la cimentación de este tipo de viviendas está formada por vigas de concreto reforzado en las dos direcciones y una losa de concreto de 100 mm de espesor. Cada uno de los prototipos que se muestra en la Figura G-2 se analizó para uno y dos niveles, es decir, en total se estudiaron 8 configuraciones de vivienda.

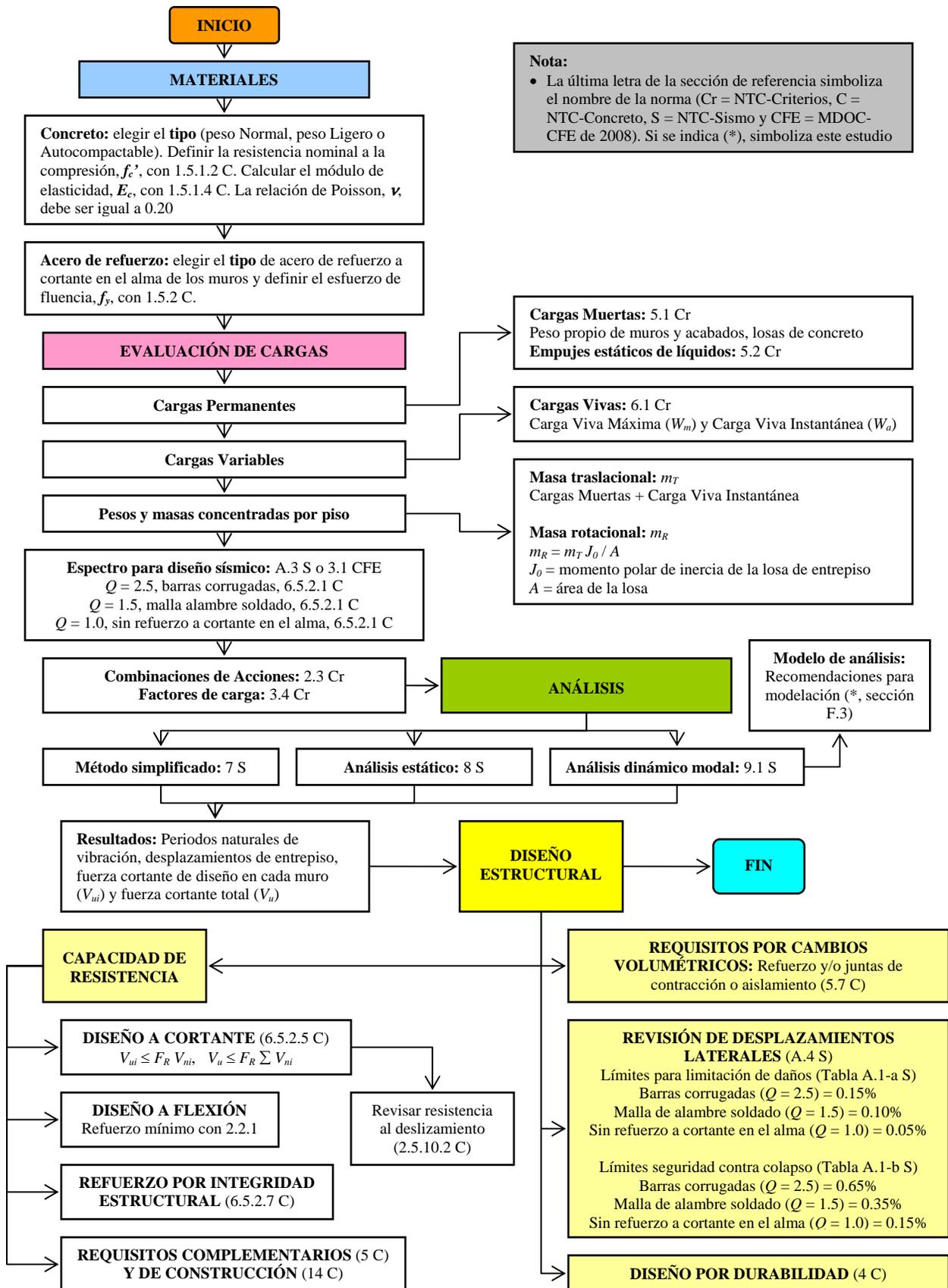


Figura G-1. Diagrama de flujo para diseño

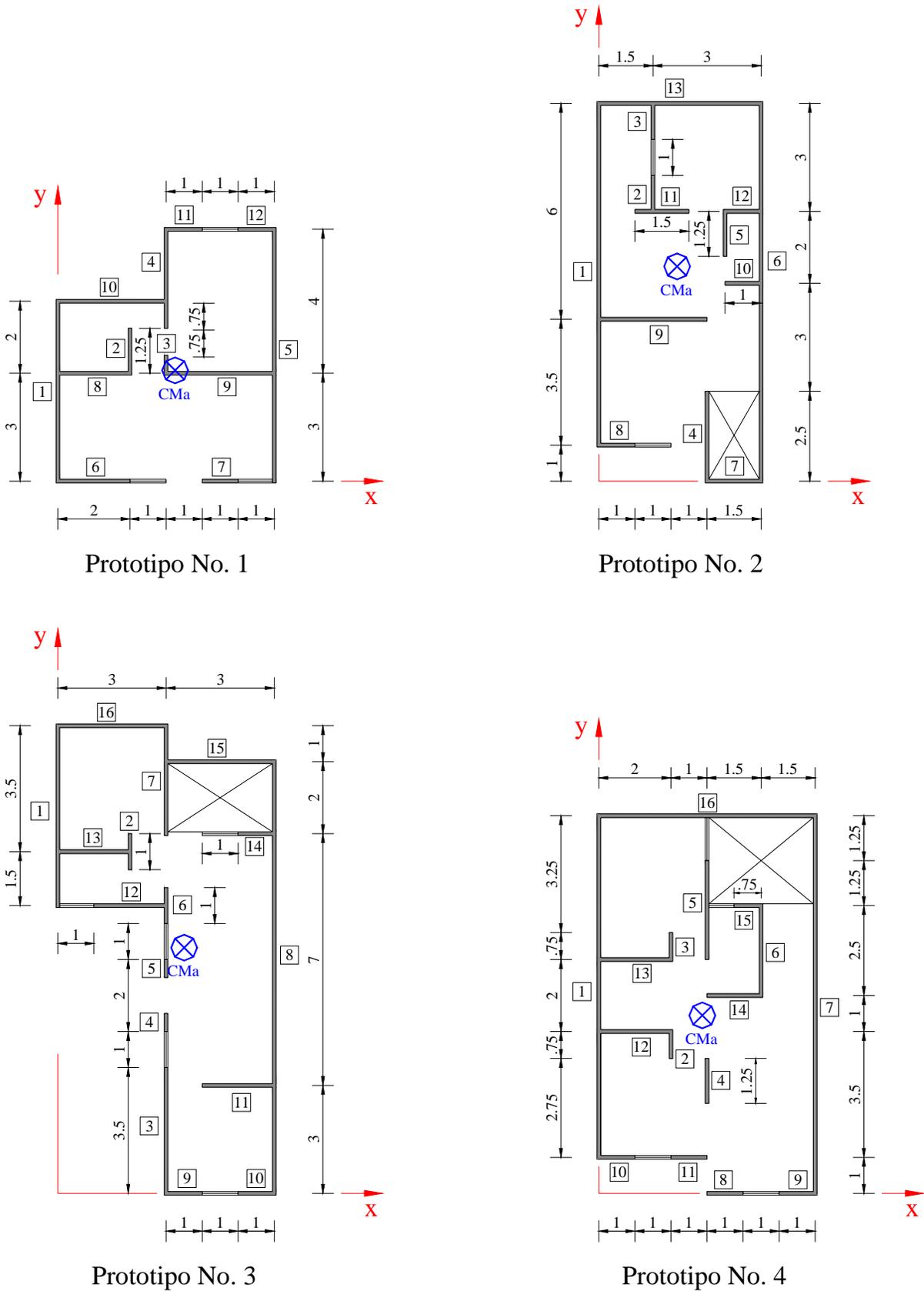


Figura G-2. Plantas de distribución de muros de los prototipos seleccionados (acotaciones en m)

En los prototipos de dos niveles no se incluyó el efecto de las escaleras y se supuso que la planta de distribución de muros del segundo nivel es semejante a la distribución del primer nivel. En todas las viviendas, el eje x se orientó en la dirección de la fachada principal. En la Tabla G-1 se presentan las características geométricas principales de los prototipos. Como de forma convencional, la densidad total de muros (D_{WT}) se calculó por medio de la Ec. G-1.

$$D_{WT} = \frac{A_{WT}}{A_B} = D_{wx} + D_{wy} \quad (\text{G-1})$$

donde A_{WT} es el área total de muros y A_B es el área de la planta construida de la vivienda. D_{wx} y D_{wy} son las densidad de muros en las direcciones x y y , respectivamente y, se calcula por medio de la Ec. G-2.

$$D_{wx} = \frac{A_{wx}}{A_B} \quad \text{y} \quad D_{wy} = \frac{A_{wy}}{A_B} \quad (\text{G-2})$$

donde A_{wx} y A_{wy} son las área de muros en las dirección en las direcciones x y y , respectivamente. De forma convencional se hace referencia a D_w y A_w ; es decir, se omite el subíndice x o y , pero se especifica la dirección bajo consideración. Para efectos de diseño sísmico se recomienda que $D_w \geq 3.0\%$; es decir, $D_{WT} \geq 3.0\%$.

Tabla G-1. Características geométricas principales de los prototipos seleccionados

Prototipo	A_B m ²	Dirección	A_w m ²	A_{WT} m ²	D_w %	D_{WT} %	CMA ⁽²⁾ m	J_{0-losa} ⁽¹⁾ m ⁴
1	36.0	x	1.30	2.95	3.61	8.19	3.25	231.5
		y	1.65		4.58		3.08	
2	40.5	x	1.35	3.93	3.33	9.69	2.17	349.5
		y	2.58		6.36		5.97	
3	45.0	x	1.50	4.05	3.33	9.00	3.50	707.5
		y	2.55		5.67		6.83	
4	52.5	x	1.63	4.43	3.10	8.43	2.87	538.9
		y	2.80		5.33		4.95	

Notas: ⁽¹⁾ Coordenadas del centro de masa (CMA); ⁽²⁾ Momento polar de inercia de la losa de entrepiso.

G.2.2 Parámetros de modelación

A continuación se presentan los principales parámetros de modelación junto con la evaluación de cargas y de masas de los prototipos de viviendas de acuerdo con las recomendaciones de NTC-C (2004) y NTC-Cr (2004). Como se indicó en la sección G.1, se hace referencia explícita a NTC suponiendo que se han incluido en dichas normas las modificaciones recomendadas en el Apéndice F.

G.2.2.1 Materiales de construcción

Las características de los materiales utilizados en los prototipos estudiados se muestran en la Tabla G-2. Como se mencionó en la sección 6.7.7 (Tabla F-4), las recomendaciones aquí presentadas se pueden aplicar en un reglamento de diseño siempre y cuando la resistencia mínima del concreto sea igual a 20 MPa (aproximadamente 200 kgf/cm²) y se cumplan los requisitos de durabilidad preescritos en las Normas NMX-C-403 (1999) o NMX-C-155 (2004). Esta exigencia se establece con el propósito de mejorar el desempeño del concreto en la vivienda de acuerdo con las metodologías y técnicas de producción disponibles.

Tabla G-2. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados

Material / Propiedad	Valor		Referencia	Ubicación / Solicitud
	MPa	Kgf/cm ²		
Concreto: Peso Ligero			1.5.1 NTC-C	Muros y losas de entrepiso
Resistencia especificada del concreto a compresión, f_c'	20.0	200	1.5.1.2 NTC-C	
Módulo de elasticidad del concreto, E_c	8200 ⁽¹⁾	83,500 ⁽¹⁾	1.5.1.4 NTC-C	
Relación de Poisson, ν	0.20			
Peso específico en estado endurecido, γ , kN/m ³ (kgf/m ³)	23.5 ⁽²⁾	2,400 ⁽²⁾	1.5.1 NTC-C	
Acero de refuerzo: Barras corrugadas				Flexión, integridad estructural, cortante en el alma de muros
Esfuerzo especificado de fluencia, f_y	412	4200	1.5.2 NTC-C	
Acero de refuerzo: Malla de alambre soldado				Refuerzo a cortante en el alma de muros
Esfuerzo especificado de fluencia, f_y	491	5000	1.5.2 NTC-C	

Notas: ⁽¹⁾ Calculado utilizando la constante recomendada para diseño (Tablas F-2 y F-4),

⁽²⁾ Peso específico del concreto reforzado (valor para diseño).

G.2.2.2 Tipo de análisis

Para el análisis y diseño sísmico se construyeron modelos de elementos finitos y se utilizó un análisis dinámico de tipo modal espectral siguiendo las recomendaciones de la sección 3.3.6 de MDOC-CFE (2008), las cuales son similares los lineamientos estipulados en la sección 9 de NTC-S (2004). En este tipo de análisis, la demanda sísmica es representada por un espectro de diseño y las solicitudes en los centros de masa se originan a partir de la propia respuesta dinámica de la estructura. Las masas de la vivienda se concentraron en centros de masa ubicados en la losa de cada piso (entrepiso y azotea). Algunas herramientas computacionales calculan automáticamente las masas de la estructura a partir de las masas de los elementos y las cargas distribuidas sobre las losas de piso.

G.2.2.3 Evaluación de cargas y masas

En la Tabla G-3 se muestran los requisitos generales para la evaluación de cargas permanentes y cargas variables. En la modelación se utilizó una sobrecarga adicional en las losas de piso igual a 2.9 kN/m² (290 kgf/m²), la cual incluye la sobrecarga por efecto de rellenos adicionales, acabados de la losa, instalaciones (hidráulicas, eléctricas), etc. Esta sobrecarga equivale a un sobreespesor de concreto de aproximadamente 120 mm (23.5 kN/m³ × 0.12 m) actuado sobre la losa de piso. Para determinar estadísticamente el dato empleado se recopiló los valores de las sobrecargas utilizadas en el análisis y diseño de 16 prototipos de viviendas construidos en diferentes zonas del país (CTCC-CEMEX, 2009). El valor aquí utilizado (2.9 kN/m²) corresponde al percentil 98 de los datos observados, es decir, sólo el 2% de los datos supera dicho valor.

De acuerdo con las cargas especificadas en la Tabla G-3 y las áreas de losa indicadas en la Tabla G-1 (A_B), en las Tablas G-4 y G-5 se indican las cargas muertas y vivas tributarias a las losas de azotea y de entrepiso, respectivamente. Para la losa de azotea se consideró la mitad del peso propio de los muros localizados en la planta inmediatamente inferior (altura media).

Tabla G-3. Cargas muertas y vivas especificadas

Material / Propiedad	Valor		Referencia
	kN/m ²	kgf/m ²	
Cargas muertas			
Peso propio de losa de entrapiso	2.4	240	(2,400 kg/m ³ × 0.1 m)
Incremento adicional de peso muerto sobre losa de entrapiso	2.9	290	Acabados e instalaciones
Incremento especificado de peso muerto sobre losa de entrapiso	0.4	40	5.1.2 NTC-Cr
Carga muerta total de la losa de entrapiso	4.6	460	5.1.2 NTC-Cr
Cargas vivas máximas, W_m			
Habitación (viviendas)	1.7	170	Tabla 6.1 NTC-Cr
Azoteas con pendiente no mayor que 5%	1.0	100	
Cargas vivas instantáneas, W_a			
Habitación (viviendas)	0.9	90	
Azoteas con pendiente no mayor que 5%	0.7	70	

Tabla G-4. Cargas muertas y vivas en losa de azotea

Tipo de carga	Prototipo							
	1		2		3		4	
	kN	tf	kN	tf	kN	tf	kN	tf
Carga muerta, CM:								
Peso propio de muros (altura media)	87	8.9	116	11.8	119	12.2	130	13.3
Carga muerta total de losa de entrapiso	205	20.5	231	23.1	257	25.7	299	29.9
Carga viva máxima, CV_m:								
Azotea con pendiente no mayor que 5%	36	3.6	41	4.1	45	4.5	53	5.3
Carga viva instantánea, CV_a:								
Azoteas con pendiente no mayor que 5%	25	2.5	28	2.8	32	3.2	37	3.7
Masas para análisis dinámico:								
Masa traslacional, m_T , kg (tf-s ² /m)	36336	3.3	38197	3.8	41508	4.2	47526	4.8
Masa rotacional, m_R , kg-m ² (tf-s ² -m)	207940	20.9	329626	33.2	652595	65.5	487841	49.0

En Tablas G-4 y G-5 también se indican las masas traslacional y rotacional utilizadas para el análisis dinámico, las cuales se calcularon por medio de las Ecs. G-3 y G-4. De acuerdo con la sección 3.3.6.1 de MDOC-CFE (2008) y la sección 9.1 de NTC-S (2004), para el cálculo de las masas se consideraron las cargas muertas y las cargas vivas instantáneas tributarias a cada losa.

$$m_{T(x)} = m_{T(y)} = m \quad (\text{G-3})$$

$$m_{R(z)} = m J_0 / A \quad (\text{G-4})$$

donde:

$m_{T(x), (y)}$ = masa traslacional tributaria a la losa de piso en la dirección x y y respectivamente, kg (tf-s²/m),

$m_{R(z)}$ = masa rotacional tributaria a la losa de piso respecto al eje vertical z , kg-m² (tf-s²-m),

m = masa traslacional tributaria a losa de piso, kg (tf-s²/m),

J_{0-losa} = momento polar de inercia de la losa de piso ($I_{xx} + I_{yy}$), m⁴ (Tabla G-1),

A_{planta} = área de la losa de piso, m² (Tabla G-1).

Tabla G-5. Cargas muertas y vivas en losa de entrecaposo

Tipo de carga	Prototipo							
	1		2		3		4	
	kN	tf	kN	tf	kN	tf	kN	tf
Carga muerta, CM:								
Peso propio de muros (altura total)	174	17.7	231	23.6	238	24.3	260	26.6
Carga muerta total de losa de entrecaposo	205	20.5	231	23.1	257	25.7	299	29.9
Carga viva máxima, CV_m:								
Azotea con pendiente no mayor que 5%	61	6.1	69	6.9	77	7.7	89	8.9
Carga viva instantánea, CV_a:								
Azoteas con pendiente no mayor que 5%	32	3.2	36	3.6	41	4.1	47	4.7
Masas para análisis dinámico:								
Masa traslacional, m_T , kg (tf-s ² /m)	41920	4.2	50798	5.1	54575	5.5	61871	6.2
Masa rotacional, m_R , kg-m ² (tf-s ² -m)	269570	27.2	438365	44.2	858044	86.5	635092	64.0

En la Tabla G-6 se indican los pesos totales de las viviendas (W), los cuales se requieren para verificar el cortante basal obtenido del análisis dinámico. Para calcular W se incluyó el peso propio de los muros, la carga muerta total de la losa de entrecaposo y la carga viva instantánea (Tablas G-4 y G-5).

Tabla G-6. Peso de la estructura para análisis dinámico

No. de niveles	Tipo de carga	Prototipo							
		1		2		3		4	
		kN	tf	kN	tf	kN	tf	kN	tf
1	Carga muerta, CM :	379	38.2	462	46.6	495	50.0	560	56.5
	Carga viva instantánea, CV_a :	25	2.5	28	2.8	32	3.2	37	3.7
	Peso de la estructura, W :	404	40.7	490	49.5	526	53.1	596	60.2
2	Carga muerta, CM :	758	76.4	924	93.3	990	99.9	119	113.0
	Carga viva instantánea, CV_a :	58	5.8	65	6.5	72	7.2	84	8.4
	Peso de la estructura, W :	815	82.2	989	99.8	1062	107.1	1203	121.4

G.2.2.4 Efectos de torsión accidental

El efecto de la torsión accidental se tuvo en cuenta trasladando el punto de aplicación de las masas concentradas de piso, una distancia igual a $\pm 0.1b$ en cada dirección de análisis, donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica (sección 9.1 NTC-S). Teniendo en cuenta que en este tipo de estructuras las masas se distribuyen aproximadamente de forma uniforme, se consideró que la ubicación del centro de masas (CMa) es igual a la ubicación del centro geométrico de la losa de piso. De esta manera, las coordenadas de los centros de masas (no trasladados) de las losas de piso se indican en la Tabla G-1 y en Figura G-2. Las losas de piso se modelaron por medio de diafragmas rígidos donde se ubicaron los centros de masa trasladados y se aplicaron las masas traslacionales y rotacionales indicadas en la Tabla G-5.

G.2.2.5 Espectros de servicio y de diseño sísmico

Para ilustrar el procedimiento de diseño utilizando prototipos de viviendas construidos en diferentes sitios de la República Mexicana, los espectros para diseño sísmico se calcularon a partir de las recomendaciones de la sección 3.1 de MDOC-CFE (2008). Aunque en términos generales la metodología de diseño sísmico

especificada en el MDOC-CFE es igual a la estipulada en el Apéndice A de NTC-S (2004), para viviendas ubicadas en el Distrito Federal los espectros se deben obtener a partir de las recomendaciones del Apéndice A de NTC-S. Para representar las demandas sísmicas definidas en las recomendaciones aquí propuestas (sección 6.7.7), se construyeron espectros para cuatro zonas de suelo “firme” (numeradas aquí como Z1-A...Z4-A) y cuatro zonas de suelo “blando” (Z1-B...Z4-B), utilizando los valores de la aceleración máxima en roca del sitio, a_0^r (Figura F-1) y los tipos de suelo que se indican en la Tabla G-7. De acuerdo con la sección 3.2.2 de MDOC-CFE (2008), las estructuras destinadas a vivienda se clasifican en el Grupo B. Como se indicó en la sección 6.7.7 (Tabla F-6), los valores límite de a_0^r se establecieron a partir del trazado de las zonas A, B, C y D definidas en la versión del año 1993 de MDOC-CFE, sobre el mapa de a_0^r propuesto en la versión del año 2008 de MDOC-CFE (Figura F-1). Aunque los valores de T_s y ρ_s se deben determinar a partir de las características del sitio de construcción de la vivienda (estudio geotécnico del sitio), los valores considerados representan condiciones extremas para las viviendas con las características aquí estudiadas. La aceleración máxima del terreno normalizada con la aceleración de la gravedad (a_0) asociada a los valores definidos de a_0^r , se muestran en la Tabla G-7.

Tabla G-7. Aceleración máxima en roca y del terreno para las zonas definidas

Zona	Tipo de suelo	En roca, a_0^r		En terreno, a_0
		cm/s ²	g	
Z1-A	Firme ($T_s = 0.1$ s; $\rho_s = 0.625$)	75	0.08	0.08
Z2-A		175	0.18	0.20
Z3-A		250	0.25	0.29
Z4-A		400	0.41	0.49
Z1-B	Blando ($T_s = 3.0$ s; $\rho_s = 0.250$)	75	0.08	0.07
Z2-B		175	0.18	0.13
Z3-B		250	0.25	0.17
Z4-B		400	0.41	0.23

Notas: T_s = periodo predominante del sitio

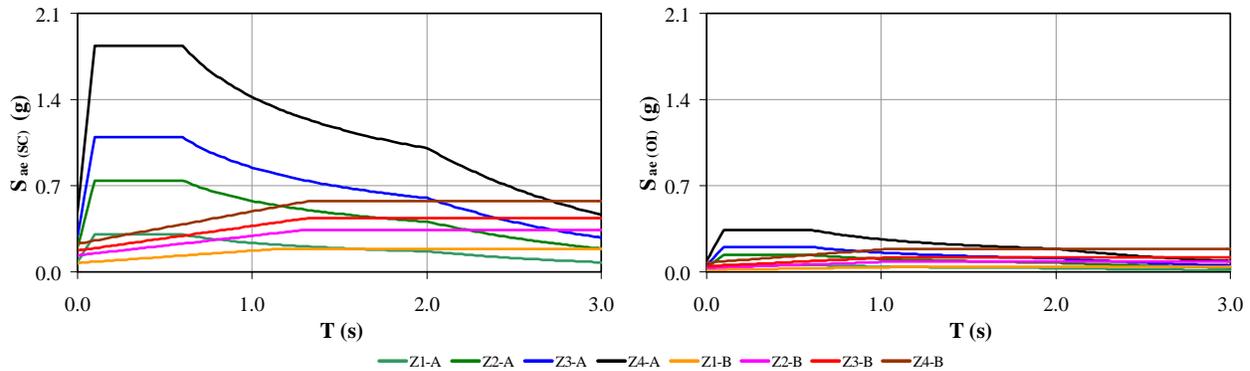
ρ_s = contraste de impedancias

β = factor ajuste por amortiguamiento; $\beta=1$ para factor de amortiguamiento = 5% (sin considerar interacción suelo-estr.).

Como se indicó en la sección 6.2.4, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S, 2004) y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE, 2008), podrían ser vistos aproximadamente como reglamentos “orientados a desempeño”. Por ejemplo, para el diseño sísmico de edificaciones no esenciales (Grupo B), estos reglamentos utilizan un criterio “básico” definido por dos niveles de desempeño (“servicio” – ocupación inmediata y seguridad al colapso) y dos espectros con niveles de amenaza sísmica diferente (“servicio” y “diseño”) (Figura 6-2). De acuerdo con la sección 3.1.3.1 de MDOC-CFE (2008), el espectro de “servicio” se calcula de forma similar al espectro de “diseño”, pero tomado en cuenta lo siguiente: a) incluir un factor de reducción igual a 5.5, b) no incluir los efectos de no linealidad de suelo y, c) no incluir el efecto de la importancia estructural. Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, se construyeron los espectros elásticos de aceleración (S_{ae}) que se muestran en la Figura G-3.

a) Nivel de desempeño de ocupación inmediata: “Servicio”

De acuerdo con la sección 3.3.7.1 de MDOC-CFE (2008), la revisión de desplazamientos horizontales para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, se debe realizar utilizando de forma directa los espectros de aceleraciones que se muestran en la Figura G-3(b).



(a) Seguridad al colapso, SC: “Diseño” (b) Ocupación inmediata, OI: “Servicio”
Figura G-3. Espectros elásticos de aceleración (MDOC-CFE, 2008)

b) Nivel de desempeño de seguridad al colapso: “Diseño”

Para el diseño sísmico de los elementos se consideran los factores de reducción por ductilidad (Q'), sobrerresistencia (R') y redundancia (ρ), es decir, se debe diseñar la estructura para un espectro de aceleración calculado por medio de la Ec. G-5 (Figura 6-32).

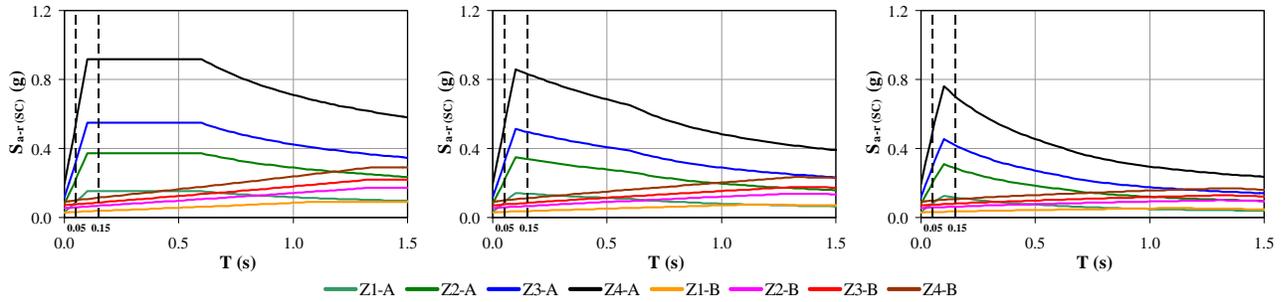
$$S_{a-r(SC)} = \frac{S_{ae(SC)}}{Q' R' \rho} \tag{G-5}$$

Asimismo, es necesario modificar las ordenadas del espectro para estructuras ubicadas en suelos blandos y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia. Sin embargo, a partir de la comparación de las ordenadas espectrales de aceleración asociadas a los periodos de las viviendas se observó que la capacidad de resistencia de tipo de estructuras desplantadas sobre suelos blandos no es un caso crítico de diseño (Figura G-4). A continuación se presentan los parámetros utilizados en la construcción de los espectros para el diseño sísmico de los elementos:

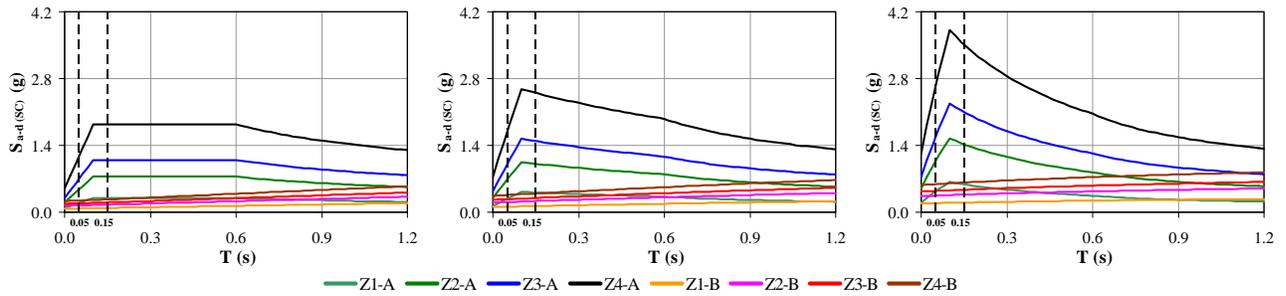
- Factor de comportamiento sísmico, $Q =$ 1.0 (sin refuerzo a cortante en el alma), 1.5 (con malla de alambre soldado) y 2.5 (con barras corrugadas).
- Sobrerresistencia índice, $R_0 =$ 2.0. Aunque en el MDOC-CFE (2008) no se especifica explícitamente el valor de R_0 para muros de concreto reforzado para vivienda de baja altura, se utilizó el valor estipulado para muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior.
- Factor de redundancia, $\rho =$ 1.0. Valor especificado en el MDOC-CFE (2008) para estructuras con al menos dos líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis.

Por lo tanto, en la Figura G-4 se muestran los espectros de aceleración para el diseño de viviendas ($S_{a-r(SC)}$), de acuerdo con el tipo de refuerzo a cortante en el alma de los muros. Conforme con la sección 3.3.7.2 de MDOC-CFE (2008), la revisión de desplazamientos horizontales para el nivel de desempeño de seguridad al colapso se debe realizar utilizando un espectro de aceleraciones calculado por medio de la Ec. G-6. En la Figura G-5 se muestran dichos espectros.

$$S_{a-d(SC)} = \frac{S_{ae(SC)}}{Q' R' \rho} \times Q R \rho = S_{ae(SC)} \frac{Q}{Q'} \tag{G-6}$$



(a) Sin refuerzo a cortante en el alma, $Q=1.0$ (b) Malla de alambre soldado, $Q=1.5$ (c) Barras corrugadas, $Q=2.5$
Figura G-4. Espectros de aceleración para diseño asociados al nivel de desempeño de SC (MDOC-CFE, 2008)



(a) Sin refuerzo a cortante en el alma, $Q=1.0$ (b) Malla de alambre soldado, $Q=1.5$ (c) Barras corrugadas, $Q=2.5$
Figura G-5. Espectros de aceleración para revisión de desplazamientos horizontales asociados al nivel de desempeño de SC (MDOC-CFE, 2008)

Como se observa en las Figuras G-4 y G-5, para los periodos naturales de vibración del tipo de viviendas estudiadas (~ 0.05 s – 0.15 s, Tabla G-8) las demandas de resistencia y desplazamiento en viviendas desplantadas sobre suelo blando son mucho menores que las demandas en viviendas sobre suelo firme. Por lo tanto, el diseño de las viviendas se realizó considerando sólo las demandas sísmicas de los espectros de diseño asociados a las características del tipo de suelo “firme” (Z1-A, Z2-A, Z3-A y Z4-A).

G.2.2.6 Combinación de acciones

Las combinaciones de carga se establecieron de acuerdo con la Secciones 2.3 y 3.4 de NTC-Cr (2004). Los efectos bidireccionales de las acciones sísmicas (direcciones x y y), corresponden a lo establecido en la sección 9.4 de NTC-C (2004). Para el diseño de los elementos (nivel de desempeño de seguridad al colapso), se utilizaron las siguientes combinaciones básicas:

- $1.4 CM + 1.4 CV_m$
- $1.1 CM + 1.1 CV_a \pm 1.1 S_{a-r(SC)(x)} \pm 0.33 S_{a-r(SC)(y)}$
- $1.1 CM + 1.1 CV_a \pm 0.33 S_{a-r(SC)(x)} \pm 1.1 S_{a-r(SC)(y)}$

Para la revisión de los desplazamientos laterales de los elementos de la estructura, asociados al nivel de desempeño de ocupación inmediata, se utilizaron las siguientes combinaciones básicas:

- $1.4 CM + 1.4 CV_m$
- $1.1 CM + 1.1 CV_a \pm 1.1 S_{ae(OI)(x)} \pm 0.33 S_{ae(OI)(y)}$
- $1.1 CM + 1.1 CV_a \pm 0.33 S_{ae(OI)(x)} \pm 1.1 S_{ae(OI)(y)}$

Para la revisión de los desplazamientos laterales de los elementos de la estructura, asociados al nivel de desempeño de seguridad al colapso, se utilizaron las siguientes combinaciones básicas:

- $1.4 CM + 1.4 CV_m$
- $1.1 CM + 1.1 CV_a \pm 1.1 S_{a-d(SC)(x)} \pm 0.33 S_{a-d(SC)(y)}$
- $1.1 CM + 1.1 CV_a \pm 0.33 S_{a-d(SC)(x)} \pm 1.1 S_{a-d(SC)(y)}$

donde CM es la carga muerta, CV_m es la carga viva máxima, $S_{ae(OI)}$ es el espectro sísmico para la revisión de los desplazamientos horizontales de la estructura asociados al nivel de desempeño de ocupación inmediata (Figura G-3(b)), $S_{a-r(SC)}$ es el espectro sísmico para el diseño de los elementos (Figura G-4) y, $S_{a-d(SC)}$ es el espectro sísmico para la revisión de los desplazamientos horizontales de la estructura asociados al nivel de desempeño de seguridad al colapso (Figura G-5). Para cada grupo de combinaciones básicas se establecieron dos “envolventes” (combinación que cubre los valores extremos de las combinaciones). Luego, se procedió al diseño y a la revisión de desplazamientos utilizando los resultados de dichas envolventes de combinaciones.

G.2.2.7 Interacción de viviendas e interacción suelo–estructura

Durante el análisis y diseño no se consideró la interacción de la vivienda con unidades habitacionales aledañas, ya que se supone que supone un buen funcionamiento de la junta durante la vida útil de las viviendas. Tampoco se consideró la interacción suelo–estructura, es decir, siempre se consideró la condición de empotramiento perfecto.

G.2.2.8 Modelo de análisis

Para el análisis y diseño de los prototipos de vivienda se construyeron modelos de elementos finitos de acuerdo con la geometría y la distribución de los muros y losas de entrepiso y azotea. Los modelos de construyeron utilizando el Programa SAP2000 V10.01 (Computers and Structures, 2005). Para la construcción de los modelos se siguieron las recomendaciones enumeradas en la sección F.3, es decir: a) elementos finitos con geometría cuadrada de 250 mm de lado, b) losas de piso modeladas por medio de diafragmas rígidos, c) masas concentradas por piso, d) secciones de concreto agrietadas (utilizando un factor de 0.5 en el momento de inercia centroidal y en el área transversal a cortante). En la Figura G-6 se muestra la geometría de los modelos de análisis de los prototipos de vivienda utilizados.

G.2.3 Resultados principales del análisis

G.2.3.1 Periodos de vibración y participación de masa

De acuerdo con la sección 3.3.6.1 de MDOC-CFE (2008), la cual es similar a la sección 9.1 de NTC-S (2004), en el análisis dinámico deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura (incluyendo carga muertas y vivas instantáneas). Si las masas de la estructura se concentraron en centros de masa ubicados en la losa de cada piso (como en el procedimiento aquí descrito), se considera apropiado considerar al menos 3 modos de vibración por cada losa de piso. Los periodos naturales de vibración y la participación de masa en cada prototipo se muestran en la Tabla G-8. Como se muestra en la tabla, los análisis dinámicos cumplen la participación mínima de la masa. Los resultados que se incluyen en la Tabla G-8 se utilizaron para calibrar una expresión de cálculo de periodos de vibración en viviendas con las características aquí estudiadas (sección 6.7.1.2).

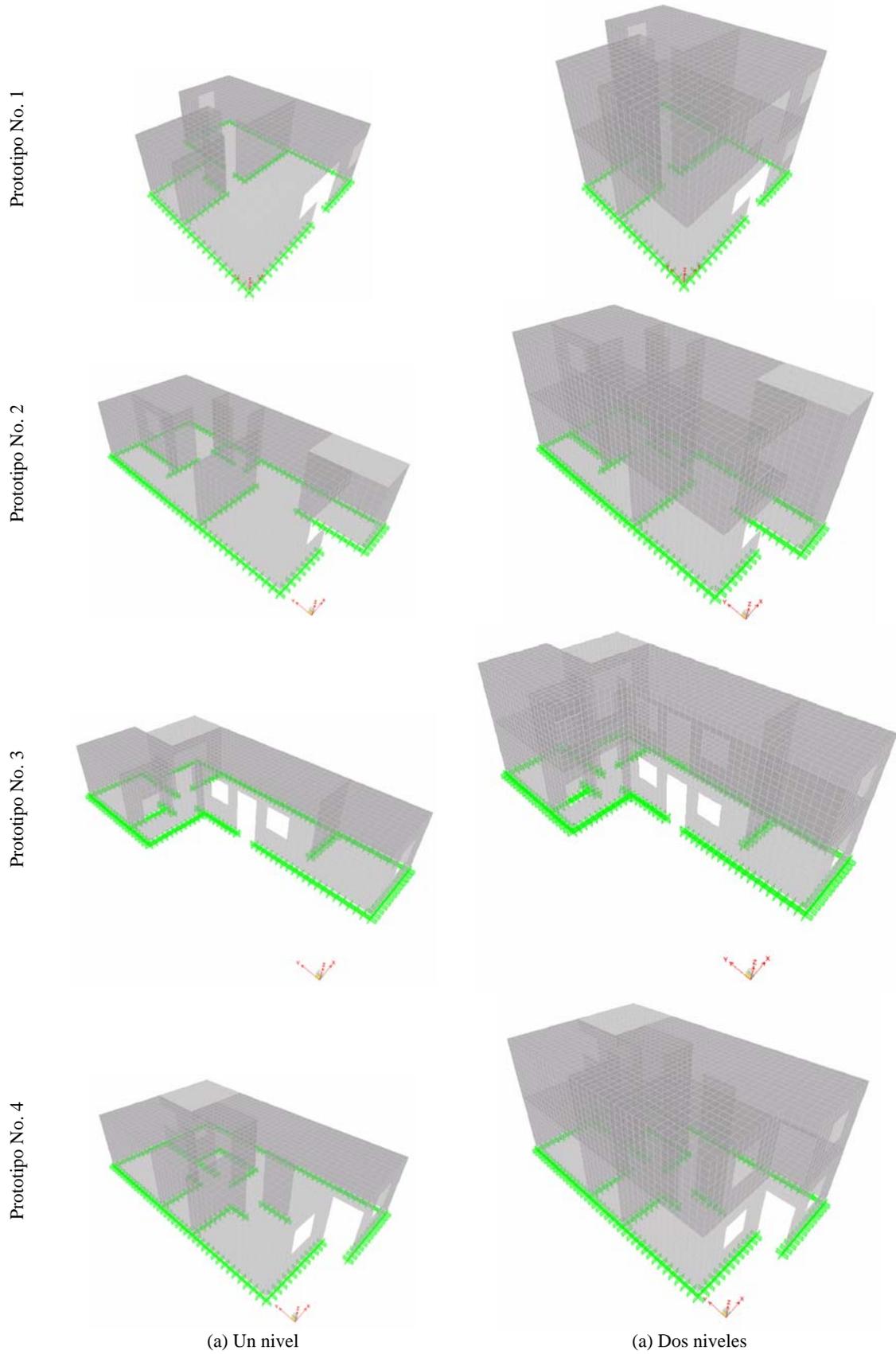


Figura G-6. Modelos de análisis

Tabla G-8. Periodos de vibración y participación de masa

Propiedad	Prototipo							
	1		2		3		4	
	1N	2N	1N	2N	1N	2N	1N	2N
Modo de vibración:								
Transversal, T_x , s	0.046	0.089	0.056	0.112	0.053	0.098	0.055	0.101
Longitudinal, T_y , s	0.040	0.073	0.035	0.061	0.035	0.063	0.036	0.063
Rotacional, T_z , s	0.027	0.047	0.029	0.051	0.034	0.057	0.028	0.046
Participación de masa, %:	100	100	100	100	100	100	100	100

Nota: 1N = vivienda de un nivel; 2N = vivienda de dos niveles.

G.2.3.2 Verificación del cortante basal

De acuerdo con la sección 3.3.6.3 de MDOC-CFE (2008), la fuerza cortante basal en cada dirección (V), debe cumplir la condición que se indica en la Ec. G-7.

$$(V_{\min-1} = a_0 W) \leq V \geq \left(V_{\min-2} = 0.8 \frac{S_{ae(SC)}}{Q'R'\rho} W = 0.8 S_{a-r(SC)} W \right) \quad (G-7)$$

donde $S_{a-r(SC)}$ es la aceleración espectral de diseño para el periodo fundamental de la estructura en la dirección considerada (Ec. G-5), a_0 es la aceleración máxima del terreno normalizada con la aceleración de la gravedad (sección G.2.2.5), y W es el peso de la vivienda incluyendo cargas muertas y cargas vivas instantáneas (Tabla G-6). Cuando en una determinada dirección, el cortante basal (V) no cumplió alguna de las condiciones de la Ec. G-7 ($V_{\min-1}$ y $V_{\min-2}$), se incrementaron las ordenadas de los espectros para revisión de desplazamientos horizontales asociados al nivel de desempeño de ocupación inmediata (Figura G-3(b)), para diseño (Figura G-4), así como del espectro de revisión de desplazamientos horizontales asociados al nivel de desempeño de seguridad al colapso (Figura G-5), por un factor de incremento tal (F_{vb}) que se cumpla la condición. En las Tablas G-9 y G-10 se incluyen los parámetros asociados a la Ec. G-7, el valor mínimo requerido del cortante basal (V_{\min} = valor máximo entre $V_{\min-1}$ y $V_{\min-2}$) en las dos direcciones (x y y), y los factores de incremento de las ordenadas espectrales (F_{vb}), para los tres valores de Q utilizados en los prototipos de vivienda de uno y dos niveles, respectivamente.

G.3 Diseño estructural

Como se muestra en la Figura G-1, el diseño estructural de la vivienda comprende básicamente las siguientes etapas:

- a) Requisitos por cambios volumétricos.
- b) Capacidad de resistencia.
 - diseño a cortante: tensión y compresión diagonal (Ec. 6-2) y deslizamiento (Ecs. 6-11 a 6-13),
 - diseño a flexión,
 - refuerzo por integridad estructural,
 - requisitos complementarios y de construcción: acero de refuerzo (anclajes, dobleces, uniones, etc.) y construcción (cimbra, acero, concreto, etc.)
- c) Revisión de desplazamientos laterales asociados a los niveles de desempeño de ocupación inmediata (“servicio”) y seguridad al colapso.
- d) Diseño por durabilidad.

A partir de los resultados del análisis estructural se procedió a diseñar cada uno de los muros de concreto. En este documento no se incluyen los siguientes resultados: diseño por flexión, refuerzo por integridad estructural, requisitos complementarios y de construcción y, diseño por durabilidad; sin embargo, el diseño integral de la vivienda siempre debe incluir los requisitos asociados a todas las etapas del diseño estructural.

Tabla G-9. Cortante basal en los prototipos de un nivel

Prot.	W kN	Dirección	T s	Zona	Q = 1.0				Q = 1.5				Q = 2.5			
					S _{a-r(SC)}	V _{min}	F _{vb}	V	S _{a-r(SC)}	V _{min}	F _{vb}	V	S _{a-r(SC)}	V _{min}	F _{vb}	V
					g	kN		kN	g	kN		kN	g	kN		kN
1	404	x	0.046	Z1-A	0.08	33		33	0.08	33		33	0.07	33		33
				Z1-B	0.19	80	1.06	81	0.19	80	1.09	81	0.18	80	1.16	81
				Z1-C	0.28	118		119	0.27	118		119	0.26	118		119
				Z1-D	0.47	198		200	0.46	198		200	0.44	198		200
		y	0.040	Z1-A	0.06	33		33	0.05	33		33	0.05	33		33
				Z1-B	0.14	80	1.20	80	0.13	80	1.24	81	0.13	80	1.30	81
				Z1-C	0.20	118		118	0.20	118		119	0.19	118		119
				Z1-D	0.33	198		198	0.33	198		200	0.32	198		199
2	490	x	0.056	Z1-A	0.08	40		40	0.08	40		40	0.07	40		40
				Z1-B	0.19	98	1.00	99	0.19	98	1.03	98	0.18	98	1.11	98
				Z1-C	0.28	144		145	0.27	144		144	0.26	144		144
				Z1-D	0.47	241		243	0.46	241		241	0.44	241		242
		y	0.035	Z1-A	0.06	40		40	0.05	40		40	0.05	40		40
				Z1-B	0.14	98	1.85	98	0.13	98	1.90	98	0.13	98	1.98	98
				Z1-C	0.20	144		144	0.20	144		145	0.19	144		144
				Z1-D	0.33	241		242	0.33	241		242	0.32	241		242
3	526	x	0.053	Z1-A	0.08	43		43	0.08	43		43	0.07	43		43
				Z1-B	0.19	105	1.03	106	0.19	105	1.07	106	0.18	105	1.14	106
				Z1-C	0.28	154		155	0.27	154		156	0.26	154		155
				Z1-D	0.47	258		261	0.46	258		261	0.44	258		260
		y	0.035	Z1-A	0.06	43		43	0.05	43		43	0.05	43		43
				Z1-B	0.14	105	1.49	105	0.13	105	1.52	105	0.13	105	1.60	106
				Z1-C	0.20	154		155	0.20	154		154	0.19	154		155
				Z1-D	0.33	258		260	0.33	258		259	0.32	258		260
4	596	x	0.055	Z1-A	0.08	48		49	0.08	48		49	0.07	48		49
				Z1-B	0.19	119	1.01	120	0.19	119	1.05	120	0.18	119	1.12	120
				Z1-C	0.28	175		176	0.27	175		176	0.26	175		175
				Z1-D	0.47	293		295	0.46	293		296	0.44	293		294
		y	0.036	Z1-A	0.06	48		49	0.05	48		49	0.05	48		49
				Z1-B	0.14	119	1.35	119	0.13	119	1.38	119	0.13	119	1.45	120
				Z1-C	0.20	175		176	0.20	175		175	0.19	175		176
				Z1-D	0.33	293		294	0.33	293		294	0.32	293		295

Tabla G-10. Cortante basal en los prototipos de dos niveles

Prot.	W kN	Dirección	T s	Zona	Q = 1.0				Q = 1.5				Q = 2.5			
					S _{a-r(SC)}	V _{min}	F _{vb}	V	S _{a-r(SC)}	V _{min}	F _{vb}	V	S _{a-r(SC)}	V _{min}	F _{vb}	V
					g	kN		kN	g	kN		kN	g	kN		kN
1	815	x	0.089	Z1-A	0.13	82	1.00	101	0.12	78	1.00	95	0.11	71	1.00	85
				Z1-B	0.31	202		248	0.29	192		233	0.27	174		210
				Z1-C	0.46	297		364	0.43	282		343	0.39	255		308
				Z1-D	0.76	498		610	0.72	472		575	0.66	428		516
		y	0.073	Z1-A	0.10	66	1.00	87	0.10	66	1.00	83	0.09	66	1.00	76
				Z1-B	0.25	163		214	0.24	162		204	0.22	162		186
				Z1-C	0.37	239		315	0.35	239		300	0.33	239		273
				Z1-D	0.61	401		528	0.59	400		503	0.55	400		458
2	989	x	0.112	Z1-A	0.15	120	1.00	126	0.14	113	1.00	117	0.13	100	1.00	103
				Z1-B	0.37	294		309	0.35	276		288	0.31	245		254
				Z1-C	0.55	433		455	0.51	405		423	0.45	360		373
				Z1-D	0.92	726		762	0.86	680		710	0.76	603		626
		y	0.061	Z1-A	0.10	80	1.10	81	0.10	80	1.14	81	0.09	80	1.24	81
				Z1-B	0.25	197		199	0.24	197		197	0.22	197		198
				Z1-C	0.37	290		292	0.35	289		290	0.33	289		291
				Z1-D	0.61	486		490	0.59	485		487	0.55	485		488
3	1062	x	0.098	Z1-A	0.13	107	1.00	136	0.12	102	1.00	127	0.11	92	1.00	114
				Z1-B	0.31	263		333	0.29	249		313	0.27	226		279
				Z1-C	0.46	387		490	0.43	367		460	0.39	332		410
				Z1-D	0.76	648		822	0.72	615		771	0.66	557		687
		y	0.063	Z1-A	0.10	86	1.04	87	0.10	86	1.08	87	0.09	86	1.17	87
				Z1-B	0.25	212		214	0.24	211		212	0.22	211		212
				Z1-C	0.37	311		314	0.35	311		312	0.33	311		311
				Z1-D	0.61	522		527	0.59	521		523	0.55	521		522
4	1203	x	0.101	Z1-A	0.15	146	1.00	156	0.14	137	1.00	146	0.13	122	1.00	129
				Z1-B	0.37	359		381	0.35	336		358	0.31	298		317
				Z1-C	0.55	527		562	0.51	494		526	0.45	438		466
				Z1-D	0.92	884		941	0.86	827		881	0.76	734		781
		y	0.063	Z1-A	0.10	98	1.00	115	0.10	98	1.00	110	0.09	98	1.00	102
				Z1-B	0.25	240		280	0.24	240		268	0.22	240		248
				Z1-C	0.37	353		411	0.35	352		395	0.33	352		364
				Z1-D	0.61	591		690	0.59	591		662	0.55	591		611

G.3.1 Requisitos por cambios volumétricos

En las Tablas G-11 a G-18 se muestra el resumen de los requisitos por cambios volumétricos (columnas “Camb. volum.”), para cada uno de los prototipos estudiados. En la Figura G-2 se muestra la ubicación de los muros en los prototipos. Como se indicó en la Tabla 6-15 (Tabla F-5), los tipos de juntas verticales de contracción o aislamiento que se indican en las tablas deben cumplir con los siguientes requisitos:

Requisitos generales de las juntas Tipo 1 y Tipo 2: a) la profundidad total mínima de la junta debe ser igual al 25% del espesor del muro, es decir, 12.5% de profundidad en cada cara para muros con ambas caras descubiertas, b) la profundidad total máxima de la junta debe ser igual 50% del espesor del muro, c) todo el refuerzo a cortante del muro debe continuar sobre la junta, y, d) se deben utilizar selladores de junta flexibles para prevenir que penetre humedad o químicos que puedan promover la corrosión del refuerzo y/o la degradación del concreto.

Requisitos particulares de las juntas Tipo 1: a) la separación máxima debe ser igual a dos veces la altura libre de entrepiso.

Requisitos particulares de las juntas Tipo 2: a) la separación máxima debe ser igual a la altura libre de entrepiso, b) se deben colocar juntas en línea con los bordes de todas las aberturas.

G.3.2 Capacidad de resistencia

En las Tablas G-11 a G-18 se muestra el resumen del diseño por fuerza cortante y la revisión de la resistencia al deslizamiento (columnas “Fuerza cortante”), para cada uno de los prototipos estudiados. Como se muestra en las tablas, para el diseño de cada prototipo de vivienda se utilizó el valor mínimo de Q , es decir, dicho valor fue el mismo en las dos direcciones ortogonales. En cuanto a la capacidad de resistencia a cortante, se presenta el cociente porcentual entre la demanda y la capacidad de resistencia, V_u / V_R , donde V_R es el valor mínimo entre las resistencias de diseño a cortante por TD, CD y DZ.

G.3.3 Revisión de desplazamientos laterales

En las Tablas G-11 a G-18 también se muestra el resumen de los resultados de la revisión de desplazamientos laterales para los niveles de desempeño de ocupación inmediata (OI) y seguridad al colapso (SC), en cada uno de los muros (columnas “Desplazamiento”). La revisión se realizó en términos de distorsión; es decir, los resultados se indican en términos del cociente porcentual entre la demanda de distorsión y la distorsión permisible de acuerdo con el nivel de desempeño y el tipo de refuerzo de cada muro (R_u / R_p).

Tabla G-11. Resumen del diseño estructural del prototipo No. 1 de un nivel

Direc.	Muro	l_w m	H/l_w	Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento		Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento	
				Tipo junta	ρ_{sI} %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)		Tipo junta	ρ_{sI} %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)	
									OI	SC						OI	SC
				Zona = Z1-A (Q=1.0)							Zona = Z2-A (Q=1.0)						
y (longitud.)	1	5.00	0.50	2	---	---	---	7.6 ⁽²⁾	2.0	2.1	2	---	---	---	14.6 ⁽²⁾	3.4	4.7
	2	1.25	2.00	2	---	---	---	5.2	2.0	2.4	2	---	---	---	7.3	3.7	5.4
	3	0.50	5.00	2	---	---	---	11.4	2.0	2.5	2	---	---	---	11.6	3.8	5.8
	4	2.00	1.25	2	---	---	---	6.2	2.0	2.5	2	---	---	---	11.2	3.8	5.8
	5	7.00	0.36	2	---	---	---	12.4 ⁽²⁾	2.0	3.0	2	---	---	---	28.1 ⁽²⁾	4.2	7.0
x (transversal)	6	2.00	1.25	2	---	---	---	8.6 ⁽²⁾	2.5	3.4	2	---	---	---	12.3 ⁽²⁾	5.0	7.8
	7	1.00	2.50	2	---	---	---	4.1	2.5	3.4	2	---	---	---	5.4	5.0	7.8
	8	2.00	1.25	2	---	---	---	8.1 ⁽²⁾	2.3	3.4	2	---	---	---	13.7 ⁽²⁾	4.8	7.9
	9	3.00	0.83	2	---	---	---	11.5 ⁽²⁾	2.3	3.4	2	---	---	---	19.3 ⁽²⁾	4.8	7.9
	10	3.00	0.83	2	---	---	---	11.0 ⁽²⁾	2.1	3.4	2	---	---	---	21.2 ⁽²⁾	4.8	8.1
	11	1.00	2.50	2	---	---	---	3.5	2.0	3.5	2	---	---	---	6.7	4.8	8.4
	12	1.00	2.50	2	---	---	---	4.3	2.0	3.5	2	---	---	---	7.8	4.8	8.4
				Zona = Z3-A (Q=1.5)							Zona = Z4-A (Q=2.5)						
y (longitud.)	1	9.50	0.26	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	8.8 ⁽²⁾	2.3	4.3	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	12.0 ⁽²⁾	2.3	6.3
	2	0.75	3.33	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	5.9	2.5	5.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	6.1	2.6	7.4
	3	0.75	3.33	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	8.2	2.6	5.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	7.4	2.8	8.0
	4	1.25	2.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	9.8	2.6	5.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	11.3	2.8	8.0
	5	10.50	0.24	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	15.7 ⁽²⁾	3.0	6.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	23.1 ⁽²⁾	3.3	9.9
x (transversal)	6	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	9.5	3.5	7.2	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	10.1 ⁽²⁾	3.7	10.8
	7	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	4.2	3.5	7.2	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	4.2	3.7	10.8
	8	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	11.3	3.4	7.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	13.1 ⁽²⁾	3.7	11.1
	9	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	14.2 ⁽²⁾	3.4	7.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	18.0 ⁽²⁾	3.7	11.1
	10	2.00	1.25	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	14.9 ⁽²⁾	3.4	7.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	19.3 ⁽²⁾	3.8	11.4
	11	2.00	1.25	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	5.9	3.5	7.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	6.8	3.9	11.8
	12	6.00	0.42	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	6.8	3.5	7.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	7.9	3.9	11.8

Nota: ⁽¹⁾ La cuantía de refuerzo por cambios volumétricos se satisface con la cuantía de refuerzo a cortante en el alma, ⁽²⁾ La resistencia mínima a cortante está asociada al deslizamiento.

Tabla G-12. Resumen del diseño estructural del prototipo No. 2 de un nivel

Direc.	Muro	l_w m	H/l_w	Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento		Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento	
				Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)		Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)	
									OI	SC						OI	SC
				Zona = Z1-A (Q=1.0)							Zona = Z2-A (Q=1.0)						
y (longitudinal)	1	9.50	0.26	2	---	---	---	11.2 ⁽²⁾	1.8	1.9	2	---	---	---	21.2 ⁽²⁾	3.0	4.1
	2	1.00	2.50	2	---	---	---	1.6	1.0	1.6	2	---	---	---	3.2	2.3	3.8
	3	1.00	2.50	2	---	---	---	6.5	1.0	1.6	2	---	---	---	7.2	2.3	3.8
	4	2.50	1.00	2	---	---	---	9.9 ⁽²⁾	1.0	1.7	2	---	---	---	12.3 ⁽²⁾	2.4	4.2
	5	1.25	2.00	2	---	---	---	4.3	2.0	2.5	2	---	---	---	6.8	3.8	5.6
	6	10.50	0.24	2	---	---	---	17.4 ⁽²⁾	1.2	1.4	2	---	---	---	36.1 ⁽²⁾	2.2	3.2
x (transversal)	7	1.50	1.67	2	---	---	---	0.8	1.5	0.6	2	---	---	---	1.3	1.5	0.9
	8	1.00	2.50	2	---	---	---	7.3	8.9	8.6	2	---	---	---	10.7	14.4	18.4
	9	3.00	0.83	2	---	---	---	10.8 ⁽²⁾	6.5	6.7	2	---	---	---	21.8 ⁽²⁾	10.9	14.7
	10	1.00	2.50	2	---	---	---	9.1	5.8	6.2	2	---	---	---	12.6	10.0	13.7
	11	1.50	1.67	2	---	---	---	1.5	4.5	5.4	2	---	---	---	3.6	8.3	12.2
	12	1.00	2.50	2	---	---	---	11.5	4.5	5.4	2	---	---	---	17.3	8.3	12.2
	13	4.50	0.56	2	---	---	---	13.5 ⁽²⁾	2.9	4.6	2	---	---	---	32.5 ⁽²⁾	6.5	11.1
				Zona = Z3-A (Q=1.5)							Zona = Z4-A (Q=2.5)						
y (longitudinal)	1	9.50	0.26	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	10.3 ⁽²⁾	2.0	3.8	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	11.4 ⁽²⁾	2.1	5.5
	2	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	2.8	1.6	3.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	3.3	1.8	5.4
	3	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	5.4	1.6	3.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	5.1	1.8	5.4
	4	2.50	1.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	8.4 ⁽²⁾	1.7	4.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	7.7	1.9	6.0
	5	1.25	2.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	5.7	2.6	5.2	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	6.2	2.7	7.7
	6	10.50	0.24	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	16.4 ⁽²⁾	1.5	3.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	18.3 ⁽²⁾	1.6	4.4
x (transversal)	7	1.50	1.67	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	1.1	0.8	0.7	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	1.2	0.6	0.9
	8	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	8.6	9.4	16.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	9.1	9.4	24.1
	9	3.00	0.83	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	17.1 ⁽²⁾	7.2	13.2	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	20.3	7.3	19.4
	10	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	9.8	6.6	12.3	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	9.9	6.8	18.2
	11	1.50	1.67	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	3.4	5.7	11.1	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	4.2	5.9	16.5
	12	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	14.0	5.7	11.1	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	14.9	5.9	16.5
	13	4.50	0.56	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	20.8 ⁽²⁾	4.7	10.3	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	23.5 ⁽²⁾	5.1	15.5

Nota: ⁽¹⁾ La cuantía de refuerzo por cambios volumétricos se satisface con la cuantía de refuerzo a cortante en el alma, ⁽²⁾ La resistencia mínima a cortante está asociada al deslizamiento.

Tabla G-13. Resumen del diseño estructural del prototipo No. 3 de un nivel

Direc.	Muro	l_w m	H/l_w	Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento		Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento	
				Tipo junta	ρ_{l1} %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)		Tipo junta	ρ_{l1} %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)	
									OI	SC						OI	SC
				Zona = Z1-A (Q=1.0)							Zona = Z2-A (Q=1.0)						
y (longitudinal)	1	5.00	0.50	2	---	---	---	8.6 ⁽²⁾	1.7	2.6	2	---	---	---	18.5 ⁽²⁾	3.8	6.3
	2	1.00	2.50	2	---	---	---	6.3	1.3	2.2	2	---	---	---	6.3	3.0	5.4
	3	3.50	0.71	2	---	---	---	5.8 ⁽²⁾	1.2	2.0	2	---	---	---	12.4 ⁽²⁾	2.8	5.0
	4	0.50	5.00	2	---	---	---	1.5	1.2	2.0	2	---	---	---	2.9	2.8	5.0
	5	0.50	5.00	2	---	---	---	0.7	1.2	2.0	2	---	---	---	1.5	2.8	5.0
	6	1.00	2.50	2	---	---	---	1.5	1.2	2.0	2	---	---	---	2.4	2.8	5.0
	7	2.00	1.25	2	---	---	---	8.8	1.2	2.0	2	---	---	---	13.6	2.8	5.0
	8	12.00	0.21	2	---	---	---	8.9 ⁽²⁾	1.3	1.8	2	---	---	---	20.6 ⁽²⁾	2.7	4.2
x (transversal)	9	1.00	2.50	2	---	---	---	6.1	5.7	5.9	2	---	---	---	10.7	9.7	13.1
	10	1.00	2.50	2	---	---	---	3.2	5.7	5.9	2	---	---	---	7.7	9.7	13.1
	11	2.00	1.25	2	---	---	---	11.3	5.1	5.5	2	---	---	---	17.4	8.9	12.2
	12	2.00	1.25	2	---	---	---	10.0 ⁽²⁾	4.2	4.8	2	---	---	---	15.3 ⁽²⁾	7.6	10.9
	13	2.00	1.25	2	---	---	---	10.5 ⁽²⁾	4.0	4.8	2	---	---	---	18.1 ⁽²⁾	7.4	10.8
	14	1.00	2.50	2	---	---	---	8.7	4.0	4.7	2	---	---	---	10.3	7.3	10.8
	15	3.00	0.83	2	---	---	---	9.6 ⁽²⁾	1.8	1.7	2	---	---	---	15.9 ⁽²⁾	2.9	3.5
	16	3.00	0.83	2	---	---	---	11.2 ⁽²⁾	3.6	4.7	2	---	---	---	24.0⁽²⁾	7.1	10.9
				Zona = Z3-A (Q=1.5)							Zona = Z4-A (Q=2.5)						
y (longitudinal)	1	5.00	0.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	11.7 ⁽²⁾	2.7	5.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	13.1 ⁽²⁾	2.9	8.9
	2	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	4.2	2.2	5.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	3.5	2.5	7.6
	3	3.50	0.71	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	8.5 ⁽²⁾	2.0	4.7	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	9.3 ⁽²⁾	2.3	7.1
	4	0.50	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	2.5	2.0	4.7	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	3.0	2.3	7.1
	5	0.50	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	1.4	2.0	4.7	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	1.7	2.3	7.1
	6	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	2.0	2.0	4.7	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	2.1	2.3	7.1
	7	2.00	1.25	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	11.4	2.0	4.7	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	12.4	2.3	7.1
	8	12.00	0.21	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	9.9 ⁽²⁾	1.9	3.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	11.6 ⁽²⁾	2.0	5.8
x (transversal)	9	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	9.3	6.4	11.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	10.5	6.5	17.4
	10	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	7.2	6.4	11.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	8.9	6.5	17.4
	11	2.00	1.25	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	14.4	5.9	11.2	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	15.5	6.1	16.4
	12	2.00	1.25	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	12.1	5.1	10.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	13.0	5.3	14.7
	13	2.00	1.25	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	14.9	5.0	9.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	16.8	5.3	14.7
	14	1.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	7.7	5.0	10.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	7.4	5.3	14.7
	15	3.00	0.83	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	10.2 ⁽²⁾	1.8	3.1	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	10.2 ⁽²⁾	1.8	4.5
	16	3.00	0.83	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	17.4⁽²⁾	4.9	10.1	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	18.8⁽²⁾	5.2	15.0

Nota: ⁽¹⁾ La cuantía de refuerzo por cambios volumétricos se satisface con la cuantía de refuerzo a cortante en el alma, ⁽²⁾ La resistencia mínima a cortante está asociada al deslizamiento.

Tabla G-14. Resumen del diseño estructural del prototipo No. 4 de un nivel

Direc.	Muro	l_w m	H/l_w	Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento		Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento	
				Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)		Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)	
									OI	SC						OI	SC
				Zona = Z1-A (Q=1.0)							Zona = Z2-A (Q=1.0)						
y (longitudinal)	1	9.50	0.26	2	---	---	---	11.2 ⁽²⁾	1.8	2.0	2	---	---	---	20.8 ⁽²⁾	3.2	4.5
	2	0.75	3.33	2	---	---	---	4.4	1.7	2.1	2	---	---	---	7.0	3.2	4.9
	3	0.75	3.33	2	---	---	---	9.4	1.7	2.1	2	---	---	---	11.1	3.2	4.9
	4	1.25	2.00	2	---	---	---	4.5	1.6	2.2	2	---	---	---	4.8	3.2	5.0
	5	2.75	0.91	2	---	---	---	3.4 ⁽²⁾	1.6	2.2	2	---	---	---	6.2 ⁽²⁾	3.2	5.0
	6	2.50	1.00	2	---	---	---	7.6 ⁽²⁾	1.5	2.3	2	---	---	---	11.9 ⁽²⁾	3.3	5.4
	7	10.50	0.24	2	---	---	---	12.5 ⁽²⁾	0.9	1.3	2	---	---	---	29.8 ⁽²⁾	1.9	3.1
x (transversal)	8	1.00	2.50	2	---	---	---	2.7	5.1	6.1	2	---	---	---	5.8	9.4	13.8
	9	1.00	2.50	2	---	---	---	5.9	5.1	6.1	2	---	---	---	10.7	9.4	13.8
	10	1.00	2.50	2	---	---	---	6.0	4.9	5.9	2	---	---	---	10.4	9.1	13.4
	11	1.00	2.50	2	---	---	---	4.6	4.9	5.9	2	---	---	---	7.6	9.1	13.4
	12	2.00	1.25	2	---	---	---	7.9 ⁽²⁾	4.2	5.2	2	---	---	---	15.9 ⁽²⁾	8.0	11.9
	13	2.00	1.25	2	---	---	---	8.3 ⁽²⁾	3.8	4.9	2	---	---	---	15.7 ⁽²⁾	7.4	11.3
	14	1.50	1.67	2	---	---	---	4.7	4.0	5.0	2	---	---	---	9.2	7.6	11.5
	15	0.75	3.33	2	---	---	---	3.3	3.6	4.7	2	---	---	---	7.3	7.1	10.9
	16	6.00	0.42	2	---	---	---	16.8⁽²⁾	3.2	4.5	2	---	---	---	36.0⁽²⁾	6.6	10.5
				Zona = Z3-A (Q=1.5)							Zona = Z4-A (Q=2.5)						
y (longitudinal)	1	9.50	0.26	1	(1)	Malla	0.12	10.4 ⁽²⁾	2.1	4.1	1	(1)	Barras	0.25	11.5 ⁽²⁾	2.2	6.0
	2	0.75	3.33	1	(1)	Malla	0.12	5.8	2.2	4.5	1	(1)	Barras	0.25	6.3	2.3	6.6
	3	0.75	3.33	1	(1)	Malla	0.12	8.3	2.2	4.5	1	(1)	Barras	0.25	7.9	2.3	6.6
	4	1.25	2.00	1	(1)	Malla	0.12	3.5	2.2	4.7	1	(1)	Barras	0.25	3.3	2.4	7.0
	5	2.75	0.91	1	(1)	Malla	0.12	4.6 ⁽²⁾	2.2	4.7	1	(1)	Barras	0.25	4.9 ⁽²⁾	2.4	7.0
	6	2.50	1.00	1	(1)	Malla	0.12	8.8 ⁽²⁾	2.3	5.1	1	(1)	Barras	0.25	9.6	2.5	7.6
	7	10.50	0.24	1	(1)	Malla	0.12	14.5 ⁽²⁾	1.3	2.9	1	(1)	Barras	0.25	17.1 ⁽²⁾	1.4	4.3
x (transversal)	8	1.00	2.50	1	(1)	Malla	0.12	5.4	6.4	12.7	1	(1)	Barras	0.25	6.4	6.7	18.7
	9	1.00	2.50	1	(1)	Malla	0.12	9.4	6.4	12.7	1	(1)	Barras	0.25	10.7	6.7	18.7
	10	1.00	2.50	1	(1)	Malla	0.12	9.0	6.2	12.3	1	(1)	Barras	0.25	10.1	6.5	18.2
	11	1.00	2.50	1	(1)	Malla	0.12	6.5	6.2	12.3	1	(1)	Barras	0.25	7.1	6.5	18.2
	12	2.00	1.25	1	(1)	Malla	0.12	14.0	5.5	11.0	1	(1)	Barras	0.25	16.6	5.8	16.3
	13	2.00	1.25	1	(1)	Malla	0.12	13.9	5.1	10.4	1	(1)	Barras	0.25	16.2	5.4	15.4
	14	1.50	1.67	1	(1)	Malla	0.12	8.3	5.3	10.7	1	(1)	Barras	0.25	9.7	5.6	15.7
	15	0.75	3.33	1	(1)	Malla	0.12	6.7	4.9	10.1	1	(1)	Barras	0.25	8.0	5.2	15.0
	16	6.00	0.42	1	(1)	Malla	0.12	19.0⁽²⁾	4.6	9.7	1	(1)	Barras	0.25	20.9⁽²⁾	5.0	14.5

Nota: (1) La cuantía de refuerzo por cambios volumétricos se satisface con la cuantía de refuerzo a cortante en el alma, (2) La resistencia mínima a cortante está asociada al deslizamiento.

Tabla G-15. Resumen del diseño estructural del prototipo No. 1 de dos niveles

Direc.	Muro	l_w m	H/l_w	Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento		Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento	
				Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)		Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)	
									OI	SC						OI	SC
				Zona = Z1-A (Q=1.0)							Zona = Z2-A (Q=1.0)						
y (longitud.)	1	5.00	1.00	2	---	---	---	9.4 ⁽²⁾	6.3	6.2	2	---	---	---	17.8 ⁽²⁾	10.4	13.4
	2	1.25	4.00	2	---	---	---	5.6	6.0	6.6	2	---	---	---	11.8	10.5	14.6
	3	0.50	10.00	2	---	---	---	7.8	5.9	6.8	2	---	---	---	13.8	10.6	15.6
	4	2.00	2.50	2	---	---	---	10.7	5.9	6.8	2	---	---	---	24.0	10.6	15.6
	5	7.00	0.71	2	---	---	---	17.4 ⁽²⁾	5.4	7.8	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	19.9 ⁽²⁾	5.5	8.0
x (transversal)	6	2.00	2.50	2	---	---	---	13.5	9.6	12.5	2	---	---	---	24.8	18.7	29.1
	7	1.00	5.00	2	---	---	---	6.4	9.6	12.5	2	---	---	---	12.2	18.7	29.1
	8	2.00	2.50	2	---	---	---	14.4	8.3	11.6	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	19.3	8.5	11.7
	9	3.00	1.67	2	---	---	---	16.5	8.3	11.6	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	22.6	8.5	11.7
	10	3.00	1.67	2	---	---	---	17.9⁽²⁾	7.4	11.0	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	23.0	7.9	11.2
	11	1.00	5.00	2	---	---	---	8.5	6.7	10.5	2	---	---	---	19.5	14.8	25.4
	12	1.00	5.00	2	---	---	---	9.6	6.7	10.5	2	---	---	---	21.9	14.8	25.4
				Zona = Z3-A (Q=1.5)							Zona = Z4-A (Q=2.5)						
y (longitud.)	1	5.00	1.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	16.1	6.8	11.5	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	18.2	6.8	15.3
	2	1.25	4.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	10.1	7.1	13.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	11.0	7.2	17.7
	3	0.50	10.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	10.8	7.2	13.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	10.9	7.5	18.9
	4	2.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	21.1	7.2	13.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	23.4	7.5	18.9
	5	7.00	0.71	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	26.4	7.9	16.7	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	29.8	8.7	22.7
x (transversal)	6	2.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	20.6	13.1	25.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	21.5	13.9	34.0
	7	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	10.1	13.1	25.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	10.5	13.9	34.0
	8	2.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	25.8	12.0	24.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	27.7	12.9	32.1
	9	3.00	1.67	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	30.4	12.0	24.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	32.8	12.9	32.1
	10	3.00	1.67	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	31.2	11.3	23.1	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	34.2	12.3	30.9
	11	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	16.8	10.7	22.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	18.2	11.8	30.5
	12	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	18.8	10.7	22.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	20.3	11.8	30.5

Nota: ⁽¹⁾ La cuantía de refuerzo por cambios volumétricos se satisface con la cuantía de refuerzo a cortante en el alma, ⁽²⁾ La resistencia mínima a cortante está asociada al deslizamiento.

Tabla G-16. Resumen del diseño estructural del prototipo No. 2 de dos niveles

Direc.	Muro	l_w m	H/l_w	Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento		Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento	
				Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)		Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)	
									OI	SC						OI	SC
				Zona = Z1-A (Q=1.0)							Zona = Z2-A (Q=1.0)						
y (longitudinal)	1	9.50	0.53	2	---	---	---	8.3 ⁽²⁾	4.6	3.6	2	---	---	---	14.2 ⁽²⁾	6.7	7.2
	2	1.00	5.00	2	---	---	---	3.4	2.3	3.0	2	---	---	---	6.6	4.2	7.4
	3	1.00	5.00	2	---	---	---	6.7	2.3	3.0	2	---	---	---	9.6	4.2	7.4
	4	2.50	2.00	2	---	---	---	7.9	5.3	4.7	2	---	---	---	12.7	8.2	9.9
	5	1.25	4.00	2	---	---	---	6.6	4.1	4.6	2	---	---	---	13.5	7.0	10.8
	6	10.50	0.48	2	---	---	---	17.1 ⁽²⁾	5.4	4.7	2	---	---	---	32.0 ⁽²⁾	7.9	11.4
x (transversal)	7	1.50	3.33	2	---	---	---	6.6	15.5	5.2	2	---	---	---	12.7	13.7	7.1
	8	1.00	5.00	2	---	---	---	11.3	32.5	32.2	2	---	---	---	21.3	53.5	70.2
	9	3.00	1.67	2	---	---	---	22.2	24.7	25.9	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	32.3	21.0	24.5
	10	1.00	5.00	2	---	---	---	10.8	22.5	24.1	2	---	---	---	22.3	38.7	53.6
	11	1.50	3.33	2	---	---	---	6.3	18.0	20.6	2	---	---	---	13.4	32.3	46.5
	12	1.00	5.00	2	---	---	---	17.1	18.0	20.6	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	21.8	16.2	19.9
	13	4.50	1.11	2	---	---	---	27.2 ⁽²⁾	11.7	15.9	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	34.9 ⁽²⁾	11.8	16.0
				Zona = Z3-A (Q=1.5)							Zona = Z4-A (Q=2.5)						
y (longitudinal)	1	9.50	0.53	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	10.8	4.1	6.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	13.4	3.9	9.8
	2	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	5.7	3.1	6.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	6.6	3.4	10.4
	3	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	7.6	3.1	6.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	7.7	3.4	10.4
	4	2.50	2.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	10.6	5.3	8.7	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	11.6	5.1	12.8
	5	1.25	4.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	11.3	4.7	9.9	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	12.0	5.1	14.8
	6	10.50	0.48	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	21.8 ⁽²⁾	5.0	10.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	26.0 ⁽²⁾	5.3	15.7
x (transversal)	7	1.50	3.33	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	10.6	7.1	5.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	11.0	5.3	6.8
	8	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	17.4	35.1	59.1	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	17.9	35.4	76.3
	9	3.00	1.67	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	43.5	27.9	48.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	46.8	28.5	62.6
	10	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	18.5	25.9	45.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	19.3	26.5	58.8
	11	1.50	3.33	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	11.4	21.9	39.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	12.1	22.8	51.4
	12	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	28.7	21.9	39.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	29.8	22.8	51.4
	13	4.50	1.11	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	45.9 ⁽²⁾	16.5	32.3	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	49.1	17.7	42.5

Nota: ⁽¹⁾ La cuantía de refuerzo por cambios volumétricos se satisface con la cuantía de refuerzo a cortante en el alma, ⁽²⁾ La resistencia mínima a cortante está asociada al deslizamiento.

Tabla G-17. Resumen del diseño estructural del prototipo No. 3 de dos niveles

Direc.	Muro	l_w m	H/l_w	Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento		Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento	
				Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)		Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)	
									OI	SC						OI	SC
				Zona = Z1-A (Q=1.0)							Zona = Z2-A (Q=1.0)						
y (longitudinal)	1	5.00	1.00	2	---	---	---	10.5 ⁽²⁾	3.1	5.5	2	---	---	---	20.0	7.5	13.4
	2	1.00	5.00	2	---	---	---	3.0	2.8	4.6	2	---	---	---	4.8	6.4	11.1
	3	3.50	1.43	2	---	---	---	8.9 ⁽²⁾	2.7	4.3	2	---	---	---	16.3	6.0	10.3
	4	0.50	10.00	2	---	---	---	2.8	2.7	4.3	2	---	---	---	6.0	6.0	10.3
	5	0.50	10.00	2	---	---	---	3.5	2.7	4.3	2	---	---	---	5.5	6.0	10.3
	6	1.00	5.00	2	---	---	---	1.8	2.7	4.3	2	---	---	---	4.0	6.0	10.3
	7	2.00	2.50	2	---	---	---	10.3	2.7	4.3	2	---	---	---	20.3	6.0	10.3
	8	12.00	0.42	2	---	---	---	10.2 ⁽²⁾	2.8	3.7	2	---	---	---	20.7 ⁽²⁾	5.4	8.7
x (transversal)	9	1.00	5.00	2	---	---	---	13.0	14.3	18.2	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	18.5	13.7	18.0
	10	1.00	5.00	2	---	---	---	11.5	14.3	18.2	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	17.7	13.7	18.0
	11	2.00	2.50	2	---	---	---	17.3	13.0	16.9	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	22.7	12.7	16.8
	12	2.00	2.50	2	---	---	---	13.8	10.9	15.0	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	18.6	11.0	15.0
	13	2.00	2.50	2	---	---	---	16.2	10.4	14.6	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	22.4	10.7	14.8
	14	1.00	5.00	2	---	---	---	9.1	10.2	14.5	2	---	---	---	15.2	21.1	34.3
	15	3.00	1.67	2	---	---	---	21.1⁽²⁾	6.3	9.8	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	25.2	7.0	10.1
	16	3.00	1.67	2	---	---	---	18.8 ⁽²⁾	9.4	14.1	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	25.9	10.1	14.3
				Zona = Z3-A (Q=1.5)							Zona = Z4-A (Q=2.5)						
y (longitudinal)	1	5.00	1.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	19.0	5.5	12.5	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	23.5	6.2	18.8
	2	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	3.9	4.6	10.4	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	4.2	5.8	15.6
	3	3.50	1.43	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	14.8	4.3	9.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	17.6	4.8	14.3
	4	0.50	10.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	5.2	4.3	9.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	6.1	4.8	14.3
	5	0.50	10.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	4.3	4.3	9.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	4.6	4.8	14.3
	6	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	3.6	4.3	9.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	4.3	4.8	14.3
	7	2.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	17.9	4.3	9.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	20.6	4.8	14.3
	8	12.00	0.42	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	14.6 ⁽²⁾	3.8	8.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	17.5 ⁽²⁾	4.1	11.9
x (transversal)	9	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	25.3	19.0	36.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	27.5	20.2	48.9
	10	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	24.5	19.0	36.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	26.9	20.2	48.9
	11	2.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	30.3	17.6	34.2	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	32.4	18.8	45.6
	12	2.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	24.8	15.5	30.6	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	26.6	16.7	40.7
	13	2.00	2.50	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	30.1	15.1	30.1	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	32.3	16.3	40.1
	14	1.00	5.00	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	12.0	14.9	30.0	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	12.0	16.2	39.9
	15	3.00	1.67	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	34.3	10.0	20.8	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	37.4	11.0	27.9
	16	3.00	1.67	1	⁽¹⁾	Malla	0.12	35.8	14.4	29.5	1	⁽¹⁾	Barras	0.25	39.9	15.7	39.5

Nota: ⁽¹⁾ La cuantía de refuerzo por cambios volumétricos se satisface con la cuantía de refuerzo a cortante en el alma, ⁽²⁾ La resistencia mínima a cortante está asociada al deslizamiento.

Tabla G-18. Resumen del diseño estructural del prototipo No. 4 de dos niveles

Direc.	Muro	l_w m	H/l_w	Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento		Camb. volum.		Fuerza cortante			Desplazamiento	
				Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)		Tipo junta	ρ_l %	Tipo ref.	$\rho_h = \rho_v$ %	V_u / V_R %	R_u / R_P (%)	
									OI	SC						OI	SC
				Zona = Z1-A (Q=1.0)							Zona = Z2-A (Q=1.0)						
y (longitudinal)	1	9.50	0.53	2	---	---	---	14.3 ⁽²⁾	5.7	5.1	2	---	---	---	23.2 ⁽²⁾	8.8	11.6
	2	0.75	6.67	2	---	---	---	7.1	4.7	4.8	2	---	---	---	15.1	7.5	11.2
	3	0.75	6.67	2	---	---	---	7.9	4.7	4.8	2	---	---	---	14.7	7.5	11.2
	4	1.25	4.00	2	---	---	---	3.0	4.2	4.7	2	---	---	---	5.5	7.0	11.1
	5	2.75	1.82	2	---	---	---	4.6	4.2	4.7	2	---	---	---	9.8	7.0	11.1
	6	2.50	2.00	2	---	---	---	8.9	3.8	5.1	2	---	---	---	17.4	7.3	12.0
	7	10.50	0.48	2	---	---	---	17.6 ⁽²⁾	4.7	5.3	2	---	---	---	36.5 ⁽²⁾	8.4	12.2
x (transversal)	8	1.00	5.00	2	---	---	---	8.4	17.5	20.8	2	---	---	---	19.9	32.2	47.5
	9	1.00	5.00	2	---	---	---	13.5	17.5	20.8	1	(1)	Malla	0.12	19.2	16.1	20.4
	10	1.00	5.00	2	---	---	---	13.7	16.7	20.0	1	(1)	Malla	0.12	18.7	15.4	19.5
	11	1.00	5.00	2	---	---	---	8.6	16.7	20.0	2	---	---	---	19.7	30.8	45.6
	12	2.00	2.50	2	---	---	---	18.6	13.7	16.9	1	(1)	Malla	0.12	26.8	12.9	16.6
	13	2.00	2.50	2	---	---	---	17.9	12.1	15.1	1	(1)	Malla	0.12	24.8	11.5	14.9
	14	1.50	3.33	2	---	---	---	11.0	12.9	16.0	2	---	---	---	25.0	24.3	36.7
	15	0.75	6.67	2	---	---	---	8.8	10.8	13.8	2	---	---	---	20.8	20.8	31.9
	16	6.00	0.83	2	---	---	---	34.4 ⁽²⁾	8.8	11.6	1	(1)	Malla	0.12	34.2 ⁽²⁾	8.6	11.7
				Zona = Z3-A (Q=1.5)							Zona = Z4-A (Q=2.5)						
y (longitudinal)	1	9.50	0.53	1	(1)	Malla	0.12	17.0	5.6	10.2	1	(1)	Barras	0.25	19.3	5.6	13.9
	2	0.75	6.67	1	(1)	Malla	0.12	11.0	5.0	9.9	1	(1)	Barras	0.25	12.0	5.4	13.6
	3	0.75	6.67	1	(1)	Malla	0.12	10.4	5.0	9.9	1	(1)	Barras	0.25	11.0	5.4	13.6
	4	1.25	4.00	1	(1)	Malla	0.12	4.1	4.9	9.9	1	(1)	Barras	0.25	4.5	5.3	13.6
	5	2.75	1.82	1	(1)	Malla	0.12	8.1	4.9	9.9	1	(1)	Barras	0.25	9.2	5.3	13.6
	6	2.50	2.00	1	(1)	Malla	0.12	14.0	5.2	10.7	1	(1)	Barras	0.25	15.5	5.6	14.8
	7	10.50	0.48	1	(1)	Malla	0.12	23.6 ⁽²⁾	5.7	10.9	1	(1)	Barras	0.25	26.2 ⁽²⁾	5.9	15.0
x (transversal)	8	1.00	5.00	1	(1)	Malla	0.12	15.4	22.0	40.9	1	(1)	Barras	0.25	17.1	23.1	53.7
	9	1.00	5.00	1	(1)	Malla	0.12	23.3	22.0	40.9	1	(1)	Barras	0.25	25.7	23.1	53.7
	10	1.00	5.00	1	(1)	Malla	0.12	22.4	21.1	39.2	1	(1)	Barras	0.25	24.5	22.1	51.5
	11	1.00	5.00	1	(1)	Malla	0.12	15.1	21.1	39.2	1	(1)	Barras	0.25	16.6	22.1	51.5
	12	2.00	2.50	1	(1)	Malla	0.12	33.5	17.7	33.4	1	(1)	Barras	0.25	36.9	18.7	43.9
	13	2.00	2.50	1	(1)	Malla	0.12	30.9	15.8	30.1	1	(1)	Barras	0.25	33.7	16.7	39.6
	14	1.50	3.33	1	(1)	Malla	0.12	19.8	16.8	31.7	1	(1)	Barras	0.25	21.8	17.7	41.7
	15	0.75	6.67	1	(1)	Malla	0.12	15.6	14.4	27.6	1	(1)	Barras	0.25	17.3	15.3	36.4
	16	6.00	0.83	1	(1)	Malla	0.12	44.6 ⁽²⁾	12.1	24.1	1	(1)	Barras	0.25	45.6 ⁽²⁾	12.9	32.1

Nota: ⁽¹⁾ La cuantía de refuerzo por cambios volumétricos se satisface con la cuantía de refuerzo a cortante en el alma, ⁽²⁾ La resistencia mínima a cortante está asociada al deslizamiento.

REFERENCIAS

- ACI – Comité 224** (2008). “*Joints in concrete construction (ACI 224.3R-95)*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- ACI – Comité 305** (1999). “*Hot weather concreting (ACI 305R-99)*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- ACI – Comité 306** (2002). “*Cold weather concreting (ACI 306R-02)*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- ACI – Comité 308** (2001). “*Guide for curing concrete (ACI 308R-01)*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- ACI – Comité 308** (1998). “*Standard specification for curing concrete (ACI 308.1-98)*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- ACI – Comité 318** (2008). “*Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary (ACI 318R-08)*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- ACI – Comité 349** (2006). “*Code requirements for nuclear safety related concrete structures (ACI 349-06) and commentary (ACI 349R-06)*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- ACI – Comité 349** (2001). “*Code requirements for nuclear safety related concrete structures (ACI 349-01) and commentary (ACI 349R-01)*”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- ACI – Comité 374** (2010). “*Methodology for analysis, design and assessment of RC structures*”. Documento en preparación. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.
- Aguilar G y Alcocer S** (2001). “*Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales*”. Informe Técnico – CENAPRED, México.
- AIJ** (1999). “*Structural design guidelines for reinforced concrete buildings*”. Japón.
- Alcocer S** (2003). “*Marcos y muros de concreto diseñados por desempeño*”. II Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Medellín, Colombia.
- Alcocer S, Muriá D y Peña J** (1997a). “*Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada*”. Reporte Técnico No. 616, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
- Alcocer S, Flores L, López-Bátiz O, Aguilar G y Elías J** (1997b). “*Taller sobre investigación experimental en estructuras*”. Informe Técnico IEG/02/97. Coordinación de Investigación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED. México.
- Arias J** (2005). “*Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles*”. Tesis de Maestría. Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México
- Arias A** (1970). “*A measure of earthquake intensity*”. En: Seismic design for nuclear power plants. Editor: R. J. Hansen, MIT Pres, pp. 438–483.
- Aristizabal–Ochoa J** (1983). “*Cracking and shear effects on structural walls*”. Journal of Structural Engineering – ASCE, Vol. 109, No. 5, pp. 1267–1277.

- ASCE-41** (2007). “*Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-06)*”. Reston, VA, Canadá.
- ASCE-43** (2005). “*Seismic design criteria for structures, systems and components in nuclear facilities (ASCE/SEI 43-05)*”. Reston, VA, Canadá.
- ATC-6** (1981). “*Seismic design guidelines for highway bridges*”. Applied Technology Council, Berkeley, CA, EUA.
- ATC-40** (1996). “*Seismic design evaluation and retrofit of concrete buildings*”. Applied Technology Council, Redwood City, CA, EUA.
- Bachmann H, Dazio A y Pierino L** (1998). “*Developments in the seismic design of buildings with RC walls*”. 11th European Conference on Earthquake Engineering, París, Francia.
- Bairrao R y Vaz C** (2000). “*Shaking table testing of civil engineering structures – The LNEC 3D simulator experience*”. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda. Paper 2129.
- Barda F, Hanson J y Corley W** (1977). “*Shear strength of low-rise walls with boundary elements*”. Reinforced concrete structures in seismic zones, Publicación SP 53–8, American Concrete Institute. Detroit, pp. 149–202.
- Bazán E y Meli R** (2004). “*Diseño sísmico de edificios*”. Editorial Limusa S. A., México.
- Bazán E y Meli R** (1992). “*Manual de diseño sísmico de edificios*”. Editorial Limusa S. A., México.
- Benjamín J y Cornell C** (1970). “*Probability, statistics and decision for civil engineers*”. Editorial McGraw–Hill, New York.
- Benjamín J y Williams H** (1957). “*The behavior of one-story reinforced concrete shear walls*”. Journal of the Structural Division – ASCE, Vol. 83, No. ST3, pp. 1–49.
- Bertero V, Popov E, Wang T y Vallenás J** (1977). “*Seismic design implications of hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls*”. 6th World Conference on Earthquake Engineering, India, pp. 1898-1904.
- Bohl A** (2009). “*Comparison of performance-based engineering approaches*”. Tesis de Maestría. Universidad de British Columbia. Canadá.
- Braverman J, Xu J, Ellingwood B, Costantino C, Morante R y Hofmayer C** (2007). “*Evaluation of the seismic design criteria in ASCE/SEI Standard 43-05 for application to nuclear power plants*”. Reporte Técnico BNL, No. L–NUREG–77569. Atlanta, Estados Unidos.
- Breen J** (1980). “*Developing structural integrity in bearing wall buildings*”. PCI Journal, Vol. 25, No. 1, pp. 42–73.
- Caccese V y Harris H** (1990). “*Earthquake simulation testing of small-scale reinforced concrete structures*”. ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 1, pp. 72–79.
- Calavera J** (1991). “*Calculo de estructuras de cimentación*”. Editorial INTEMAC, 3ra Edición, España.
- Calvi G, Kingsley G y Magenes G** (1996). “*Testing of masonry structures for seismic assessment*”. Journal of Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 1, pp. 145–163.
- Cárdenas A, Russell H y Corley W** (1980). “*Strength of low-rise structural walls*”. Reinforced concrete structures subjected to wind and earthquake forces, Publicación SP 63–10, American Concrete Institute. Detroit, pp. 221–241.
- Cárdenas A, Hanson J, Corley W y Hognestad E** (1973). “*Design provisions for shear walls*”. ACI Structural Journal, Vol. 70, No. 3, pp. 221–230.
- CEMEX** (2009). “*Sobrecargas utilizadas en el diseño de viviendas de concreto en México*”. Reporte Técnico, Centro de Tecnología Cemento y Concreto, CTCC-CEMEX. México.

- CFE** (2008). “*Manual de diseño de obras civiles. - Diseño por sismo*”. Comisión Federal de Electricidad, MDOC-CFE, México.
- CFE** (1993). “*Manual de diseño de obras civiles - Diseño por sismo*”. Comisión Federal de Electricidad, MDOC-CFE, México.
- Chopra A** (2001). “*Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering*”. Segunda Edición. Editorial Prentice–Hall. New Jersey, EUA.
- Chopra A y Goel R** (2000). “*Building period formulas for estimating seismic displacements*”. Journal of Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, pp. 533–536.
- Chuang T, Chan A y Clark L** (2005). “*A modified cyclic cracking model for RC structural walls behavior under dynamic excitation*”. Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 3, pp. 299–331.
- Chun Y, Yang J, Chang K y Lee L** (2000). “*Approximate estimations of natural periods for apartment buildings with shear–wall dominant system*”. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda. Paper 18.
- Clough P** (1966). “*Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements*”. Reporte No. 66–16. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de California. Berkeley, CA, EUA.
- Computers and Structures** (2005). “*Static and dynamic finite element analysis of structures - SAP2000 V10.01*”. Berkeley, California, EUA.
- Crowley H y Pinho R** (2006). “*Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings*”. 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Ginebra, Suiza. Paper 1122.
- Delgado M** (1998). “*Interacción suelo-estructura*”. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá D.C., Colombia.
- Diming J, Shield C, French C, Bailey F y Clarck A** (1999). “*Effective force testing: A method of seismic simulation for structural testing*”. Journal of Structural Engineering – ASCE, Vol. 125, No. 9, pp. 1028–1037.
- Dowling D** (2006). “*Seismic strengthening of adobe–mudbrick houses*”. Tesis de Doctorado. Universidad de Tecnología. Sydney, Australia.
- Duffey T, Farrar C y Goldman A** (1994a). “*Low–rise shear wall ultimate drift limits*”. Journal of Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 4, pp. 655–674.
- Duffey T, Goldman A y Farrar C** (1994b). “*Shear wall ultimate drift limits*”. Informe No. NUREG/CR-6104. Los Alamos National Laboratory. Preparado para: U.S. Nuclear Regulatory Commission. Washington, DC, EUA.
- EC2** (2004). “*Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1)*”. Eurocódigo 2, Comité Europeo de Normalización, CEN.
- EC8** (2004). “*Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1)*”. Eurocódigo 8, Comité Europeo de Normalización, CEN.
- Elnashai A, Pinho R y Vaz C** (2000). “*Experimental observations from shaking–table test on selective techniques for repair and strengthening of RC walls*”. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda. Paper 2245.
- Elnashai A, Pilakoutas K y Ambraseys N** (1990). “*Experimental behavior of reinforced concrete walls under earthquake loading*”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, No. 3, pp. 389–407.
- Elwood K, Matamoros A, Wallace J, Lehman D, Heintz J Mitchell A, Moore M, Valley M, Lowes L, Comartin C y Moehle** (2007). “*Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions*”. Journal of Earthquake Spectra, Vol. 23, No. 3, pp. 493–523.

- FEMA-273** (1997). “*NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*”. Federal Emergency Management Agency, Washington, EUA.
- FEMA-349** (2000). “*Action plan for performance-based seismic design*”. Federal Emergency Management Agency, Washington, EUA.
- FEMA-356** (2000). “*Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*”. Federal Emergency Management Agency, Washington, EUA.
- FEMA-445** (2006). “*next-generation performance-based seismic design guidelines*”. Federal Emergency Management Agency, Washington, EUA.
- FEMA-P440A** (2009). “*Effects of strength and stiffness degradation on seismic response*”. Federal Emergency Management Agency, Washington, EUA.
- Fester** (2007). “*Fester-Grout NM*”. <http://www.fester.com.mx>
- Flores L y Alcocer S** (2001). “*Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada*”. Informe Técnico – CENAPRED. México.
- Flores L y Carrillo J** (2009). “*Programa para computadora AD, v3.5*”. Análisis de datos en ensayos cuasi-estáticos y dinámicos. Centro Nacional de Prevención de Desastres – CENAPRED e Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
- Flores L, Alcocer S, Carrillo J, Sánchez A, Uribe R y Ponce A** (2007). “*Ensayo de muros de concreto con diferente relación de aspecto y bajas cuantías de refuerzo, para uso en vivienda*”. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, México. Tema XI, Artículo 2.
- García L** (1998). “*Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*”. Ediciones Universidad de Los Andes, UNIANDES, Bogotá D.C., Colombia.
- Gérin M y Adebear P** (2004). “*Accounting for shear in seismic analysis of concrete structures*”. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper 1747.
- Ghobarah A** (2004). “*On drift limits associated with different damage levels*”. International Workshop on Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation, Bled, Slovenia.
- Ghorbani-Renani I, Velev N, Tremblay R, Palermo D, Massicotte B y Leger P** (2009). “*Modeling and testing influence of scaling effects on inelastic response of shear walls*”. ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 3, pp. 358–367.
- Goel R y Chopra A** (1998). “*Period formulas for concrete shear wall buildings*”. Journal of Structural Engineering – ASCE, Vol. 124, No. 4, pp. 426–433.
- Gulec C y Whittaker A** (2011). “*Empirical equations for peak shear strength of low aspect ratio reinforced concrete walls*”. ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 1, pp. 80–89.
- Gulec C y Whittaker A** (2009). “*Performance-based assessment and design of squat reinforced concrete shear walls*”. Reporte Técnico – MCEER, No. 09–0010. Septiembre, Estados Unidos.
- Gulec C, Whittaker A y Stojadinovic B** (2008). “*Shear strength of squat rectangular reinforced concrete walls*”. ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 4, pp. 488–497.
- Guljas I y Sigmund V** (2006). “*Performance domain design procedure of wall buildings*”. 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Ginebra, Suiza. Paper 822.
- Habasaka A, Kitada Y, Nishikawa T, Takiguchi K y Torita H** (2000). “*Multi-directional loading test for RC seismic shear walls*”. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda. Paper 454.

- Hachem M** (2009). “*BISPEC v2.02 – Software libre*”. <http://www.eqsls.com>
- Hadjian A** (2001). “*A general framework for risk-consistent seismic design*”. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, pp. 601–626.
- Harris H y Sabnis G** (1999). “*Structural modeling and experimental techniques*”. Segunda Edición. CRC, Press, Florida, 789 pp.
- Hernández O** (1980). “*Diseño sísmico de muros de concreto con falla por cortante*”. Reporte Técnico No. 433, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
- Hernández O y Zermeño M** (1980). “*Strength and behavior of structural walls with shear failure*”. 7th World Conference on Earthquake Engineering, Estambul, Turquía. Vol. 4, pp. 121–124.
- Hidalgo P y Jordán R** (1996). “*Strength and energy dissipation characteristics of reinforced concrete walls under shear failure*”. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México. Paper 816.
- Hidalgo P, Ledezma C y Jordán R** (2002). “*Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls*”. *Journal of Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 2, pp. 287–308.
- Housner G** (1959). “*Behavior of structures during earthquakes*”. *Journal of the Engineering Mechanics Division – ASCE*, Vol. 85, No. EM4, pp. 109–129.
- Hsu T** (1981). “*Fatigue of plain concrete*”. *ACI Journal*, Vol. 78, No. 4, pp. 292–304.
- Hsu T y Mansour M** (2005). “*Stiffness, ductility and energy dissipation of RC elements under cyclic shear*”. *Journal of Earthquake Spectra*, Vol. 21, No. 4, pp. 1093–1112.
- Hsu T y Mo Y** (1985). “*Softening of concrete in low-rise shear walls*”. *ACI Structural Journal*, Vol. 82, No. 6, pp. 883–889.
- Hwang S y Lee H** (2002). “*Strength prediction for discontinuity regions by softened strut-and-tie model*”. *Journal of Structural Engineering – ASCE*, Vol. 128, No. 12, pp. 1519–1526.
- Hwang S, Fang W, Lee H y Yu H** (2001). “*Analytical model for predicting shear strength of squat walls*”. *Journal of Structural Engineering – ASCE*, Vol. 127, No. 1, pp. 43–50.
- IMCYC** (2007). “*Ensayo de núcleos de concreto*”. Informe Técnico No. 266 realizado para CEMEX Concretos. México, pp. 2–5.
- Kanamori I** (1977). “*The energy release in Great Earthquakes*”. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 82, No. 20, pp. 2981–2988.
- Krawinkler H** (2000). “*A perspective on experimental research in earthquake engineering*”. *Journal of Earthquake Technology*, Vol. 37, Nota del Editor, pp. iii–iv.
- Krawinkler H** (1996). “*Cyclic loading histories for seismic experimentation on structural components*”. *Journal of Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 1, pp. 1–12.
- Krawinkler H y Moncarz P** (1982). “*Similitude requirements for dynamic models*”. Earthquake simulator research on arch dam models, Publicación SP 73–1, American Concrete Institute. Detroit, pp. 1–22.
- Laplace P, Sanders D y Saïid M** (1999). “*Shake table testing of flexure dominated reinforced concrete bridge columns*”. Reporte No. CCEER 99–13. Centro para la Investigación de la Ingeniería Sísmica. Universidad de Nevada. Reno, Nevada, EUA.

- Lefas L y Kotsovos M** (1990a). “*NLFE Analysis of RC structural walls and design implications*”. Journal of Structural Engineering – ASCE, Vol. 116, No. 1, pp. 146–164.
- Lefas L y Kotsovos M** (1990b). “*Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals*”. ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 6, pp. 716–726.
- Lefas L, Kotsovos M y Ambraseys N** (1990). “*Behavior of reinforced concrete structural walls: Strength, deformation characteristics, and failure mechanism*”. ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 1, pp. 23–31.
- Leiva G** (2004). “*Experimental evaluation of damage of reinforced concrete structural walls subjected to high levels of cyclic actions*”. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper 2159.
- Leiva G y Montañó E** (2001). “*Resistencia al corte de muros de hormigón armado*”. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 64, pp. 1–18. México.
- León R y Deierlein G** (1996). “*Considerations for the use of quasi-static testing*”. Journal of Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 1, pp. 87–109.
- Lestuzzi P y Bachmann H** (2007). “*Displacement ductility and energy assessment from shaking table test of RC structural walls*”. Journal of Engineering Structures, Vol. 29, No. 8, pp. 1708–1721.
- Liao W, Zhong J, Mo Y y Loh C** (2006). “*Shake table test of low rise shear walls*”. 8th U.S. National Conference of Earthquake Engineering, San Francisco, California. Paper 166.
- Lin C y Kuo C** (1988). “*Behavior of shear wall with opening*”. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokio–Kyoto, Japón, Vol. IV, pp. 535–540.
- Maekawa K y El-Kashif K** (2004). “*Cyclic cumulative damage of reinforced concrete in post-peak regions*”. Journal of Advance Concrete Technology, Vol. 2, No. 2, pp. 257–271.
- Martín-Pérez B y Pantazopoulou S** (1998). “*Mechanics of concrete participation in cyclic shear resistance of RC*”. Journal of Structural Engineering – ASCE, Vol. 124, No. 6, pp. 633–641.
- Martín-Pérez B y Pantazopoulou S** (1996). “*A study of the mechanical response of reinforced concrete to cyclic shear reversals*”. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México. Paper 185.
- Masayuki O y Esaki F** (2000). “*The effects of loading rate velocity on elasto-plastic behavior of reinforced concrete framed shear walls with an opening*”. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda. Paper 822.
- Matsuoka Y, Esaki F y Masayuki O** (2006). “*Lateral load carrying capacity of framed shear wall subjected to monotonic increased load at high rate*”. 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Ginebra, Suiza. Paper 358.
- Mau S y Hsu T** (1987). “*Shear behavior of reinforced concrete framed wall panels with vertical loads*”. ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 3, pp. 228–234.
- Mau S y Hsu T** (1986). “*Shear design and analysis of low-rise structural walls*”. ACI Structural Journal, Vol. 83, No. 2, pp. 306–315.
- NF-P18-504** (1990). “*Norma francesa: Concreto - Puesta en obra de concreto estructural*”. Junio, Francia.
- Miranda E** (1991). “*Seismic evaluation and upgrading of existing buildings*”. Tesis de Doctorado. Universidad de California en Berkeley.
- Mo Y y Kuo J** (1998). “*Experimental studies on low rise structural walls*”. Journal of Materials and Structures, Vol. 31, No. 211, pp. 465–472.

- Mosalam K, Hagerman J y Kelly H** (2008). “*Seismic evaluation of structural insulated panels*”. 5th International Engineering and Construction Conference, ASCE (IECC’5), Los Angeles, California.
- Muriá D y González R** (1995). “*Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México*”. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 51, pp. 25–45. México.
- Newmark N y Hall W** (1982). “*Earthquake spectra and design*”. Earthquake Engineering Research Institute - EERI, Berkeley, CA, EUA.
- Nie J, Braverman J, Hofmayer C y All S** (2008). “*Evaluation of simplified methods for estimating shear capacity using JNES/NUPEC low-rise concrete shear wall cyclic test data*”. Pressure Vessels and Piping Division Conference, Chicago, Illinois. Paper 61841.
- Nielsen M, Braestrup M y Bach F** (1978). “*Rational analysis of shear in reinforced concrete beams*”. IABSE Conference, Zúrich, Suiza. Paper P15/78.
- NMX-B-253** (2006). “*Norma Mexicana: Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto*”, ONNCCE-CANACERO, México, 8 pp.
- NMX-B-290** (2006). “*Norma Mexicana: Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto*”, ONNCCE-CANACERO, México, 10 pp.
- NMX-C-083** (2002). “*Norma Mexicana: Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto*”, ONNCCE, México, 8 pp.
- NMX-C-128** (1997). “*Norma Mexicana: Concreto sometido a compresión – Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson*”, ONNCCE, México, 11 pp.
- NMX-C-155** (2004). “*Norma Mexicana: Especificaciones para concreto hidráulico industrializado*”, ONNCCE, México, 24 pp.
- NMX-C-163** (1997). “*Norma Mexicana: Determinación la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto*”, ONNCCE, México, 5 pp.
- NMX-C-191** (2004). “*Norma Mexicana: Determinación de la resistencia a la flexión del concreto usando una viga simple con carga en los tercios del claro*”, ONNCCE, México, 6 pp.
- NMX-C-403** (1999). “*Norma Mexicana: Concreto hidráulico para uso estructural*”, ONNCCE, México, 32 pp.
- NMX-C-407** (2001). “*Norma Mexicana: Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto – Especificaciones y métodos de prueba*”, ONNCCE, México, 14 pp.
- NTC-C** (2004). “*Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto*”. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México.
- NTC-Cr** (2004). “*Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones*”. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México.
- NTC-M** (2004). “*Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*”. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México.
- NTC-S** (2004). “*Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*”. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México.
- Oesterle R., Aristizabal-Ochoa J., Shiu K. y Corley W.** (1984). “*Web crushing of reinforced concrete structural walls*”. ACI Structural Journal, Vol. 81, No. 3, pp. 231–241.

- Ordaz M** (2006). “Programa para computadora SINFI.NET, v1.0”. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
- Ordaz M y Montoya C** (2006). “Programa para computadora DEGTRA.NET, v1.0”. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
- Ordaz M, Arboleda J y Singh S** (1995). “A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes”. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 85, No. 6, pp. 1635–1647.
- Ordaz M y Reinoso E** (1987). “Uso de la teoría de vibraciones aleatorias en la determinación de los espectros de diseño del reglamento para construcciones del DF”. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México. A155-A167.
- Park R** (1988). “Ductility evaluation from laboratory and analytical testing”. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokio–Kyoto, Japón, Vol. VIII, pp. 605–616
- Park Y y Ang A** (1985). “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”. Journal of Structural Engineering – ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 722–739.
- Paulson T y Abrams D** (1990). “Correlation between static and dynamic of model masonry structures”. Journal of Earthquake Spectra, Vol. 6, No. 3, pp. 573–591.
- Petryna Y, Dfanner F, Stangenberg F y Kratzig T** (2002). “Reliability of reinforced concrete structures under fatigue”. Journal of Reliability Engineering and System Safety, Vol. 77, pp. 253–261.
- Pinho R** (2000). “Shaking table testing of RC walls”. Journal of Earthquake Technology, Vol. 37, No. 4, pp. 119–142.
- Priestley M** (2000). “Performance based seismic design”. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda. Paper 2831.
- Rai D** (2001). “Slow cyclic testing for evaluation of seismic performance of structural components”. Journal of Earthquake Technology, Vol. 38, No. 1, pp. 31–55.
- Rai D** (2000). “Future trends in earthquake-resistant design of structures”. Journal of Current Science, Vol. 79, No. 9, pp. 1291–1300.
- Rico A, Carrillo J y Alcocer S** (2010a). “Estudio experimental de las propiedades a tensión de la malla de alambre soldado disponible en la zona metropolitana de la ciudad de México”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Guanajuato, México. 4 al 5 de Noviembre. Tema VI, Art. 3.
- Rico A, Carrillo J y Alcocer S** (2010b). “Caracterización de las propiedades mecánicas de la malla de alambre soldado comercializada en la zona metropolitana de la ciudad de México”. Serie Investigación y Desarrollo (en proceso de publicación) Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
- Rinawi A y Clough R** (1992). “Improved amplitude fitting for frequency and damping estimation”. 10th International Modal Analysis Conference - Society for Experimental Mechanics, Bethel, CT, pp. 893–898.
- Rodríguez M** (2004). “Un enfoque alternativo para la evaluación y diseño de edificaciones de mampostería en zonas sísmicas”. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 70, pp. 27–58. México.
- Rosenblueth E, Gómez R y Ávila J** (1991). “Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, DF”. Reporte Técnico No. ES7, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
- Rothe D y König G** (1996). “Behavior and modeling of reinforced concrete structural walls elements”. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokio–Kyoto, Japón, Vol. IV, pp. 535–540

- Salonikios T, Kappos A, Tegos L y Penelis 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.
- Salonikios T, Kappos A, Tegos L y Penelis 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.
- Sánchez A** (2010). “*Comportamiento sísmico de viviendas construidas con muros de concreto*”. Tesis de Doctorado (en proceso). Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.
- Santoyo M** (2007). Comunicación personal, 2 de marzo.
- Santoyo M, Singh S y Mikumo T** (2005). “*Source process and stress change associated with the 11 January, 1997 (Mw = 7.1) Michoacán, Mexico, inslab earthquake*”. Revista Geofísica Internacional, Vol. 44, No. 4, pp. 317–330.
- Scott B, Park R y Priestley J** (1982). “*Stress–strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates*”. ACI Structural Journal, Enero–Febrero, pp. 13–27.
- SEAOC** (1995). “*Vision 2000: Performance-based seismic engineering of buildings*”. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, EUA.
- Shah S, Wang M y Chung L** (1987). “*Model concrete beam-column joints subjected to cyclic loading at two rates*”. Journal of Materials and Structures, Vol. 20, No. 116, pp. 85–95.
- Shiga T, Shibata A y Takahashi J** (1973). “*Experimental study on dynamic properties of reinforced concrete shear walls*”. 5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma. Paper 142, Vol. 1, pp. 1157–1168. 8, No. 4, pp. 443–450.
- Shkolnik I** (1996). “*Evaluation of dynamic strength of concrete from results of static tests*”. Journal of Engineering Mechanics – ASCE, Vol. 122, No. 12, pp. 1133–1138.
- Siao W** (1994). “*Shear strength of short reinforced concrete walls, corbels and deep beams*”. ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 2, pp. 123–132.
- Sittipunt C y Wood S** (1995). “*Influence of web reinforcement on the cyclic response of structural walls*”. ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 6, pp. 745–756.
- Sittipunt C, Wood S, 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.
- SMIS** (2000). “*Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes*”. Vol. 2 (1960–1999). México
- Tena A** (2007). “*Análisis de estructuras con métodos matriciales*”. Editorial Limusa S. A., México.
- Teramoto N, Cuadra C, Ogawa J y Inoue N** (2000). “*Pseudo–dynamic test and FEM analysis of RC shear walls*”. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda. Paper 1226.
- THK** (2007). “*Guías de movimiento lineal*”. <http://www.thk.com>
- Tomazevic M** (2000). “*Some aspects of experimental testing of seismic behavior of masonry walls and models of masonry buildings*”. Journal of Earthquake Technology, Vol. 37, No. 4, pp. 101–117.
- Tomazevic M y Velechovsky T** (1992). “*Some aspects of testing small–scale masonry building model on simple earthquake simulator*”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, No. 11, pp. 945–963.
- Trifunac M** (1972). “*Comparisons between ambient and forced vibration experiments*”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 1, pp. 133–150.

- Tsuno K y Park R** (2004). “*Prediction method for seismic damage of reinforced concrete bridge columns*”. Journal of Structural and Earthquake Engineering, Vol. 21, No. 2, pp. 97–111.
- Tu Y, Hwang S y Yu H** (2006). “*Prediction of load deflection responses of low rise shear walls*”. 8th U.S. National Conference of Earthquake Engineering, San Francisco, California. Paper 472.
- Uribe C y Alcocer S** (2001). “*Comportamiento de vigas peraltadas diseñadas con el modelo de puntales y tensores*”. Informe Técnico – CENAPRED, México, pp. 247.
- Wallace J.** (2007). “*Modeling issues for tall reinforced concrete core wall buildings*”. Journal of Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 16, No. 5, pp. 615–632.
- Wang M y Shah S** (1987). “*Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept*”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, No. 8, pp. 993–1003.
- Whittaker A, Hamburger R y Mahoney M** (2003). “*Performance-based engineering of buildings for extreme events*”. AISC-SINY Symposium on Resisting Blast and Progressive Collapse, Nueva York. Paper 1770.
- Wood S** (1990). “*Shear strength of low-rise reinforced concrete walls*”. ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 1, pp. 99–107.
- Wood S** (1989). “*Minimum tensile reinforcement requirements in walls*”. ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 4, pp. 582–591.
- Wu C, Su R, Hwang S y Yang Y** (2008). “*Shake table test o reinforced concrete short columns failing in shear*”. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper 05–03–0041.
- Yamada S, Yamaguchi M y Wada A** (2002). “*A new experimental method of full scale shaking table test of structural element using a medium-size shaking table*”. 12th European Conference on Earthquake Engineering, Londres, Reino Unido.