

REHABILITACIÓN DE MUROS DE CONCRETO USANDO CRFA: ENSAYOS EN MESA VIBRADORA

Omar Ávila¹; Julián Carrillo²; Sergio M. Alcocer³

RESUMEN

Con el propósito de estudiar nuevas técnicas de rehabilitación de muros de concreto de baja altura, se llevó a cabo un estudio experimental para evaluar el desempeño sísmico del encamisado por medio de concreto reforzado con fibras de acero (CRFA). Para ello, se estudió la respuesta dinámica de dos muros de concreto de peso normal y peso ligero reforzados inicialmente con malla de alambre soldado y luego rehabilitados mediante una capa adicional de CRFA. Antes de llevar a cabo la rehabilitación, los especímenes habían sido ensayados bajo excitaciones de mesa vibradora hasta condiciones de daño severas. Los muros rehabilitados fueron nuevamente ensayados en mesa vibradora hasta la falla utilizando los mismos registros sísmicos usados en los muros originales. La efectividad de la técnica de rehabilitación se evaluó a partir del estudio de los parámetros más relevantes de la respuesta sísmica, tales como resistencia a cortante, distorsión lateral, modo de falla, disipación de energía e índice de agrietamiento residual. En términos generales, el desempeño observado y medido de los muros rehabilitados fue satisfactorio, pues se lograron restablecer las capacidades de resistencia y de desplazamiento medidas en los muros originales.

Palabras clave: Muros de concreto, concreto ligero, rehabilitación sísmica, concreto reforzado con fibras de acero, ensayos en mesa vibradora, tenacidad del concreto.

ABSTRACT

Aimed at studying new rehabilitation techniques for low-rise concrete walls, an experimental study for evaluating the seismic performance of jacketing using steel fiber reinforced concrete (SFRC) was carried out. Thus, the dynamic response of two normalweight and lightweight concrete walls firstly reinforced with welded wire mesh and then rehabilitated using an additional layer of SFRC was studied. Before carrying out the rehabilitation, specimens had been tested under shaking-table excitations to major damage conditions. The walls were re-tested to failure applying the same earthquake records used for the original models. Efficiency of the rehabilitation technique was evaluated by studying the most relevant parameters of the seismic response, such as shear strength, story drift, failure mode, energy dissipation and residual cracking index. In general terms, the observed and measured performance of rehabilitated walls was satisfactory because strength and displacement capacities measured from the original walls were adequately restored.

Keywords: concrete walls, lightweight concrete, seismic rehabilitation, steel fiber reinforced concrete, shaking-table tests, concrete toughness.

RESUMO

Com o propósito de estudar novas técnicas de reabilitação de muros de concreto de baixa altura, foi levado a cabo um estudo experimental para avaliar o desempenho sísmico do encamisado por meio de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA). Para isso, foi feito um estudo da resposta dinâmica de dois muros de concreto de importância normal e pesos leve, reforçados inicialmente com malha de arame soldado e depois reabilitados mediante uma capa adicional de CRFA. Antes de levar a cabo a reabilitação, os espécimes tinham sido experimentados sob excitações de mesa vibratória até as condições de danos severos. Os muros reabilitados foram novamente experimentados em mesa vibratória até a falha, utilizando os mesmos registros sísmicos usados nos muros originais. A efetividade da técnica de reabilitação foi avaliada a partir do estudo dos parâmetros mais relevantes da resposta sísmica, tais como resistência a cortante, distorção lateral, modo de falha, dissipação de energia e índice de fenda residual. Em termos gerais, o desempenho

¹ Becario de Maestría, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. Correo electrónico: oavilas@ii.unam.mx.

² Asistente de Investigación, Instituto de Ingeniería, UNAM, & Profesor Asistente, Universidad Militar Nueva Granada, UMNG, Bogotá, Colombia. Correo electrónico: wcarrillo@umng.edu.co.

³ Profesor Investigador, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. Correo electrónico: salcocerm@ii.unam.mx.

observado e medido dos muros rehabilitados foi satisfatório, pois conseguiram restabelecer as capacidades de resistência e de deslocamento medidas nos muros originais.

Palavras chave: Muros de concreto, concreto leve, rehabilitação sísmica, concreto reforçado com fibras de aço, experimentos em mesa vibratória, tenacidade do concreto.

INTRODUCCIÓN

La rehabilitación sísmica de una estructura es necesaria cuando ésta ha sido dañada por un terremoto, cambia de uso, o bien no satisface los requisitos de los reglamentos de construcción vigentes. Existen diversas técnicas para la rehabilitación sísmica de estructuras. En la mayoría de los casos, el objetivo principal para determinar un esquema viable de reparación está orientado en rehabilitar los componentes verticales (columnas, muros), ya que éstos proveen tanto la estabilidad lateral como la resistencia a cargas verticales (FEMA-547, 2006).

El ACI-318 (2008) permite el empleo de CRFA para resistir fuerza cortante en vigas. Sin embargo, no existe evidencia experimental sobre el desempeño del encamisado de CRFA como técnica de rehabilitación de muros de concreto. Por lo que corresponde a la normatividad mexicana, en el *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal* (RDF, 2004) se estipulan los requerimientos generales para revisar la seguridad de las construcciones dañadas. No obstante, en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el Distrito Federal* (NTC-C, 2004), no existen especificaciones respecto al empleo de CRFA.

Estudios experimentales previos (Parra-Montesinos, 2005; Kwak *et. al.*, 2002) han indicado que el CRFA incrementa la resistencia a esfuerzo cortante y la capacidad de deformación de los elementos estructurales. Siendo el cortante por tensión diagonal el principal modo de falla de muros de baja altura ($h_w/l_w < 1.5$; donde h_w y l_w son la altura y la longitud del muro, respectivamente), se consideró apropiado estudiar el comportamiento con esta modalidad de rehabilitación. Los modelos rehabilitados fueron muros cuadrados ($h_w/l_w=1$), los cuales habían sido ensayados previamente hasta alcanzar niveles de daño severos. Durante el proceso de rehabilitación, inicialmente los muros fueron reparados empleando inyección de resina epóxica en las grietas existentes y, luego, se colocó un encamisado de CRFA. Los muros rehabilitados fueron nuevamente ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los especímenes se ensayaron hasta la falla utilizando registros sísmicos representativos de la zona de subducción del pacífico mexicano.

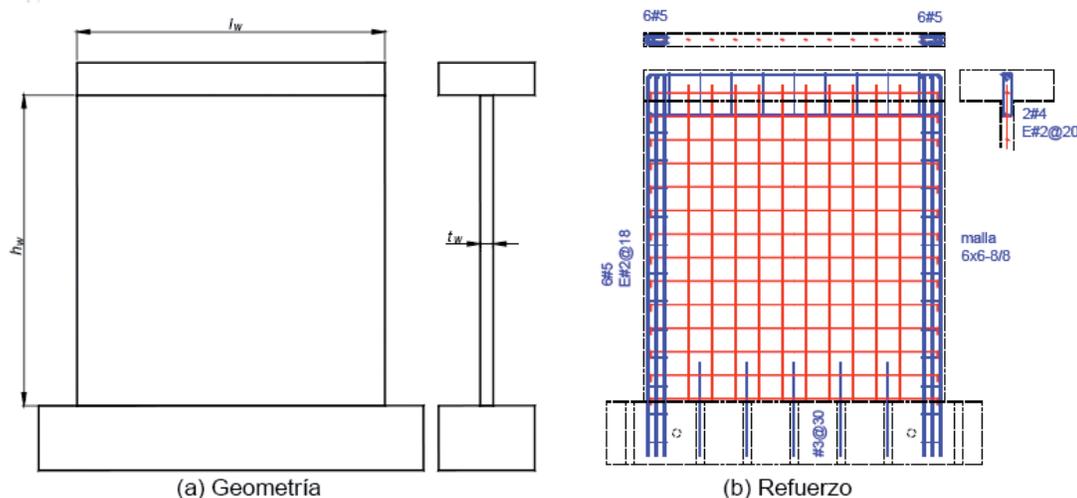


Fig. 1. Geometría y refuerzo de los modelos originales.

ESTRUCTURA ORIGINAL Y RESULTADOS DEL ENSAYO PREVIO

En un programa de investigación experimental previo (Carrillo y Alcocer, 2011a), se estudió el comportamiento de dos muros de concreto reforzado (CR) sometidos a excitaciones dinámicas reproducidas por una mesa vibradora. Los ensayos se llevaron a cabo hasta llegar a la falla de los modelos. La geometría y el refuerzo de dichos muros se muestran en la Fig. 1. El refuerzo por cortante en el alma estuvo formado por una malla de alambre soldado (6x6-8/8), con alambres

verticales y horizontales calibre No. 8 (4.1 mm de diámetro), separados a cada 150 mm (~6 pulg). Dicho refuerzo corresponde aproximadamente al 50% de la cuantía mínima a cortante establecida en las NTC-C (2004), la cual es igual a 0.25%. El refuerzo longitudinal en los extremos se dispuso con el fin de evitar una falla por flexión, diferente al modo de falla por cortante característico en este tipo de muros. En cada extremo, este refuerzo estuvo formado por 6 barras del No. 5 y estribos lisos del número 2, separados a cada 180 mm. Una de las variables estudiadas en la investigación anterior fue el tipo de concreto: concreto de peso normal (MCN50mD) y concreto de peso ligero (MCL50mD). En la Tabla 1 se presentan la geometría real y las propiedades mecánicas de los materiales, medidas en una fecha cercana al ensayo de los modelos originales.

Tabla 1. Geometría y propiedades mecánicas de los modelos originales.

	Característica o propiedad	Muro	
		MCN50mD	MCL50mD
Geometría del muro	Espesor (t_w), mm	83.3	81.7
	Longitud (l_w), mm	1916	1917.3
	Altura (h_w), mm	1921.3	1917.1
Concreto	Tipo	Normal	Ligero
	Resistencia a la compresión (f_c), MPa	24.8	21.0
	Peso específico en estado endurecido (γ), kN/m ³	20.3	16.8
	Módulo de elasticidad (E_c), MPa	14,757	9,146
	Resistencia a la tensión (f_t), MPa	2.09	1.44
	Resistencia a la flexión (f_f), MPa	3.75	3.29
Acero	Esfuerzo de fluencia del refuerzo en el alma (f_y), MPa	630	630

Los dos modelos originales exhibieron falla por tensión diagonal (TD). La falla estuvo caracterizada por agrietamiento inclinado moderado en el alma de los muros y, la plastificación y posterior fractura simultánea de los alambres de refuerzo a lo largo de una de las grietas inclinadas aproximadamente a 45°, extendida entre los extremos de los muros. En general, se presentó una falla súbita de tipo frágil debido a la capacidad de deformación limitada de los alambres de la malla. El valor máximo de la fuerza lateral medida durante los ensayos fue igual a 233.8 kN para el modelo MCN50mD y, 240.3 kN para el modelo MCL50mD (Carrillo y Alcocer, 2011a).

EVALUACIÓN DEL DAÑO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

Para evaluar las condiciones finales de los modelos originales (posterior a la ocurrencia de la falla), se emplearon indicadores usualmente utilizados para la estimación del daño en estructuras; es decir, las degradaciones de resistencia y de rigidez. El primer indicador puede estimarse a partir del cociente entre la resistencia máxima y la resistencia residual asociada a la distorsión última. Sin embargo, en las curvas de histéresis medidas en los modelos originales, la porción del comportamiento inelástico fue casi nula y, por lo tanto, no fue posible determinar un valor representativo de la degradación de resistencia de dichos modelos. En cuanto a la degradación de rigidez, el valor numérico se determinó como el cociente entre la rigidez equivalente observada durante el registro sísmico donde se presentó la falla del modelo original, K , (rigidez final) y la rigidez equivalente observada durante el primer evento sísmico aplicado, K_o , (rigidez inicial). Como se muestra en la Fig. 2, la degradación de rigidez para los modelos MCN50m-D y MCL50m-D fueron iguales a 0.42 y 0.47, respectivamente.

CRITERIO DE REHABILITACIÓN SÍSMICA

El proceso de rehabilitación incluye la recuperación y/o el refuerzo de una estructura. La reparación consiste en el restablecimiento de las condiciones iniciales u originales del sistema estructural; mientras que el reforzamiento consiste en proporcionar características superiores a aquellas que tenía el sistema estructural previo a la ocurrencia de un sismo (Jumonji, 2001). De acuerdo con lo anterior, el criterio para el diseño de la rehabilitación de los muros consistió en recuperar (reparar) las capacidades de resistencia, desplazamiento y rigidez de los modelos originales. Por lo tanto, se

decidió colocar un encamisado de 60 mm de espesor total (30 mm a cada lado) hecho a base de CRFA. La resistencia nominal a la compresión del concreto fue igual a 24.5 MPa (250 kgf/cm²), similar a la resistencia a la compresión medida en los muros originales (Tabla 1). A partir del espesor definido del encamisado, se utilizó fibra de acero Dramix ZP-305, cuya longitud es igual a 30 mm. Por lo tanto, para recuperar la resistencia de los modelos originales (en términos de fuerza cortante) con base en los parámetros definidos (espesor, resistencia a la compresión y tipo de fibra), la dosificación requerida fue igual a 40 kgf/m³. Para determinar este valor se utilizó la guía de diseño para concretos reforzados con fibra de acero (Dramix, 1998). Considerando el espesor tan reducido del encamisado que se adicionaría a cada lado del muro (30 mm), se decidió usar concreto autocompactable. Ambos modelos fueron rehabilitados de la misma manera (igual tipo de fibra y dosificación). Respecto a la rigidez de los modelos rehabilitados, se estimó que a partir del encamisado del muro se recuperaría la rigidez inicial del muro original (K_o).

El esquema general de la rehabilitación se muestra en la Fig. 3. Para garantizar la adherencia entre el concreto nuevo y el existente, las dos caras principales del muro fueron escarificadas con mazo y cincel hasta obtener una superficie rugosa. La superficie se saturó con agua durante 12 horas antes de empezar el colado. Además de la escarificación se colocaron conectores de cortante en la periferia del muro, hechos a base de barras roscadas (espárragos) de 9.5 mm de diámetro (3/8 pulg) y el esfuerzo máximo de ruptura medido fue igual a 413 MPa. En el extremo de los conectores se dispuso una tuerca y una rondana plana que actuaron como sistema de anclaje del conector. Las grietas con espesor mayor que 0.5 mm fueron reparadas mediante inyección de resina epóxica. Dado que la grieta principal era muy ancha para ser reparada con resina, en dicha grieta se colocó un mortero de alta resistencia. A partir de pruebas sobre cubos de mortero, la resistencia medida a la compresión en una fecha cercana al día del ensayo de cada muro (f_c), fue igual a 56.5 MPa para el modelo MCL50mD-R y 59.6 MPa para el modelo MCN50mD-R. En el muro MCN50mD se inyectaron 15.6 m de resina, mientras que en el muro MCL50mD se inyectaron 9.8 m. Se empleó resina epóxica de la marca Sika, referencia Sikadur.

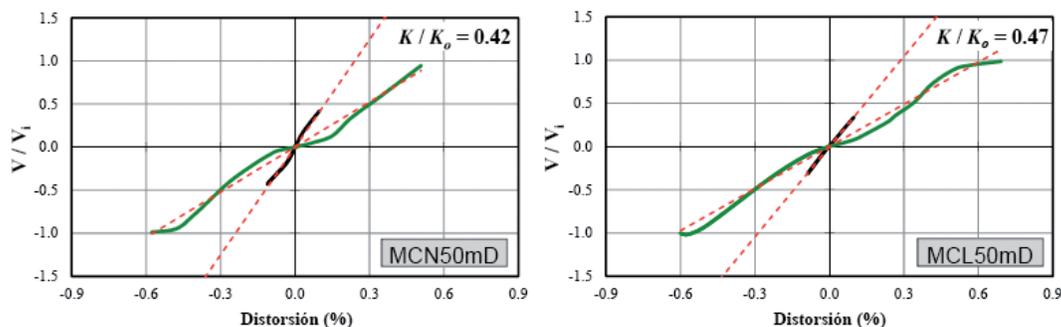


Fig. 2. Degradación de rigidez medida K / K_o .

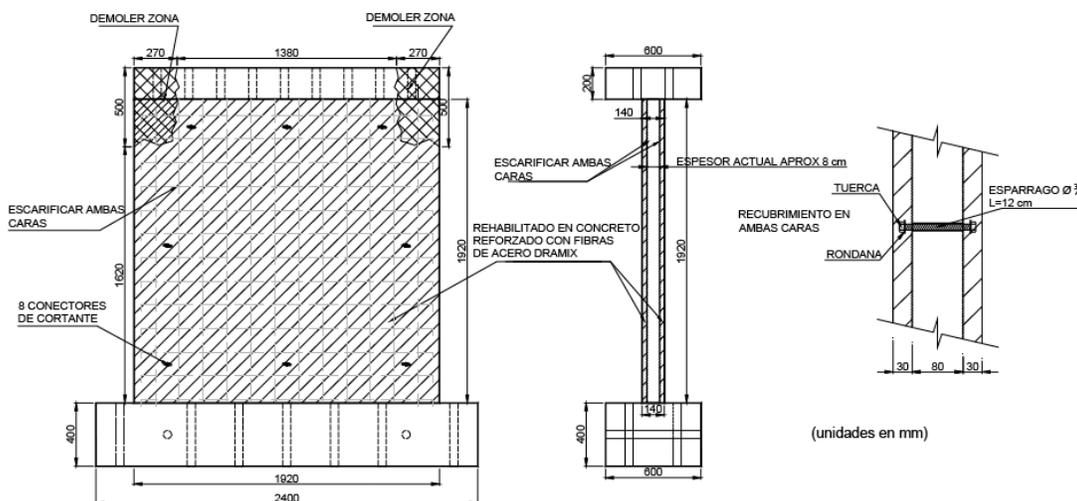


Fig. 3. Esquema de rehabilitación utilizado.

ESTADOS LÍMITE

El comportamiento 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. El límite de resistencia se alcanza cuando se registra la capacidad resistente máxima. Para muros de concreto donde la disminución de resistencia respecto a la máxima alcanzada es menor que 20%, como en los muros aquí estudiados, el estado límite último está asociado al máximo desplazamiento registrado en el ensayo; es decir, al desplazamiento asociado a la falla del modelo.

TIPO DE ENSAYO E INSTRUMENTACIÓN

Demanda sísmica

En los ensayos en mesa vibradora se aplicaron los mismos eventos sísmicos empleados en el programa de investigación donde se ensayaron los muros originales (Carrillo y Alcocer, 2011a). Para alcanzar el estado límite de agrietamiento se empleó un registro medido en la estación Caleta de Campo, Michoacán, ocurrido el 11 de enero de 1997, cuya magnitud M_w fue igual a 7.1. Este registro se tomó como función de Green empírica para obtener registros sintéticos de magnitud 7.7 y 8.3 y de esta manera, alcanzar los estados límites de resistencia y último, respectivamente. Con el propósito de mantener dentro de límites permisibles la masa adicional necesaria para una modelación dinámica adecuada y, al mismo tiempo, construir modelos representativos del prototipo, desde la investigación previa (Carrillo y Alcocer, 2011a) se decidió construir y ensayar los modelos con una relación de escala 1:1.25. Teniendo en cuenta que la escala fue levemente reducida, se utilizó un modelo de similitud simple para los ensayos dinámicos; es decir, los modelos se construyeron con los mismos materiales que el prototipo, sólo se alteraron las dimensiones. En la Tabla 2 se presentan las ecuaciones y los factores de escala utilizados (Tomazevic y Velechovsky, 1992). En la Fig. 4 se muestran las señales de aceleración en los prototipos y en los modelos.

Tabla 2. Factores de escala para el modelo de similitud simple.

Cantidad	Ecuación	Factor de escala
Longitud (L)	$S_L = L_P / L_M$	S_L
Deformación (ε)	$S_e = \varepsilon_P / \varepsilon_M$	1
Esfuerzo (σ)	$S_s = f_P / f_M$	1
Peso específico (γ)	$S_\gamma = \gamma_P / \gamma_M$	1
Fuerza (F)	$S_F = S_L^2 S_f$	S_L^2
Tiempo (t), Periodo (T)	$S_t = S_T = S_L (S_g S_e / S_f)^{1/2}$	S_L
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L S_e$	S_L
Velocidad (v)	$S_v = S_e (S_f / S_g)^{1/2}$	1
Aceleración (a)	$S_a = S_f / S_L S_t$	$1 / S_L$
Masa (m)	$S_m = S_g S_L^3$	S_L^3

Para comparar adecuadamente la respuesta experimental con la respuesta real del prototipo, desde la investigación previa (Carrillo y Alcocer, 2011b) se realizó el diseño de los ensayos dinámicos de los muros aislados utilizando características dinámicas similares a las de los muros en el prototipo tridimensional. De acuerdo con resultados de modelos analíticos y pruebas de vibración ambiental, el periodo fundamental de este tipo de estructuras es aproximadamente 0.12 s (≈ 8 Hz). Por lo tanto, teniendo en cuenta el factor de escala para el periodo ($S_T = 1.25$, Tabla 2), los muros aislados de concreto se diseñaron para que, de acuerdo con su rigidez elástica y su masa, su periodo fundamental al inicio de los ensayos fuera aproximadamente igual a 0.10 s (10 Hz). De acuerdo con el dispositivo de ensayo utilizado (Fig. 6), en el diseño de las propiedades dinámicas se supuso que el muro se comporta como un sistema de un grado de libertad. Por lo tanto, se calculó el peso (masa \times gravedad) necesario para alcanzar en el modelo un periodo fundamental de vibración igual a 0.10 s (W_d). A partir de este peso dinámico es posible calcular el peso externo adicionado al modelo (W_a); es decir, descontando la fracción del peso del espécimen y el peso de la losa. Como se observa en la Tabla 3, 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.

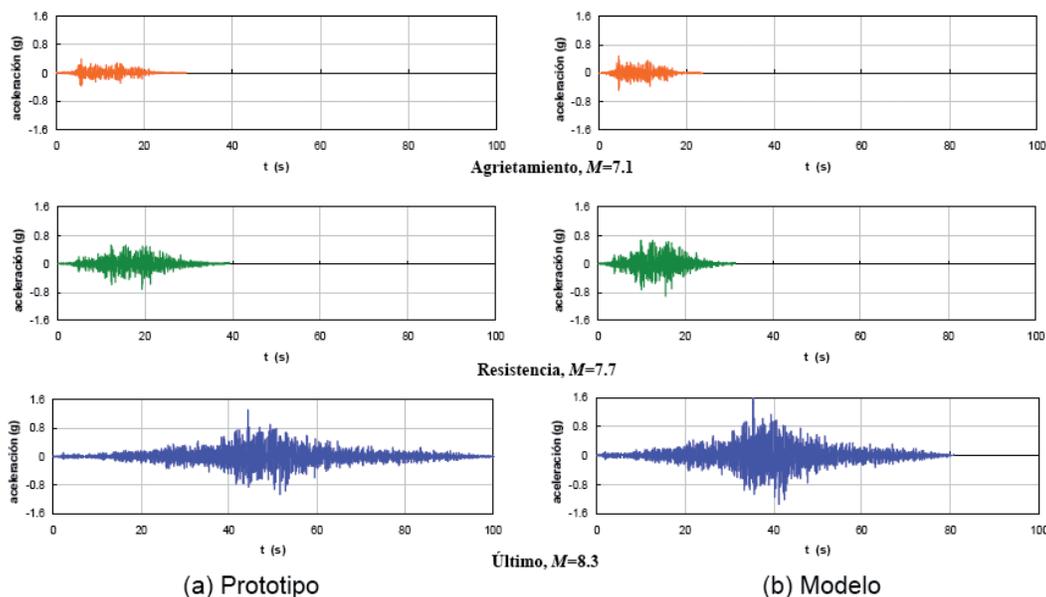


Fig. 4. Señales de aceleración en los prototipos y en los modelos.

Tabla 3. Diseño de pesos en ensayos dinámicos (Carrillo, 2010).

Muro	Modelo		Prototipo	
	W_d (kN)	W_a (kN)	W_d (kN)	W_a (kN)
MCN50mD	238.2	229.1	465.2	451.5
MCL50mD	194.6	187.0	380.1	368.5

Instrumentación

Los modelos fueron densamente instrumentados para medir su comportamiento interno y global, utilizando deformímetros eléctricos (para concreto y acero), acelerómetros uniaxiales, una celda de carga, así como una serie de transductores de desplazamiento situados a lo largo de la altura del muro, los cuales fueron útiles para determinar la configuración deformada y la distorsión global. También fueron colocados transductores para medir el desplazamiento vertical y, de esta manera, conocer la rotación de los muros y de la cimentación. Adicionalmente, se utilizó un sistema de medición óptico (LED, por sus siglas en inglés), el cual permite obtener el registro de la posición tridimensional de un punto objetivo definido sobre o cerca del espécimen. Los modelos originales habían sido previamente instrumentados internamente con deformímetros adheridos a las barras de refuerzo y a los alambres de la malla. De los 41 deformímetros colocados inicialmente, 33 estaban en condiciones de uso y fueron nuevamente utilizados. Además, se ubicaron deformímetros sobre la superficie de concreto en la dirección de las dos diagonales principales. La distribución y nomenclatura de la instrumentación interna y externa se muestran en la Fig. 5.

Dispositivo de ensayo

En los ensayos dinámicos, los especímenes se sometieron a una serie de excitaciones en la base representadas por los registros sísmicos seleccionados (Fig. 4b). Los registros fueron generados por una mesa vibradora sobre la cual se suje-

taron los modelos. Para disminuir el riesgo de la inestabilidad lateral al ubicar la masa adicional directamente sobre los modelos, fue necesario utilizar un dispositivo de ensayo para almacenar la masa y transmitir las fuerzas inerciales a los modelos. Como se muestra en la Fig. 6, el dispositivo consiste básicamente en un sistema de carga inercial que se desliza horizontalmente sobre una estructura de soporte, localizada fuera de la mesa vibradora (Carrillo y Alcocer, 2011c).

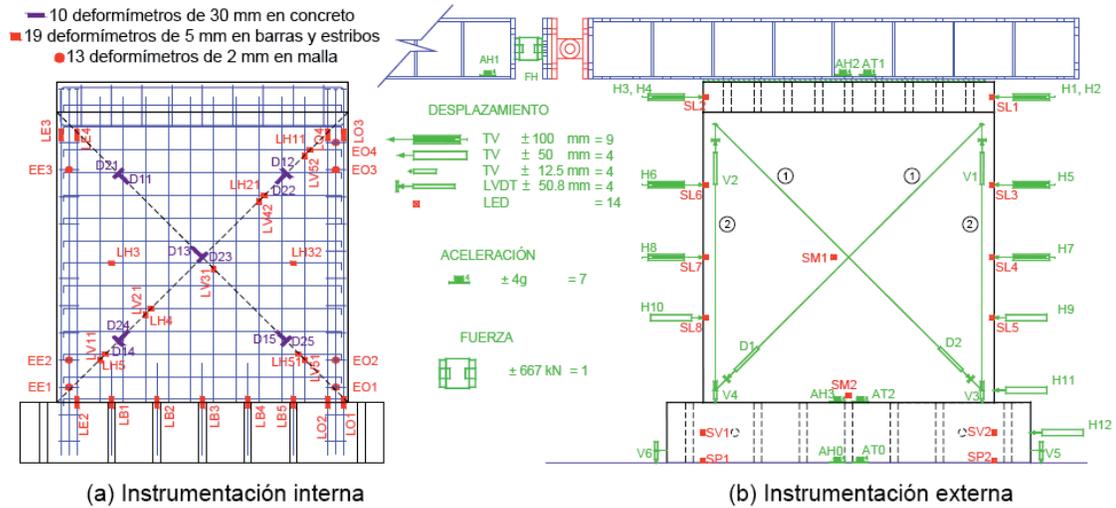


Fig. 5. Instrumentación de los modelos.

Programa de pruebas

Los modelos se ensayaron incrementando la intensidad de forma progresiva hasta alcanzar el estado final de daño. Para ello, se utilizó el valor de la aceleración máxima como el factor de referencia en cada registro. En la Tabla 4 se describe la secuencia de los registros utilizados. Ambos ensayos iniciaron con una señal senoidal (SN) que se utilizó para determinar el nivel de fricción del dispositivo que transmitió las fuerzas inerciales a los modelos. Para identificar las propiedades dinámicas de los modelos, al inicio y al final del ensayo se aplicó una señal de aceleración aleatoria (ruido blanco, RB) con intensidad igual a 10 cm/s² (0.01 g) en RMS (raíz cuadrada del valor cuadrático medio, RMS por sus siglas en inglés). Esta misma secuencia fue utilizada en los ensayos de los muros originales (Carrillo y Alcocer, 2011a).

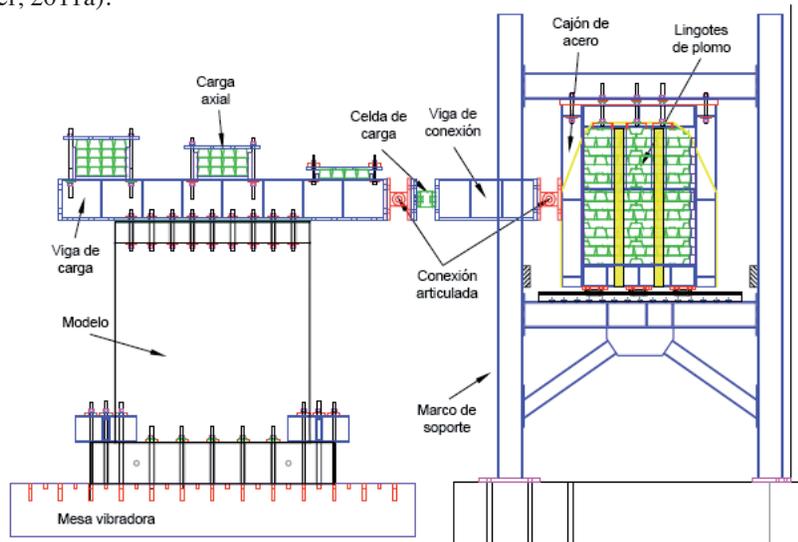


Fig. 6. Dispositivo de ensayo.

Tabla 4. Programa de pruebas de los modelos.

Etapa	Registro	Magnitud M_w	Incremento de a_g (%)	a_g (g)	Duración total (s)
0	SN	---	---	---	30
1	RB	---	---	0.01	120
2	CALE7	7.1	50	0.24	23.62
3			100	0.48	
4	CALE77	7.7	75	0.67	28.91
5			100	0.90	
6	CALE83	8.3	75	1.22	79.82
7			100	1.63	
8			125	2.04	
9	RB	---	---	0.01	120

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Propiedades mecánicas de los materiales

Para determinar experimentalmente los valores de la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, relación de Poisson y resistencia a la compresión diametral (tensión indirecta) del CRFA, se obtuvieron muestras en forma de cilindros de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura. Para estimar la resistencia a la tensión por flexión o módulo de rotura, se elaboraron vigas de 600 mm de longitud total y sección transversal cuadrada de 150 mm de lado. En la Tabla 5 se presentan los valores promedio de las propiedades mecánicas principales del CRFA, las cuales fueron obtenidas en una fecha cercana al ensayo de cada modelo. Como se mencionó anteriormente, la resistencia nominal a la compresión del concreto fue igual a 24.5 MPa (250 kgf/cm²).

Debido a las dificultades para llevar a cabo pruebas de tensión directa en especímenes de concreto reforzado con fibras, se considera que la prueba de flexión es una de las más representativas, pues a partir de ésta se puede estimar la capacidad de deformación que la fibra le proporciona al concreto después de alcanzar el agrietamiento inicial por flexión. Adicionalmente, a partir de los resultados medidos durante esta prueba, se recomienda determinar la tenacidad del CRFA (ACI-544, 1996). La tenacidad es la capacidad de absorción de energía que desarrolla un material y es obtenida a partir del área bajo la curva carga-deflexión ($P-\delta$) medida en un espécimen de viga sometido a cargas puntuales en los tercios, tal como se establece en la norma ASTM-C-1609 (2005). En la Fig. 7 se presentan las curvas carga-deflexión de las muestras de vigas ensayadas en este estudio.

Tabla 5. Propiedades mecánicas del CRFA.

Característica o propiedad	Edad	
	72 días	88 días
Resistencia a la compresión (f_c), MPa	21.2	21.6
Peso específico en estado endurecido (γ), kN/m ³	19.1	19.4
Dosificación medida, kgf/m ³	36.5	36.5
Módulo de elasticidad (E), MPa	9,838	10,895
Relación de Poisson (ν)	0.14	0.12
Resistencia a la tensión (f_t), MPa	1.77	2.22
Resistencia a la flexión (f_r), MPa	3.14	3.55
Tenacidad (T), J	41.6	33.4
Deformación unitaria asociada a f_r (ϵ_r), mm/mm	0.0010	0.0009

Desde las primeras investigaciones donde se ha estudiado el CRFA, la tenacidad ha sido reconocida como una de las propiedades más representativas para diferenciar el concreto reforzado con fibras del concreto convencional (ACI-544, 1989). En la Fig. 8a se presenta el comportamiento característico a flexión del CRFA y del concreto convencional

(sin fibras). En la Fig. 8b se presentan las curvas características esfuerzo–deformación medidas en los concretos aquí estudiados (CRFA, concreto de peso normal y concreto de peso ligero). Como se muestra en la Fig. 8b, el esfuerzo de flexión y su respectiva deformación se normalizaron utilizando los valores asociados a la resistencia máxima (f_r , ϵ_r). La última lectura de desplazamiento que se muestra en la gráfica del CRFA no está asociada a la capacidad última de deformación, ya que el valor de este parámetro se establece explícitamente en la norma ASTM-C-1609 (2005) como $l_c/150$ (3 mm para l_c igual a 450 mm). En cambio, en los especímenes de concretos convencionales, la prueba se realizó hasta alcanzar el estado último de deformación. Sin embargo, en la prueba a flexión de una muestra de concreto sin fibras usualmente no se registran lecturas posteriores al esfuerzo máximo (f_r), pues la capacidad de deformación después de f_r es casi nula y la falla del espécimen es prácticamente instantánea. Para comparar el desempeño de los concretos sin fibras y el CRFA, en este estudio se calculó la tenacidad, T , en Joule (J). Por ejemplo, para el espécimen M3-V6 de CRFA, la capacidad de absorción de energía (T) fue igual a 33.02 J y, para los concretos sin fibras igual a 4.06 J para el espécimen de concreto normal y 3.62 J para el concreto de peso ligero; es decir, la capacidad promedio de absorción de energía de los especímenes de CRFA fue aproximadamente 9 veces mayor que la medida en los concretos sin fibras.

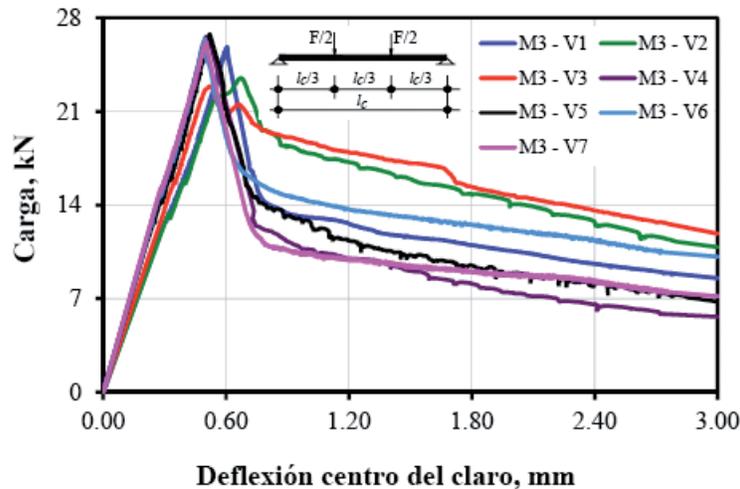
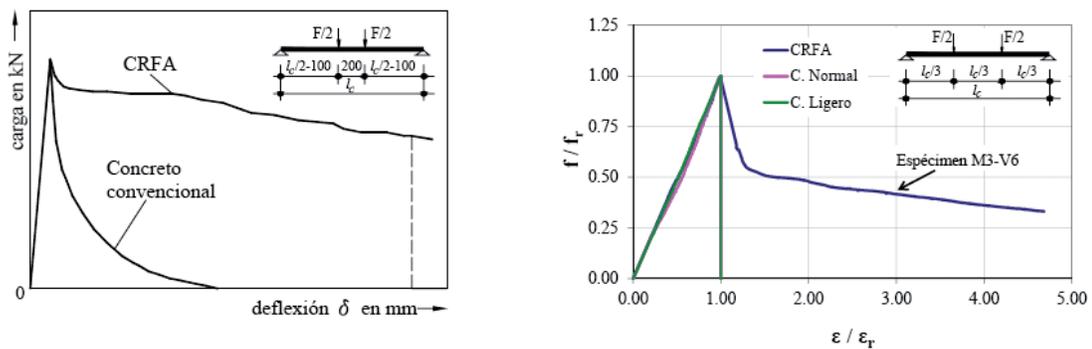


Fig. 7. Gráficas de prueba de flexión y tenacidad.



(a) Comportamiento típico CRFA (Gettu et al., 2000)

(b) Concretos estudiados

Fig. 8. Gráficas de prueba de flexión de distintos concretos.

Patrones de daño y modos de falla

El patrón de daño y el modo de falla fue similar en los dos modelos rehabilitados. Por ejemplo, en las primeras etapas del ensayo no se observó agrietamiento. Aunque para el estado límite último se presentó relativamente poco agrietamiento, el daño se concentró en la grieta que generó la falla de los modelos. El mecanismo de falla estuvo asociado al cortante

por tensión diagonal, caracterizado por una falla súbita ocasionada por la fractura de los alambres de la malla a lo largo de una grieta aproximadamente a 45°. Esta grieta ocurrió en la diagonal opuesta a aquélla que generó la falla de los muros originales. Por lo tanto, se considera que la reparación con resina epóxica y mortero que se realizó en la grieta de falla del muro original, funcionó adecuadamente. En general, el tipo de falla fue similar a la observada en los modelos originales. En las Figs. 9 y 10 se presentan los patrones de agrietamiento de los modelos originales 9a y 10a y rehabilitados 9b y 10b.

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Capacidad resistente

Para comparar la capacidad resistente entre los modelos originales y rehabilitados, la resistencia observada (V) se normalizó con el valor máximo promedio de fuerza cortante registrada en cada modelo original (V_i); es decir, 233.8 kN para MCN50mD y 240.3 kN para MCC50mD. De esta forma, en la Fig. 11 se muestra el comportamiento histerético de los cuatro modelos en términos de V/V_i (o fuerza lateral) y, la distorsión calculada como el desplazamiento medido al nivel de la losa superior dividido entre la altura correspondiente (H). En la Tabla 6 se presentan los valores de capacidad resistente medida durante los ensayos. Como se observa en la tabla, la resistencia de los modelos rehabilitados fue, en promedio, 1.46 y 1.40 veces superior a la resistencia de los respectivos modelos originales. Para comparar la capacidad resistente en términos del esfuerzo cortante y para determinar las contribuciones de los componentes que participan en la resistencia del muro rehabilitado (malla de refuerzo, concreto reparado y CRFA), se debe incluir de forma directa el efecto del espesor adicional del encamisado de CRFA. Para determinar las contribuciones asociadas a la resistencia máxima, se tomaron en cuenta las consideraciones que se describen a continuación.

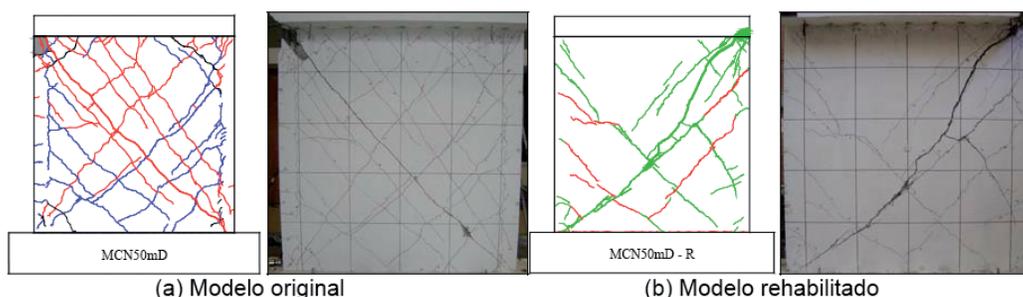


Fig. 9. Estado final de daño en los modelos de concreto de peso normal.

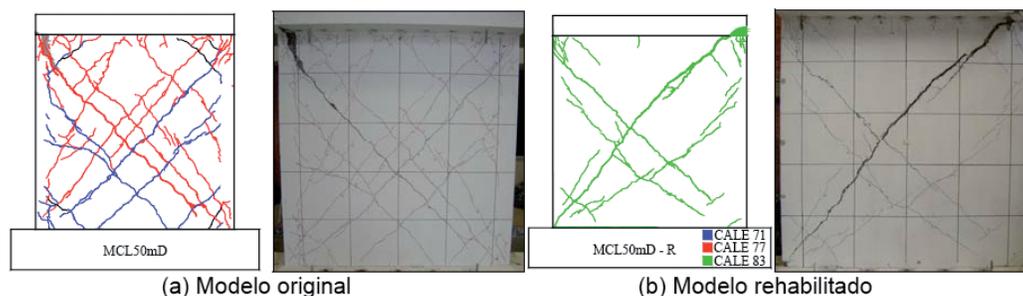


Fig. 10. Estado final de daño en los modelos de concreto de peso ligero.

Se conoce ampliamente que cuando el concreto es sometido a grandes esfuerzos cortantes y varios ciclos de carga, éste exhibe mayor degradación de resistencia y rigidez que el concreto comprimido con carga uniaxial. Dicho efecto se conoce como ablandamiento (Mo y Rothert, 1997). Por lo tanto, para comparar la capacidad resistente en términos de esfuerzos cortantes, en el muro original se evaluó el nivel de ablandamiento del concreto en dos estados: a) con daño y sin reparación y, b) reparado con resina epóxica. El factor F_a se evaluó a partir de la degradación de rigidez medida en el ensayo dinámico del muro original (K/K_o) y, considerando, de forma práctica y aproximada, un incremento de

25% debido a la contribución de la resina epóxica para recuperar la contribución del concreto a la resistencia del muro. De esta manera, el factor de ablandamiento, F_a , fue igual a 0.52 para el modelo MCN50mD-R y 0.58 para el modelo MCL50mD-R. Los valores calculados se consideran adecuados, pues el factor de ablandamiento para elementos de concreto reforzado con daño varía entre 0.5 y 0.75 (Fehling, *et al.*, 2011). Para incluir el efecto de degradación sobre la resistencia, el factor de ablandamiento se debe aplicar sobre el concreto original. Una forma práctica para considerar este efecto es reducir el área del concreto original; es decir, reducir el área total de la sección transversal del muro rehabilitado para crear un área equivalente efectiva, tal como se indica en la Ec. 1.

$$A_{eq} = F_a A_{or} + A_{crfa} \quad (1)$$

donde F_a es el factor de ablandamiento, A_{or} es el área neta del muro original y A_{crfa} es el área del encamisado de CRFA. Por lo tanto, los esfuerzos cortantes máximos (τ_{max}) se pueden determinar como el cociente entre el valor máximo de fuerza cortante registrada (V_{max}) y el área de la sección transversal equivalente del muro rehabilitado (A_{eq}), tal como se indica en la Ec. 2.

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{A_{eq}} \quad (2)$$

De esta manera, en la Tabla 6 se presentan los valores máximos de la capacidad resistente en términos del esfuerzo cortante (τ_{max}). Como se observa en la tabla, el esfuerzo cortante máximo equivalente de los modelos rehabilitados fue, en promedio, 1.16 y 1.05 veces mayor que el esfuerzo cortante de los respectivos modelos originales. Es decir, el esquema de rehabilitación utilizado generó una sección transversal equivalente capaz de desarrollar un esfuerzo cortante resistente promedio mayor que el esfuerzo cortante de la sección transversal original.

Tabla 6. Resistencias, distorsiones y energía disipada registradas durante los ensayos.

Muro	V_{max} (kN)	τ_{max} (MPa)	R_{max} (%)	R_u (%)	$E_{acum} / V_{max} R_{max}$
MCN50mD	233.8	1.47	0.44	0.54	7.3
MCN50mD – R	340.3	1.71	0.42	0.56	13.2
Rehabilitado / Original	1.46 (V/V_i)	1.16	0.95	1.04	1.80
MCL50mD	240.3	1.53	0.62	0.65	11.8
MCL50mD – R	337.2	1.60	0.44	0.51	15.8
Rehabilitado / Original	1.40 (V/V_i)	1.05	0.71	0.78	1.33
MCN50mD – R / MCL50mD – R	1.01	1.11	0.96	1.09	0.84

Notas: R_{max} = distorsión asociada al cortante máximo, R_u = distorsión última.

Capacidad de desplazamiento

En la Tabla 6 se presentan las distorsiones asociadas a los estados límite de resistencia y último (R_{max} y R_u), medidas durante los ensayos de los modelos originales y rehabilitados. En la tabla se observa que para el modelo MCN50mD (concreto normal), las capacidades de desplazamiento asociadas a los estados límite de resistencia y último fueron similares en los modelos original y rehabilitado. Sin embargo, esta tendencia no se observó en el modelo MCL50mD (concreto de peso ligero), pues las distorsiones registradas en el muro rehabilitado fueron menores que aquellas registradas en el muro original. De acuerdo con las curvas de histéresis y las envolventes que se muestran en las Figs. 11 y 12, la disminución de la capacidad de desplazamiento en el modelo MCL50mD-R se originó principalmente por dos razones: a) el aumento pronunciado de la rigidez del muro rehabilitado en comparación con la del muro original y, b) el nivel de agrietamiento reducido y el daño concentrado en unas cuantas grietas (principalmente, en la grieta de colapso). Una opción para incrementar la capacidad de desplazamiento del muro es aumentar la cantidad de fibras de acero en el concreto. Se considera que los resultados experimentales son esenciales para el desarrollo de recomendaciones de diseño utilizando el método de rehabilitación aquí estudiado; por ejemplo, un aspecto que se debe considerar en el diseño es el límite máximo permisible de incremento de rigidez asociado al encamisado.

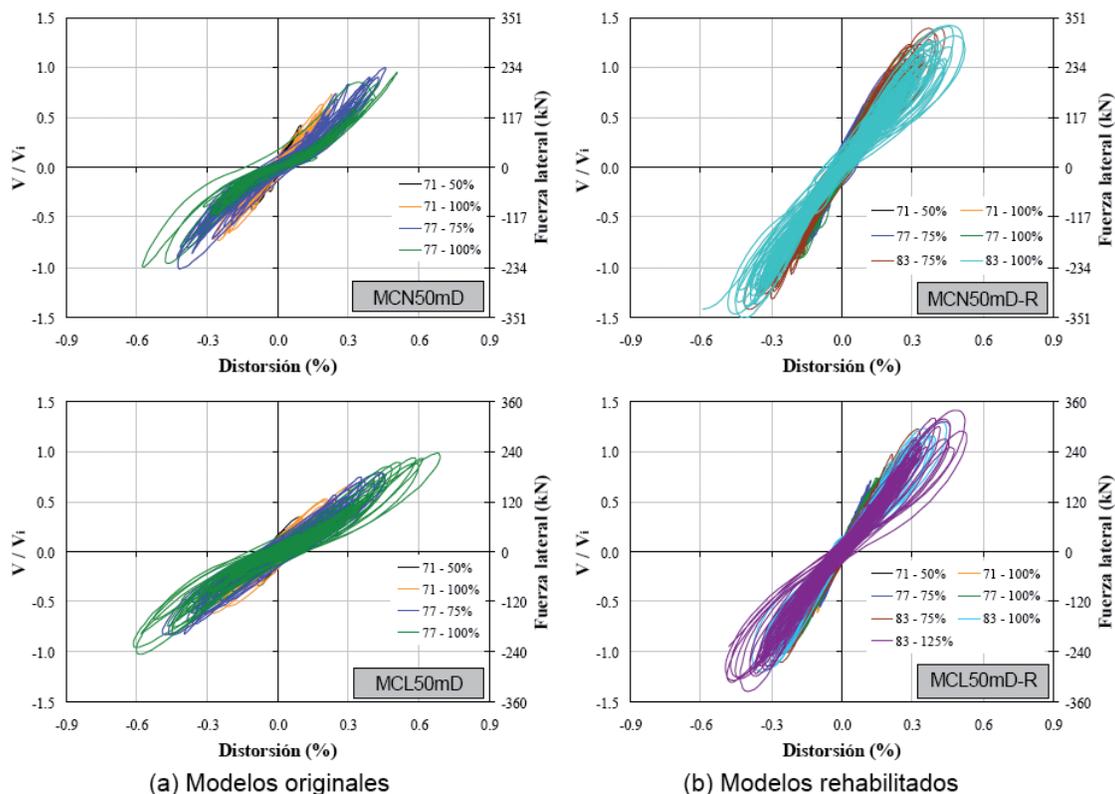


Fig. 11. Curvas de histéresis.

En la Tabla 6 también se observa que las diferencias entre las distorsiones R_{max} y R_u de los modelos rehabilitados fueron menores que 10%. Tomando en cuenta que en cada muro original se utilizó un tipo de concreto distinto, las diferencias pequeñas entre R_{max} y R_u indican que, tal como se esperaba, el comportamiento de los muros rehabilitados estuvo fuertemente influenciado por el esquema de rehabilitación empleado.

Envoltentes

En la Fig. 12 se muestran las envoltentes asociadas a cada uno de los registros sísmicos utilizados en los ensayos dinámicos de los especímenes (originales y rehabilitados). De forma similar a las curvas de histéresis, la capacidad de resistente se normalizó en términos de V_i . En la Fig. 12 se observa que la tasa de degradación de rigidez de los modelos originales fue muy pronunciada. Sin embargo, en los modelos rehabilitados, la degradación de rigidez durante los registros CALE-71 y CALE-77 fue notoriamente baja, pues se observó un comportamiento prácticamente lineal para estos dos eventos. Esta tendencia coincide con el nivel de agrietamiento nulo y bajo, respectivamente, que se observó en los modelos durante estos registros sísmicos. Para los eventos sísmicos de mayor intensidad (CALE-83), en los cuales se registró la resistencia máxima de los modelos rehabilitados, se observó leve degradación de rigidez.

Índices de agrietamiento

Para cuantificar el daño y sus efectos en el comportamiento de los especímenes durante la secuencia de ensayos dinámicos, se calcularon índices de agrietamiento residual. Para ello, se emplearon los patrones de grietas registrados al final de cada etapa de las pruebas dinámicas. El índice de agrietamiento residual se calculó por medio de la Ec. 3.

$$I_{grietas} = \frac{\sum (l_{grietas} \times e_{grietas})}{A_{fachada}} \quad (3)$$

donde I_{grieta} y e_{grieta} son la longitud y el espesor máximo residual de cada grieta y, $A_{fachada}$ es el área total de la fachada ($l_w \times h_w$). Tomando en cuenta que sólo fue posible hacer la medición de grietas al final de la aplicación de cada registro, e_{grieta} puede ser considerablemente menor que el espesor de grieta alcanzado durante la aplicación del registro. Sin embargo, al usar el espesor máximo en cada grieta, se tendería a sobreestimar, del lado conservador, el índice de agrietamiento ($I_{grietas}$), pues este valor puede variar apreciablemente a lo largo de la longitud de la grieta. De acuerdo con Carrillo (2010), el estado residual de agrietamiento es una variable más objetiva para la evaluación del daño y la estimación del costo de la rehabilitación de una estructura después de un evento sísmico. Adicionalmente, el parámetro e_{grieta} es posible de lograr, ya que no se puede medir durante un sismo, pero sí después de éste. En la Fig. 13 se muestran las gráficas que relacionan el índice de agrietamiento y la distorsión alcanzada en cada una de las etapas del ensayo. En esta figura se incluyen las curvas de tendencia exponencial obtenidas a partir de análisis de regresión no-lineal para cada uno de los muros (originales y rehabilitados). De acuerdo con el valor de los coeficientes de correlación (r) de las curvas de tendencia, los datos medidos se asocian adecuadamente con los datos obtenidos con las ecuaciones de las curvas. Como se observa en la Fig. 10, la cantidad, longitud y espesor de las grietas residuales registradas antes de presentarse la falla de los modelos rehabilitados, fue menor que en los modelos originales. Sin embargo, el espesor máximo de la grieta que generó la falla de los modelos rehabilitados fue mayor que en los modelos originales. Por ejemplo, los espesores máximos de estas grietas fueron iguales a 18 mm y 12 mm para los modelos MCN50mD-R y MCL50mD-R, respectivamente. En los modelos originales, el espesor registrado de dicha grieta fue igual a 5 mm en ambos modelos; es decir, aproximadamente 3 veces menor. Esta misma tendencia ha sido observada en otras investigaciones experimentales donde se ha empleado concreto autocompactable reforzado con fibras de acero. Por ejemplo, Schumacher *et al.* (2009) reportan que la capacidad de rotación de vigas de CRFA es menor que la de vigas de concreto reforzado (CR) convencionales. En los especímenes de CRFA, la disminución de la capacidad de deformación está asociada a deformaciones localizadas o restringidas en una sola grieta de espesor considerable. En cambio, en los especímenes de CR se generan varias grietas de menor espesor.

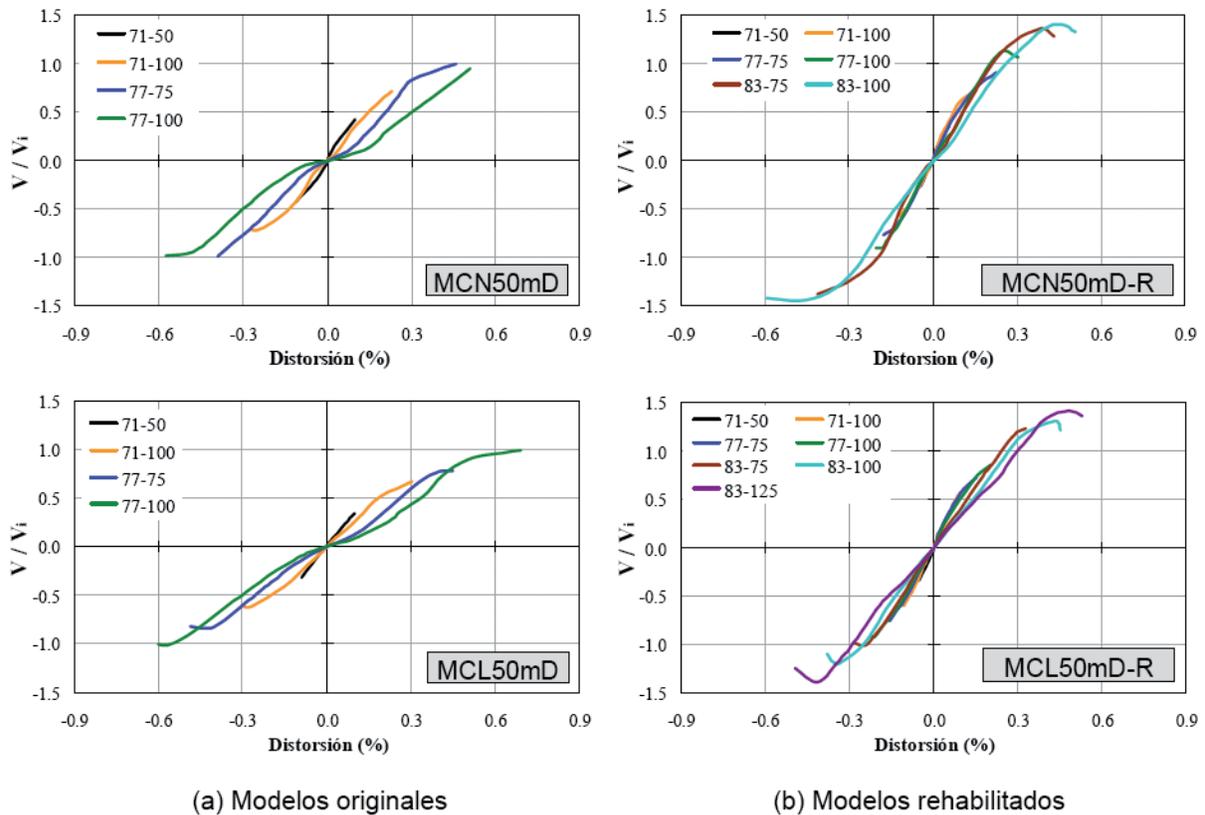


Fig. 12. Envoltentes de las curvas de histéresis.

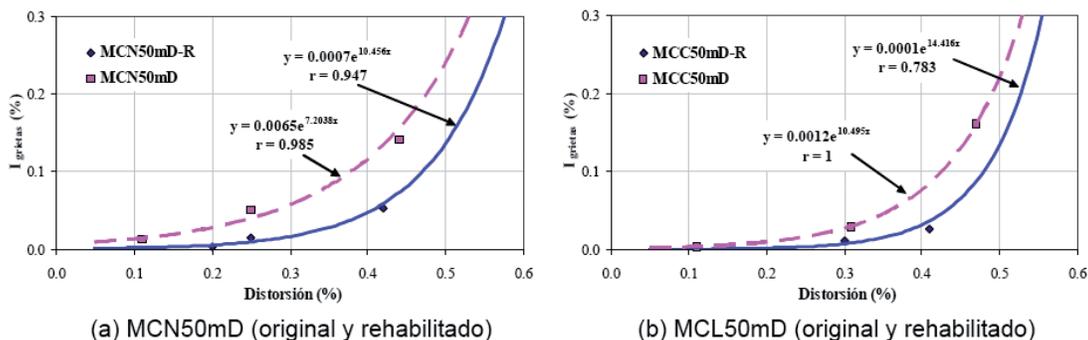


Fig. 13. Índices de agrietamiento.

En la Fig. 13 se observa que, de acuerdo con las curvas de tendencia, el índice de agrietamiento ($I_{grietas}$) de los modelos rehabilitados es menor que en los modelos originales. Dado que la grieta que generó la falla de los modelos provocó un nivel de daño superior al daño tolerable en un diseño reglamentario (tanto en los modelos originales como en los rehabilitados), no se incluyeron los datos asociados al registro donde se presentó la falla súbita de los modelos.

Energía disipada acumulada

En la Fig. 14 se muestra la variación de la energía disipada acumulada (E_{acum}) con la distorsión acumulada (R_{acum}) de los modelos originales y rehabilitados. El cálculo de la energía disipada en cada ciclo corresponde al área dentro del ciclo de histéresis. Para realizar una comparación objetiva entre los modelos originales y rehabilitados, la energía disipada acumulada se normalizó con el producto de la fuerza cortante máxima (V_{max}) y el desplazamiento asociado a esta fuerza (R_{max}). En las curvas se indica el punto donde se registró la fuerza cortante máxima (V_{max}). Para observar claramente los resultados, el eje de las abscisas se muestra en escala logarítmica. Como se observa en la Fig. 14 y en la Tabla 6, la energía disipada acumulada asociada a la resistencia es significativamente mayor en los modelos rehabilitados que en los modelos originales. Esta tendencia se originó porque los modelos rehabilitados resistieron más eventos sísmicos y, por lo tanto, el mayor número de ciclos de histéresis originó mayores valores de distorsión y energía acumulada. Las ecuaciones de regresión lineal que describen las tendencias de la energía disipada en los dos muros rehabilitados son muy similares (Fig. 14) y, por lo tanto, se comprueba nuevamente que el comportamiento de los modelos rehabilitados estuvo fuertemente influenciado por el encamisado de CRFA.

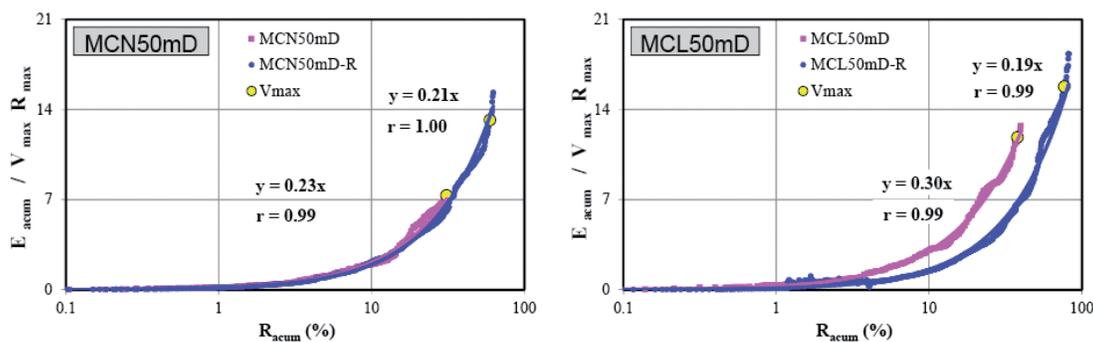


Fig. 14. Energía disipada acumulada.

CONCLUSIONES

De acuerdo con el análisis de la información experimental obtenida en este estudio, a continuación se presentan las conclusiones principales del comportamiento sísmico observado y medido en los especímenes estudiados:

La reparación inicial de las grietas existentes en los muros originales a partir de inyección de resina epóxica y mortero funcionó adecuadamente. Se considera que el valor que se utilizó para tener en cuenta la recuperación de resistencia del concreto a causa de la reparación con resina epóxica (25%) es adecuado, pues la grieta diagonal sobre la cual se

fracturaron los alambres y luego se originó la falla de los modelos rehabilitados, se generó en la diagonal opuesta a aquélla que ocasionó la falla de los muros originales. Se recomienda utilizar este mismo valor, siempre y cuando se cumplan todos los lineamientos aquí utilizados para la inyección de resina epóxica.

La adherencia entre el encamisado de CRFA y la superficie exterior del concreto del muro original fue adecuada, pues se observó comportamiento monolítico durante todas las etapas del ensayo. Adicionalmente, la grieta que generó la falla del modelo cizalló el muro de forma homogénea a través de todo su espesor.

El comportamiento de los dos modelos rehabilitados ante el evento sísmico representativo del estado límite de agrietamiento (CALE 71, $M_w=7.1$) fue adecuado, ya que no se observó ningún tipo de agrietamiento.

Los dos modelos rehabilitados alcanzaron los estados límite de resistencia y último durante el evento CALE-83 ($M_w=8.3$). Sin embargo, para alcanzar el estado límite último en los muros rehabilitados fue necesario aplicar eventos sísmicos con severidad mayor que la asociada a los registros utilizados en los muros originales; es decir, los modelos rehabilitados resistieron mayor demanda sísmica. Por su parte, en los modelos rehabilitados se observó falla súbita de tipo frágil asociada a un modo de falla por tensión diagonal. En general, la falla se presentó sobre una grieta inclinada aproximadamente a 45° , provocada por la fractura de los alambres de la malla. El tipo de falla fue similar a la observada en los modelos originales. Durante la falla de los modelos rehabilitados se generó una grieta de espesor considerable. Sin embargo, tal como se esperaba, debido al comportamiento característico del CRFA, el nivel de agrietamiento en los modelos rehabilitados durante los eventos anteriores a la falla fue menor que el observado en los modelos originales.

El método de rehabilitación sísmica fue satisfactorio, ya que se cumplió con el objetivo de rehabilitación; es decir, se lograron restablecer adecuadamente las propiedades de resistencia y desplazamiento. Por ejemplo, la capacidad resistente de los muros rehabilitados fue, en el menor de los casos, 40% mayor que la del muro original. En cuanto a la capacidad de desplazamiento, uno de los modelos alcanzó el mismo nivel de distorsión que su modelo original. Sin embargo, el otro modelo rehabilitado registró distorsiones levemente menores que las del modelo original. Este comportamiento se originó principalmente por el aumento pronunciado de la rigidez del muro rehabilitado en comparación con la del muro original, así como por el nivel de agrietamiento reducido y el daño concentrado en unas cuantas grietas.

En términos de esfuerzos cortantes, el esquema de rehabilitación utilizado generó una sección transversal equivalente capaz de desarrollar un esfuerzo cortante resistente promedio mayor que el esfuerzo cortante de la sección transversal original.

La degradación de rigidez de los muros rehabilitados fue notoriamente baja, pues se observó un comportamiento prácticamente lineal para los eventos CALE-71 y CALE-77, y leve degradación de rigidez durante el evento CALE-83.

La energía disipada acumulada de los modelos rehabilitados fue significativamente mayor que en los modelos originales, ya que estos modelos resistieron más eventos sísmicos y, por lo tanto, se observaron mayor número de ciclos de histéresis. Asimismo, las tendencias de la energía disipada en los dos muros rehabilitados demostraron que el comportamiento de dichos modelos estuvo gobernado por el encamisado de CRFA.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a las personas e instituciones que colaboraron en este proyecto: al Gobierno del Distrito Federal por el apoyo económico, al ing. Juan Luís Cottier, por la reparación de los modelos con resina epóxica; al arq. Carlos Frutos y al ing. Jeff Novak de la empresa Dramix, por el suministro de las fibras de acero y asesoría en el empleo de CRFA; a CEMEX por el suministro del concreto, en especial, al ing. Roberto Uribe y al Ing. Ángel Ponce, Director General y Gerente de la División de Estructuras, respectivamente, del Centro de Tecnología del Cemento y del Concreto, CEMEX, así como al personal de los Laboratorios de Mesa Vibradora y de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería, por su valiosa participación en la ejecución de los ensayos. El contenido de este artículo representa exclusivamente la opinión de los autores y no refleja la opinión de los patrocinadores y/o colaboradores.

REFERENCIAS

ACI-Comité 318, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary", Farmington Hills, MI, EUA, 2008.

ACI-Comité 544, "State-of-the-art report on fiber reinforced concrete", Farmington Hills, MI, EUA, 1996.

ACI-Comité 544, "Measurement of properties of fiber reinforced concrete", Farmington Hills, MI, EUA, 1989.

ASTM, "Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete using beam with third-point loading: ASTM C 1609-05", Libro Anual, EUA, 2 pp 2005.

- Carrillo J., “Evaluación del comportamiento a cortante de muros de concreto por medio de ensayos dinámicos”. Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, 2010.
- Carrillo J.; Alcocer S., “Ensayos en mesa vibradora de muros de concreto para vivienda de baja altura”, Serie Investigación y Desarrollo, Instituto de Ingeniería de la UNAM, México, D.F., aceptado para publicación, 2011a.
- Carrillo J.; Alcocer S., “Propiedades dinámicas de viviendas construidas con muros de concreto”, Serie *Investigación y Desarrollo*, Instituto de Ingeniería de la UNAM, México, D.F., en proceso de publicación, 2011b.
- Carrillo J.; Alcocer S., “Improved external device for a mass-carrying sliding system for shaking table testing”, en *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 40, No. 4, pp. 393-411, 2011c.
- Dramix., “Design guidelines for Dramix steel wire fibre reinforced concrete”, Dramix-Bekaert, Bélgica, 1998.
- Fehling E.; Leutbecher T.; Roeder F. K., “Compression-tension strength of reinforced and fiber-reinforced concrete”, en *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 3, pp. 350-359, 2011.
- FEMA-547, “Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings”. Washington, DC, EUA, 2006.
- Gettu R.; Schnütgen B.; Erdem, E.; Stang, H. “Design methods for steel fiber reinforced concrete: a state of the art report”, Proyecto Brite-EuRam, Sub-comité 1.2, Reporte No. BRPR CT98-0813, pp 55, 2000.
- Jumonji T., “Norma para la evaluación del nivel de daño por sismo en estructuras y guía técnica de rehabilitación”, *CENAPRED, Cuaderno de investigación*, No. 37, 431 pp., 2001.
- Kwak Y.; Eberhard M.; Kim W.; Kim J., “Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups”, en *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 4, pp. 530-538, 2002.
- Mo Y. L.; Rothert H. “Effect of softening models of reinforced concrete framed shearwalls”, en *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 6, pp. 730-744, 1997.
- NTC-C. “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, en *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México, 2004.
- NTC-S, “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, en *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México, 2004.
- Parra-Montesinos G., “High-performance fiber-reinforced cement composites: an alternative for seismic design of structures”, en *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 5, pp. 668-675, 2005.
- RDF, “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, en *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México, 2004.
- Schumacher P.; Walraven, J.C.; den Uijl, J.A.; Bigaj-van Vliet A., “Rotation capacity of self-compacting steel fibre reinforced concrete beams”, *HERON Journal*, Vol. 54, No. 2, pp. 101, 2009.
- Tomazevic M.; Velechovsky T., “Some aspects of testing small-scale masonry building model on simple earthquake simulator”, en *Journal of Earthquake Engineering and structural Dynamics*, Vol. 21, No. 11, pp. 945-963, 1992.