

Desempeño sísmico de muros delgados de concreto reforzado representativos de la construcción industrializada

Seismic performance of reinforced concrete thin walls representative of industrialized construction

Roger Ortega ^{a*}, Pedro Torres ^{b*}, Johannio Marulanda ^{c*}, Peter Thomson ^d, Gilberto Areiza ^{e*}.

^aIngeniero Civil, M.Sc., Estudiante de Doctorado. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^bIngeniero Civil, Estudiante de Maestría. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^cIngeniero Civil, Ph.D., Profesor Titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

^dIngeniero Aeroespacial, Ph.D., Profesor Titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle

^eIngeniero Civil, M.Sc., Profesor Titular. Escuela de Ingeniería Civil y Geomática. Universidad del Valle.

*Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7).

RESUMEN

La construcción industrializada de edificaciones de muros delgados de concreto reforzado ha tomado un auge importante en los últimos años en Latinoamérica, debido a que presenta mayores rendimientos y menor consumo de recursos respecto de otros sistemas constructivos. Sin embargo, su desempeño sísmico ha sido cuestionado. En este artículo se resumen los resultados de dos ensayos de muros delgados y esbeltos sometidos a carga lateral, y se analiza la respuesta experimental de muros de características similares evaluados en otras investigaciones. La evaluación de su comportamiento indica que el sistema puede presentar una capacidad de deformación limitada, y que las prácticas de diseño no son adecuadas para zonas de amenaza sísmica alta.

ABSTRACT

The industrialized construction of buildings with reinforced concrete thin walls has taken a significant boom in recent years in Latin America because it has higher performances and lower resource consumption compared to other construction systems. However, its seismic performance has been questioned. This article summarizes the results of two tests of thin and slender walls subjected to lateral load and analyzes the experimental response of walls with similar characteristics evaluated in other investigations. The evaluation of its behavior indicates that this system may have a limited deformation capacity and that design practices are not suitable for high seismicity regions.

PALABRAS CLAVE: muros delgados, concreto reforzado, desempeño sísmico, carga lateral.

KEYWORDS: thin walls, reinforced concrete, seismic performance, lateral load.

1. Introducción

El sistema industrializado de muros delgados de concreto reforzado ha sido una de las alternativas más usadas para la construcción de

vivienda en Latinoamérica en las últimas décadas. Estas edificaciones son por lo general construcciones de 4 a 15 pisos (Figura 1), que se

caracterizan por emplear muros de espesor reducido (entre 80 y 150 mm). El alma de los muros se refuerza principalmente con acero electrosoldado de ductilidad limitada [1] dispuesto en una sola capa. Algunos muros disponen de elementos de borde, del mismo espesor del alma, reforzados con acero convencional dúctil y refuerzo transversal conformado por ganchos o estribos cerrados, que no garantizan un adecuado confinamiento. La cuantía comúnmente usada en el alma de los muros es 0.25% [2], equivalente a la mínima establecida en varios códigos de diseño [3,4].

Los procedimientos constructivos empleados en estas edificaciones se pueden estandarizar con relativa facilidad. Se utiliza formaleta metálica liviana, modulada según la distribución arquitectónica, concreto de alta fluidez mezclado con aditivos para alcanzar resistencias a una edad más temprana, y mallas de acero electrosoldadas empalmadas en la base de los muros. Estas características permiten alcanzar un mayor rendimiento y un menor consumo de materiales y de mano de obra respecto de otros sistemas constructivos.



Figura 1. Sistema industrializado.

Los efectos causados por los sismos de Chile en 2010 y Nueva Zelanda en 2010 y 2011 en edificios de muros de concreto, y las investigaciones a nivel mundial sobre muros de mayor espesor sugieren que el desempeño de este sistema estructural puede ser limitado, al presentar una capacidad de deformación

reducida, baja capacidad de disipación de energía, y la posibilidad de sufrir fallas frágiles, entre otros aspectos [6–9].

En Colombia, como en los otros países donde se emplea la construcción industrializada, las edificaciones presentan altas relaciones de esbeltez (altura libre del muro/espesor) y una sola cortina de refuerzo, lo que las hace susceptibles a una falla por pandeo fuera del plano [2,10,11]; el refuerzo de baja ductilidad puede limitar la capacidad de desplazamiento [1]; y los bajos espesores no permiten garantizar un suficiente confinamiento del concreto en los extremos de los muros [12,13], además de dificultar el vaciado del concreto (Figura 2). Otros aspectos que podrían aumentar la vulnerabilidad de las edificaciones son las deficiencias en la configuración de la estructura, como irregularidades en planta o altas relaciones de aspecto [14]; altos coeficientes teóricos de capacidad de disipación de energía [15]; muros largos con altas rigideces y baja capacidad de rotación [16], losas de entrepiso con una sola capa de refuerzo [5]; bajas densidades de muros y procesos constructivos deficientes.



Figura 2. Problemas en el vaciado del concreto.

El desempeño sísmico de las edificaciones de muros delgados es incierto, puesto que la reglamentación sobre concreto reforzado considerada para su diseño proviene de las disposiciones de códigos internacionales, ACI 318 – 1999, 2002, y 2008, [17], para el sistema convencional de muros de concreto,

definidas para muros con mayores espesores que permiten el confinamiento del concreto en los extremos y reducen la posibilidad de inestabilidad lateral. Por lo anterior, es necesario evaluar experimentalmente el comportamiento de muros con las características específicas de este sistema constructivo, para aportar a la caracterización de su comportamiento sísmico y ampliar el conocimiento sobre sus posibles modos de falla.

2. Evaluación experimental

2.1 Propiedades de los muros

Se ensayaron dos muros representativos de la construcción industrializada en zona de amenaza sísmica alta. El primer muro, M0R10, fue sometido a carga lateral monotónica y el segundo, M1R10, a carga lateral cíclica cuasi-estática. En ambos casos la carga axial se

mantuvo constante y la relación momento – cortante ($M/V.l_w$) fue de 2.1. El espesor, altura, cuantías y detallado del refuerzo corresponde a las condiciones típicas de este tipo de elementos estructurales. En la Tabla 1 se muestran las propiedades de cada muro.

En la Tabla 1, t_w , l_w y h_w , corresponden al espesor, longitud y altura del muro, f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, S/d_b es la relación entre la separación del refuerzo transversal y el diámetro del refuerzo longitudinal del extremo del muro, y ALR es el nivel de carga axial, equivalente a la relación entre la carga axial (N) y la capacidad nominal a la compresión del muro ($f'_c.l_w.t_w$). El primer muro fue armado con refuerzo convencional dúctil y el segundo con malla electrosoldada (MES) de ductilidad limitada [1,18].

Tabla 1. Propiedades de los muros de prueba

Muro	t_w mm	l_w mm	h_w mm	f'_c MPa	Refuerzo del ama (ρ_w)	f_y MPa	Refuerzo en extremos (ρ_b)	f_y MPa	S/d_b	ALR
M0R10	100	1200	2400	24.7	Barras No. 2 c/125 (0.25%)	521	2 barras No. 4 (1.46%)	430	11.8	2%
M1R10	100	1200	2400	24.7	MES Ø 7 mm c/150 (0.26%)	533	2 barras No. 4 (1.46%)	430	11.8	9%

2.2 Ensayos de carga lateral

Los ensayos se ejecutaron en el Marco de pruebas de la Universidad del Valle (Figura 3). La carga lateral se aplicó mediante un actuador hidráulico de 500 kN de capacidad, y la carga vertical mediante cuatro actuadores de 80 kN cada uno. Los muros fueron instrumentados con celdas de carga, transductores de desplazamiento, y galgas extensiométricas para registrar las cargas aplicadas, los desplazamientos, la rotación o deslizamiento de la base, la curvatura, las deformaciones por cortante, y las deformaciones unitarias en la superficie del concreto. Para el ensayo monotónico del primer muro M0R10 se aplicó inicialmente una carga vertical de 59 kN (ALR =

2%), y posteriormente el muro fue desplazado lateralmente, en una dirección, con incrementos de deriva desde 0.15% hasta 2.0%. La deriva fue definida como la relación entre el desplazamiento y la altura libre del muro (δ/h_w). Para el segundo muro M1R10, sometido al ensayo cíclico, el procedimiento fue similar. Se aplicó una carga vertical de 260 kN (ALR = 9%), y seguidamente se ejecutó un protocolo de desplazamientos horizontales de ocho fases, en ambas direcciones, cada una comprendida por dos ciclos de igual amplitud y con incrementos de deriva desde 0.15% hasta 2%.



Figura 3. Montaje de los muros en el marco de pruebas.

3. Resultados

3.1 Muro M0R10

La resistencia máxima (V_{max}) para el muro M0R10, obtenida como la carga lateral de mayor magnitud alcanzada durante el ensayo monotónico, fue de 114.7 kN; asociada a una deriva máxima (Δ_{max}) de 1.36%. Para una deriva de 1.4% se observaron las primeras grietas verticales en la base del muro, indicativas del inicio del descascaramiento del concreto. Para mayores desplazamientos continuó el descascaramiento y ocurrió el aplastamiento del concreto. Finalmente, el refuerzo longitudinal del elemento de borde quedó expuesto e inició inmediatamente su pandeo debido a la falta de soporte lateral por la alta relación S/db [19]. No se presentó fractura del refuerzo, ni inestabilidad fuera del plano. En las Figuras 4 y 5 se muestra el estado final del muro M0R10 y su relación fuerza – deriva, respectivamente.

3.2 Muro M1R10

La resistencia máxima (V_{max}) para el muro M1R10 fue 151.7 kN, con una deriva máxima (Δ_{max}) de 1.08%. La deriva última (Δ_u), determinada en el instante que la resistencia lateral se degrada 20% de la resistencia máxima, fue de 1.61%. Para una deriva de 0.75% se presentaron los primeros signos de descascaramiento. El inicio del aplastamiento del concreto ocurrió a una deriva de 1.08%. Al

alcanzar una deriva de 1.5%, el agrietamiento y descascaramiento progresivo generaron la exposición del refuerzo longitudinal de uno de los extremos, ocasionando casi inmediatamente su pandeo. Para una deriva de 2% continuó el pandeo del refuerzo, el muro se desprendió de la base y finalmente ocurrió la fractura de una de las barras expuestas del elemento de borde.



Figura 4. Estado final del muro M0R10.

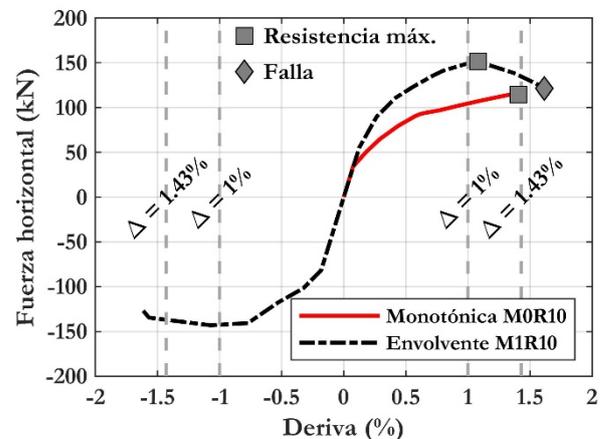


Figura 5. Relación fuerza – deriva muros ensayados

Para ambos muros el comportamiento fue dominado por flexión, de acuerdo con su relación de aspecto h_w/l_w , de 2. La Figura 5 muestra la envolvente de la relación fuerza - deriva del muro M1R10 y se indican las derivas límites para diseño de este sistema estructural, para el caso de secciones no agrietadas (1%) y agrietadas (1.43%), respectivamente. En la Figura 6 se indica el estado final del muro.

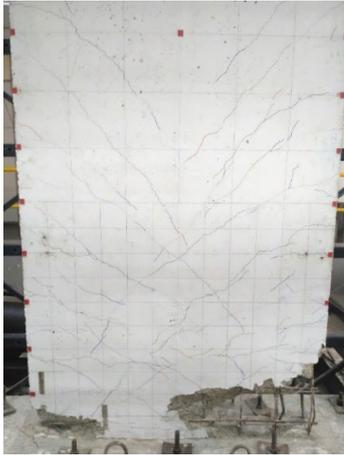


Figura 6. Estado final del muro M1R10.

4. Análisis y discusión de resultados

4.1 Inestabilidad fuera del plano

El parámetro que controla el pandeo fuera del plano es la magnitud de las deformaciones unitarias de tensión en los extremos del muro, previas a la carga de compresión [20]. Los muros no presentaron inestabilidad lateral pese a la alta relación de esbeltez ($h_w/t_w > 16$). Esto debido a que no se alcanzaron deformaciones de tensión suficientemente altas, y probablemente porque no se formaron suficientes grietas en los extremos de los muros, distribuidas en altura, que formarían cuñas de concreto agrietado que ocasionarían inestabilidad lateral. Una hipótesis que puede explicar este comportamiento es la cuantía moderada de refuerzo longitudinal en los extremos de los muros. Se ha observado [10, 21] que con altas cuantías de refuerzo en los elementos de borde, (ρ_b), es más probable que se alcancen mayores desplazamientos fuera del plano, y que ocurra una falla por este tipo de fenómeno.

4.2 Extensión del daño

La longitud experimental de la rótula plástica, estimada como la distancia entre la base y los bordes superiores de la zona afectada por el descascaramiento en la falla [7], fue de 250 mm en ambos casos (Figura 7). La longitud de la rótula plástica fue confirmada mediante la

lectura de las deformaciones unitarias en el concreto. Este resultado concuerda con la longitud registrada en [7,22], quienes han reportado que la concentración del daño ocurre sobre una altura de dos o tres veces el espesor del muro. El agrietamiento por flexión y por flexión – cortante fue considerable en ambos muros. El daño se propagó hasta una altura de 1400 mm y 1800 mm en los muros M0R10 y M1R10, respectivamente.

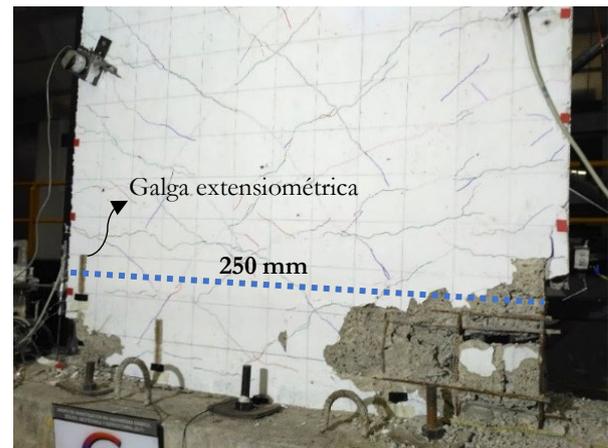


Figura 7. Longitud de la rótula plástica en los muros.

4.3 Degradación de la rigidez

La degradación de la rigidez lateral en función de la deriva se muestra en la Figura 8. El término K_{max} corresponde a la rigidez máxima y K_i es la rigidez en cada nivel de deriva. Cuando se alcanza la deriva límite de 1%, establecida por el Reglamento NSR-10 [3], el muro M0R10 había perdido el 77% de su rigidez inicial, y el muro M1R10 el 67%. Para la deriva límite de 1.43%, especificada para edificaciones diseñadas con secciones agrietadas, la pérdida de rigidez del muro M1R10 fue de 78%. En la Tabla 2 se correlaciona el estado de daño de los muros, en términos del agrietamiento, y su degradación de la rigidez, lo que permite apreciar la evolución del daño y el considerable decremento de la rigidez. Este último es comparable con lo reportado en otros estudios [17,18,23], para muros con características similares.

Tabla 2. Progreso del daño y degradación de la rigidez

Estado de daño – Agrietamiento (número e inclinación de las grietas)	Espesor grieta (mm)	Deriva (%)	Degradación de la rigidez (%)
Muro M0R10			
Primer agrietamiento (0 – 20°)	0.1	0.07	1
Grietas de flexión (menos de 10 grietas; 0° – 15°)	0.1	0.25	48
Grietas de flexión – cortante (10 – 30 grietas; 0° - 55°)	0.15 – 0.6	0.35 – 1.0	56 - 77
Inicio del descascaramiento (35 grietas; 0° - 90°)	0.7	1.4	82
Aplastamiento del concreto	-	1.6	90
Pandeo del refuerzo	-	1.85	-
Muro M1R10			
Primer agrietamiento (0° - 15°)	0.1	0.13	1.8
Grietas de flexión (menos de 10 grietas; 0° – 20°)	0.1	0.25	21
Grietas de flexión – cortante (25 – 50 grietas; 0° - 60°)	0.1 – 0.4	0.35 – 0.50	35 - 47
Inicio del descascaramiento (60 grietas; 0° – 80°)	0.15 – 0.65	0.75	58
Aplastamiento el concreto	-	1.08	71
Pandeo del refuerzo	-	1.5	80
Desprendimiento de la base e inicio fractura del refuerzo	-	2	90

4.4 Medición del daño

El daño se evaluó, para el muro M1R10, mediante el índice de daño (DI) de Park et al. [24], según la Ecuación 1, donde β es un parámetro positivo que representa la degradación de la fuerza, dE es la energía histerética disipada, δ_i son los desplazamientos en cada ciclo i , δ_f es el desplazamiento último, y V_y es la fuerza lateral en el punto de fluencia. El índice de daño fue de 75% para una deriva de 1%, lo que corresponde a un nivel de daño severo y a un estado de daño irreparable, de acuerdo con la escala de Park et al. [25], (Tabla 3).

$$DI = \frac{\delta_i}{\delta_f} + \beta \frac{\int dE}{V_y \cdot \delta_f} \quad (1)$$

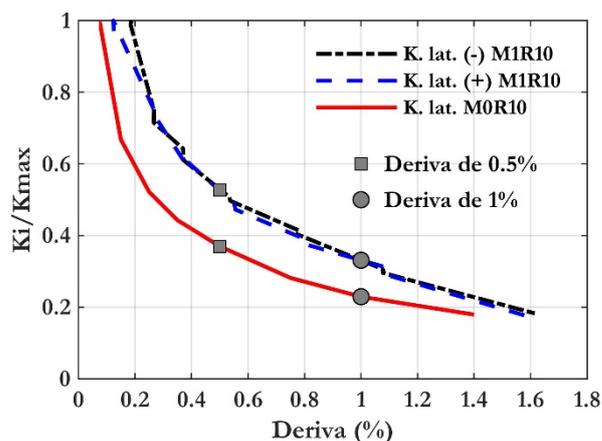


Figura 8. Degradación de la rigidez.

4.5 Desempeño sísmico de muros delgados

En la última década se han evaluado experimentalmente muros delgados de concreto reforzado, sin embargo, la base de datos aún es limitada. A continuación, se resumen los resultados mas relevantes de estos ensayos (Tabla 4) y se analiza el desempeño de los muros.

Tabla 3. Escala de daño propuesta por Park et al. [25]

Nivel de daño	Grado de daño	DI (%)	Estado de daño	Descripción
1	Sin daño	< 10		Grietas menores localizadas
2	Menor	10 - 25	Reparable	Grietas ligeras en toda la estructura
3	Moderado	25 - 40		Grietas severas y desprendimientos localizados
4	Severo	40 - 100		Aplastamiento del concreto, refuerzo visible.
5	Colapso	> 100	Pérdida total	Colapso

La característica más sobresaliente del desempeño de los muros es su limitada capacidad de deformación. La mayoría alcanzaron una deriva inferior a 1.43%, (Figura 9). En promedio, los muros registraron una deriva última menor a 1%. Solo el 20% de los muros alcanzó una capacidad de deformación superior a 1%. Los muros con una capacidad moderada de deformación (>1.5%) fueron principalmente muros cortos sometidos a un bajo nivel de carga axial.

Los muros mostraron una alta degradación de la rigidez. En promedio, al alcanzar una deriva de 0.9% ya habían perdido el 87% de su rigidez inicial. Estos resultados evidencian que los factores de agrietamiento propuestos por el ACI 318 - 14, de 0.35 y 0.7 para secciones agrietadas y no agrietadas, respectivamente, subestiman la afectación de la rigidez de los muros para consideraciones de diseño estructural [16].

Tabla 4. Ensayos de muros delgados de concreto reforzado representativos del sistema industrializado.

Muro	Autor	Secc. transv. (1)	Dimensiones			f _c (MPa)	Refuerzo (2)			ALR (%)	Δu (%)	Degradación de rigidez (3)		Pandeo fuera del plano
			(mm)				ρ _w (%)	ρ _b (%)	ρ _t (%)			%	Δ (%)	
			t _w	l _w	h _w									
1EIA	[23]	R	80	1200	4700	23	0.19	2.31	0.20	16	1	80	1	S
2EIA	[23]	R	80	1200	4500	21	0.19	2.31	0.20	5	1.25	-	-	S
3EIA	[23]	R	80	1200	4500	21	0.19	2.31	0.20	10	-	65	1	S
TW1	[6]	T	80	2700	2000	28.8	0.15	2.51	0.18	4.3	1	-	-	S
TW4	[6]	T	80	2700	2000	31.2	0.15	2.51	0.18	3.3	0.75	-	-	S
W4	[16]	T	100	2500	2400	39.1	0.27	0.27	0.27	4.4	0.59	96	0.59	N
W5	[16]	T	100	2500	2400	40.1	0.26	0.26	0.26	4.3	0.80	94	0.80	N
W6	[16]	T	100	2500	2400	39.2	0.27	2.54	0.27	4.4	0.86	92	0.92	N
W7	[16]	T*	100	2500	2400	47	0.27	1.27	0.27	3.7	1.15	95	1.15	N
TW2	[6]	T	120	2700	2000	50.7	0.49	0.49	0.36	3.2	1	-	-	N
TW3	[6]	T	120	2700	2000	48.3	0.49	0.49	0.36	3.4	1	-	-	N
TW5	[6]	T	120	2700	2000	33.3	0.49	0.49	0.36	4.8	1	-	-	N
MQE1-01	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.18	1.52	0.18	4	1	96	1	N
MQE1-02	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.18	1.52	0.18	4	0.5	86	0.5	N
MQE1-03	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.18	1.52	0.18	4	1	95	1	N
MQE2-01	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.26	1.52	0.26	4	1	93	1	N
MQE2-02	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.26	1.52	0.26	4	0.52	86	0.52	N
MQE2-03	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.26	1.52	0.26	4	0.65	-	-	N
MF	[18]	R	100	2650	2400	17.2	0.28	1.52	0.28	4	1	90	1	N
M0R10		R	100	1200	2400	24.7	0.25	1.46	0.26	2	1.36 ⁽⁴⁾	77	1	N
M1R10		R	100	1200	2400	24.7	0.26	1.46	0.25	9	1.61	67	1	N

(1) Sección transversal. R: Rectangular, T: sección en T, T*: sección pseudo I.

(2) ρ_w, ρ_b, ρ_t, corresponden a las cuantías de refuerzo longitudinal en el alma, en el borde de los muros, y transversal.

(3) Porcentaje de degradación al nivel de deriva indicado.

(4) Deriva máxima.

Según el nivel de daño estimado para el muro M1R10 y la descripción del daño y modo de falla reportado para los muros de la Tabla 4, es posible inferir que el grado de daño es, en

general, de moderado a severo para derivas cercanas a 1%; con daños como grietas severas, desprendimientos localizados, aplastamiento del concreto y refuerzo expuesto. Para derivas

superiores, en algunos casos, los muros se acercan al estado de colapso, con afectaciones que van desde fallas por adherencia del refuerzo en la interfase cemento – muro, pandeo del refuerzo, fractura del refuerzo, grandes concentraciones de daño en una región y fractura longitudinal del muro. Lo anterior indica que para una deriva cercana al límite de 1% el nivel de deterioro de los muros es considerable.

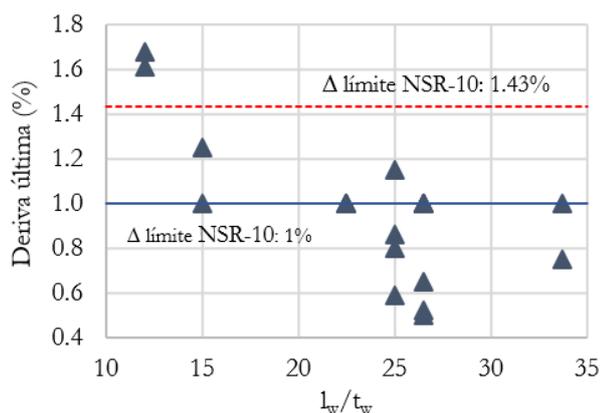


Figura 9. Deriva última versus relación longitud/espesor

Otro aspecto importante en el desempeño de los muros delgados es la susceptibilidad al pandeo fuera del plano. El 24% de los muros de la Tabla 3 reportaron este tipo de inestabilidad. Estos muros tenían, tal como se describió en la sección anterior, cuantías de acero significativas en sus extremos ($\rho_b > 2\%$). Solo uno de los muros, con una alta cuantía en los elementos de borde, no presentó pandeo fuera del plano.

Para el caso de los muros que no mostraron signos visibles de pandeo fuera del plano, las deformaciones de tensión fueron inferiores a la deformación de tensión crítica que induciría falla fuera del plano, $\epsilon_{sm,cr}$, estimada según la Ecuación (2) de Parra & Moehle, (2017) [10], lo cual probablemente evitó que se presentaran desplazamientos fuera del plano significativos. Para los muros W4 y W5 (sin refuerzo adicional en los extremos) la $\epsilon_{sm,cr}$ es del orden de 1.6%, y para el muro W6 (con $\rho_b = 2.54\%$), es aproximadamente de 1.1%, mientras que las deformaciones de tensión medidas en el

refuerzo de los extremos de los muros no superaron en ningún caso a 0.4%. Lo contrario ocurre para los muros TW1 y TW4 que sufrieron significativos desplazamientos fuera del plano. Para estos muros las deformaciones de tensión alcanzadas fueron altas, con valores máximos de 1.3% y 0.9%, respectivamente, las cuales están muy cerca de la deformación crítica $\epsilon_{sm,cr}$, que equivale aproximadamente a 1.15% [6,17].

$$\epsilon_{sm,cr} = k\xi_{cr} \left(\frac{\pi t_{w,cr}}{K h_w} \right)^2 + 0.005 \quad (2)$$

En la Ecuación (2), K es el parámetro que considera la longitud efectiva del elemento; $\epsilon_{sm,cr}$ es la máxima deformación unitaria de tensión en el refuerzo longitudinal; k es el parámetro de la profundidad efectiva del refuerzo longitudinal; ξ es un parámetro relacionado con la cuantía mecánica de refuerzo m , que para la práctica común de diseño se puede tomar entre 0.16 y 0.36.

Las bajas cuantías de refuerzo en el alma de los muros delgados (ρ_w típico: 0.25%) pueden ocasionar que el agrietamiento no se propague en un área importante del muro, sino que el daño se concentre en la interfase, generando grandes grietas que inducen altas deformaciones en las barras de empalme embebidas en la cimentación. Esto implica una mayor probabilidad de pandeo o fractura del refuerzo, además de la reducción de la capacidad de desplazamiento del muro [17,19,26]. En la Figura 10 se puede apreciar la diferencia en la forma como se propaga el daño en muros con bajas cuantías de refuerzo y con refuerzo adicional en los extremos. Una cuantía reducida de acero también puede ocasionar una falla frágil, debido a que el momento de agrietamiento puede ser mayor que el momento de fluencia; en tal caso el acero en tensión del extremo fluiría incluso para deformaciones menores a las que producen el agrietamiento del concreto [27].

El uso de refuerzo con poca ductilidad puede disminuir la capacidad de deformación de

los muros y concentrar el daño en una zona o sección, ocasionando una falla frágil [1,27,28]. Finalmente, la práctica de empalmar el refuerzo en la base de los muros puede ocasionar una reubicación de la rótula plástica, y de no existir un confinamiento adecuado, en la zona de traslape, la capacidad de deformación se podría reducir significativamente [29].

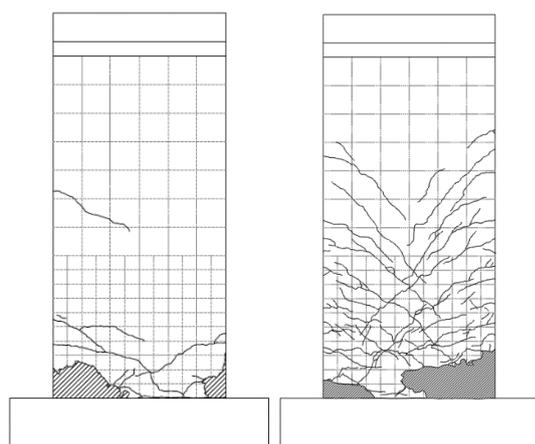


Figura 10. Propagación del daño: a) muro con ρ_w de 0.25% y sin refuerzo adicional en los extremos, y b) muro con ρ_w de 0.25% y ρ_b de 1.47%.

5. Conclusiones

El análisis del comportamiento de los muros delgados de concreto reforzado muestra que las prácticas de diseño y construcción de este sistema constructivo probablemente no garantizan un desempeño sísmico adecuado en zona de amenaza sísmica alta, teniendo en cuenta que la respuesta experimental se caracterizó por: i) una baja capacidad de deformación, ii) una alta degradación de la rigidez, iii) un nivel de daño considerable para la deriva de diseño límite de 1%, iv) inestabilidad fuera del plano, y v) probabilidad de sufrir fallas de tipo frágil.

Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Universidad del Valle y al Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación (Colciencias), entidades que financian el proyecto No. 110674558634, CT 015-2017.

Referencias

- [1] J. Carrillo, C. Diaz, C.A. Arteta, Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá Colombia, *Constr. Build. Mater.* 195 (2019) 352–362.
- [2] J.C. Sánchez, C.A. Arteta, Caracterización Estadística de Edificios de Muros Delgados en Concreto Reforzado para Zonas de Amenaza Sísmica Alta, in: VIII Congr. Nac. Ing. Sísmica, Barranquilla. Colombia, 2017.
- [3] AIS, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santa Fé de Bogotá., 2010.
- [4] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, 2014.
- [5] C. Palomino, Buenas prácticas en el diseño de vivienda industrializada, *Noticreto.* 152. Ene- (2019) 12–18.
- [6] J. Almeida, O. Prodan, A. Rosso, K. Beyer, Tests on thin reinforced concrete walls subjected to in-plane and out-of-plane cyclic loading, *Earthq. Spectra.* 33 (2016) 323–345.
- [7] C. Alarcon, M.A. Hube, J.C. de la Llera, Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries, *Eng. Struct.* 73 (2014) 13–23.
- [8] H. Gonzales, F. López-Almansa, Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls, *Eng. Struct.* 34 (2012) 244–258.
- [9] J.W. Wallace, L.M. Massone, P. Bonelli, J. Dragovich, R. Lagos, C. Lüders, J. Moehle, Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings, *Earthq. Spectra.* 28 (S1) (2012) S281-S299.
- [10] P.F. Parra, J.P. Moehle, Stability of Slender Wall Boundaries Subjected to Earthquake Loading, *ACI Struct. J.* 114 (6) (2017) 1627–1636.

- [11] A. Rosso, J.P. Almeida, K. Beyer, Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings, *Bull. Earthq. Eng.* (2016).
- [12] C.A. Arteta, D. To, J. Moehle, Experimental Response of Boundary Elements of Code-Compliant Reinforced Concrete Shear Walls, 10th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng. (2014).
- [13] C.L. Segura, J.W. Wallace, Seismic Performance Limitations and Detailing of Slender Reinforced Concrete Walls, *ACI Struct. J.* 115-s65 (2019) 849–860.
- [14] R. Jünemann, J.C. de la Llera, M.A. Hube, L.A. Cifuentes, E. Kausel, A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake, *Eng. Struct.* 82 (2015).
- [15] R. Bonett, J. Carrillo, C.A. Blandon, C.A. Arteta, J.F. Restrepo, J.L. Rosales, Evaluación del Factor R para edificios de muros delgados y esbeltos en sistemas industrializados, in: IX Congr. Nac. Ing. Sísmica, Santiago de Cali, Colombia, 2019: pp. 1401–1412.
- [16] G.A. Araujo, C.A. Arteta, C.A. Blandón, Evaluación de la respuesta sísmica de sistemas de muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta en Colombia, in: IX Congr. Nac. Ing. Sísmica, Santiago de Cali, Colombia, 2019: pp. 1413–1430.
- [17] C.A. Blandon, C.A. Arteta, R.L. Bonett, J. Carrillo, K. Beyer, J.P. Almeida, Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading, *Eng. Struct.* 176 (2018) 175–187.
- [18] L.G. Quiroz, Y. Maruyama, C. Zavala, Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental investigation and numerical simulation, *Eng. Struct.* 52 (2013) 153–167.
- [19] A. Dazio, K. Beyer, H. Bachmann, Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls, *Eng. Struct.* 31 (2009) 1556–1571.
- [20] T. Paulay, M.J.N. Priestley, Stability of ductile structural walls, *ACI Struct. J.* (1993).
- [21] A. Rosso, L.A. Jiménez-Roa, J.P. De Almeida, A.P.G. Zuniga, C.A. Blandón, R.L. Bonett, K. Beyer, Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability, *Bull. Earthq. Eng.* 16 (2018).
- [22] S. Takahashi, K. Yoshida, T. Ichinose, Y. Sanada, K. Matsumoto, H. Fukuyama, H. Suwada, Flexural drift capacity of reinforced concrete wall with limited confinement, *ACI Struct. J.* 110 (1) (2013) 95.
- [23] C.A. Blandón, J.F. Rave, R.L. Bonett, Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales, in: VII Congr. Nac. Ing. Sísmica, Santa Fé de Bogota, Colombia, 2015: pp. 1–10.
- [24] Y.J. Park, A.H.S. Ang, Y.K. Wen, Seismic damage analysis and damage-limiting design of R.C buildings, Urbana, Illinois, 1984.
- [25] Y.J. Park, A.M. Reinhorn, S.K. Kunnath, IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame - shear-wall structures, Buffalo, NY, 1987.
- [26] Y. Lu, R.S. Henry, R. Gultom, Q.T. Ma, Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement, *J. Struct. Eng.* 143 (2016).
- [27] C. Arteta, Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia, in: VIII Congr. Nac. Ing. Sísmica, Barranquilla, Colombia, 2017.
- [28] J. Carrillo, S.M. Alcocer, Simplified equation for estimating periods of vibration of concrete wall housing, *Eng. Struct.* 52 (2013) 446–454.
- [29] J.P. Almeida, O. Prodan, D. Tarquini, K. Beyer, Influence of Lap Splices on the Deformation Capacity of RC Walls. I: Database Assembly, Recent Experimental Data, and Findings for Model Development, *J. Struct. Eng.* (United States). 143 (2017).