

Evaluación Experimental de la Resistencia Sísmica de Muros de Concreto Armado de Espesor Reducido en Viviendas de Baja Altura

Almeida Navarrete, Javier¹ ; Hube, Matías² ; Khorami, Majid^{1,3*} 

¹Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad UTE, Quito, Ecuador.

²Department of Structural and Geotechnical Engineering, Pontificia Universidad Católica de Chile and Research Center for Integrated Disaster Risk Management (CIGIDEN) ANID/FONDAP/15110017, Santiago, Chile.

³Facultad de Ingeniería Mecánica y Ciencias de Producción (FIMCP), Escuela Superior Politécnica de Litoral (ESPOL), Guayaquil, Ecuador

Resumen: Actualmente en América Latina, la construcción regular de muros de hormigón armado para estructuras de hasta dos plantas es una analogía al método utilizado en los edificios de gran altura. Los muros están diseñados con una doble capa de malla de acero horizontal y vertical. Sin embargo, el uso de refuerzo de doble malla implica una cantidad de acero mucho mayor que la necesaria para los diseños de muros de estructuras de poca altura. Este estudio tiene como propósito realizar pruebas experimentales para evaluar el comportamiento sísmico de muros delgados de concreto armado con un solo refuerzo central. El plan experimental consideró una prueba de 6 muros en una proporción de 1:1. del WSL1 al WSL6, los muros tienen una longitud de 1600 mm (l_w), una altura de 1600 mm (h_w) y un espesor de 100 mm (t_w), todas las muestras se construyeron con una viga superior para aplicar cargas horizontales y una viga inferior para sujetar los muros al suelo. Se ha observado a partir de ensayos experimentales que el comportamiento y falla de los muros se controla mediante el corte. La mayoría de las primeras grietas observadas en la muestra son grietas diagonales. Las variables estudiadas en el análisis de resultados fueron: cuantía de malla de refuerzo, tipo de acero (malla o refuerzo corrugado), cuantía de refuerzos de borde vertical. Además, se analizaron los resultados experimentales para evaluar el efecto del refuerzo de borde, cuantía de mallas soldadas, el tipo de acero y cuantía de armaduras convencionales.

Palabras clave: Concreto Reforzado, Paredes Delgadas, Rejilla Soldada, Edificaciones de Bajo Nivel, Barras de Refuerzo, Comportamiento Sísmico

Experimental Evaluation of the Seismic Resistance of Reinforced Concrete Walls with Reduced Thickness in Low-rise Residential Buildings

Abstract: Currently in Latin America, the regular construction of reinforced concrete walls for structures up to two stories is analogous to the method used in high-rise buildings. The walls are designed with a double layer of horizontal and vertical steel mesh. However, the use of double mesh reinforcement involves a much larger amount of steel than necessary for low-rise structure wall designs. The objective of this study is to experimentally evaluate the seismic performance of thin reinforced concrete walls with a single central reinforcing mesh. The experimental plan considered a test of 6 walls in a 1:1 ratio. From WSL1 to WSL6, the walls have a length of 1600 mm (l_w), a height of 1600 mm (h_w), and a thickness of 100 mm (t_w), all samples were constructed with a top beam to apply horizontal loads and a bottom beam to hold the walls to the ground. It has been observed from experimental tests that the behavior and failure of the walls are controlled by shear. Most of the first cracks observed in the sample are diagonal cracks. The variables studied in the results analysis were: amount of reinforcing mesh, type of steel (mesh or corrugated reinforcement), and amount of vertical edge reinforcements. Additionally, the experimental results were analyzed to evaluate the effect of edge reinforcement, amount of welded mesh, type of steel, and amount of conventional reinforcements.

Keywords: Reinforced Concrete, Thin Walls, Welded Mesh, Low-rise Buildings, Reinforcing Bars, Seismic Performance

*khoramimajid@yahoo.com
Recibido: 30/03/2023
Aceptado: 28/07/2023
Publicado en línea: 14/11/2023
10.33333/tp.vol52n2.03
CC 4.0

1. INTRODUCCIÓN

Durante los últimos años, la construcción de viviendas en América Latina ha experimentado un notable aumento. Para cumplir esta demanda, se han construido casas y edificios con muros delgados de hormigón armado (CR) en países propensos a sismos como Ecuador, Colombia, México, Perú, Venezuela y Chile (Blandon, 2018; Gonzales, 2012; Mejia, 2019; Santa-María, 2017). La ventaja de usar muros de CR se basa en su resistencia, bajo costo y rápida construcción. Se han utilizado muros de hormigón armado de 100 mm de espesor, usando una o dos capas de refuerzo de alma, ya sea con varillas corrugadas (DB) o con refuerzo de malla soldada (WWR).

Debido a que muchas de las estructuras antes mencionadas no cumplen con los requisitos sísmicos de los principales códigos de diseño, como ACI-318 (2014), los códigos locales han incluido disposiciones especiales para muros de hormigón armado delgados. Como ejemplo, el código mexicano NTSC-(2004) permite paredes estructurales de hasta 100 mm de espesor para estructuras de uno y dos pisos, pero se requiere un espesor de 130 mm para estructuras más altas. De manera similar, el código chileno DS-60 (MINVU, 2010) permite utilizar muros de concreto reforzado convencionales en edificios de hasta cinco niveles, siempre y cuando sean diseñados con un factor de reducción de resistencia equivalente al de las estructuras de albañilería. Para tales paredes, el espesor de pared mínimo es de 100 mm y se pueden usar una o dos capas de refuerzo de alma.

Surgen diferentes preocupaciones sobre el desempeño sísmico de las estructuras con muros delgados de hormigón armado principalmente debido a la posible falta de ductilidad, la poca información disponible sobre su comportamiento durante los terremotos y la ausencia de pautas de diseño respaldadas por investigaciones experimentales. Se ha investigado el comportamiento de muros delgados de RC tanto por medios experimentales como analíticos. Quiroz (2013) probó muros

reforzados con WWR, Carrillo et al. (2015) estudiaron muros construidos con hormigón ligero y de baja resistencia. Adicionalmente, se han realizado ensayos para comparar el comportamiento cuasi estático y dinámico de muros de CR (Carrillo & Alcocer, 2013), para evaluar el comportamiento fuera del plano (Rosso et al., 2016), y para proponer resistencia al corte e histéresis (Luna, 2015). En cuanto a los estudios analíticos de muros delgados, se han propuesto ecuaciones para estimar la resistencia al corte (Carrillo & Alcocer, 2011), y se han propuesto curvas de fragilidad para muros reforzados con WWR (Quiroz, 2013). Con respecto al comportamiento de muros delgados de CR, Blandon (2018) probó cuatro paredes para caracterizar el comportamiento de edificios de altura media a alta.

Este artículo corresponde al trabajo de investigación realizada en la Pontificia Universidad Católica de Chile (Almeida, 2015), se muestra información adicional al trabajo realizado anteriormente por Hube et al., (2020) y describe las actividades experimentales de seis especímenes de muros delgados de hormigón armado a escala real con refuerzo interno de una sola capa. Los muros se detallan con diferentes tipos de acero, proporciones de refuerzo y espesores de muro. El muro 1 corresponde al muro de referencia (WSL1), el muro 2 se analizará por cuantía de borde (WSL2), el muro 3 se analizará por cuantía de refuerzo alta (WSL3), el muro 4 se analizará por cuantía de refuerzo reducida (WLS4), el muro 5 se analizará el tipo de acero (WLS5) y el muro 6 se analizará el tipo de acero con cuantía reducida (WLS6). El espécimen está sujeto a desplazamientos laterales periódicos sin carga axial. Se determinaron la relación carga-desplazamiento, el modo de falla, el modo de fisuración y se determinó la deformabilidad. Además, la resistencia medida se compara con la resistencia calculada utilizando la recomendación (ACI-318, 2014) y con las ecuaciones planteadas por los autores Carrillo & Alcocer (2011).

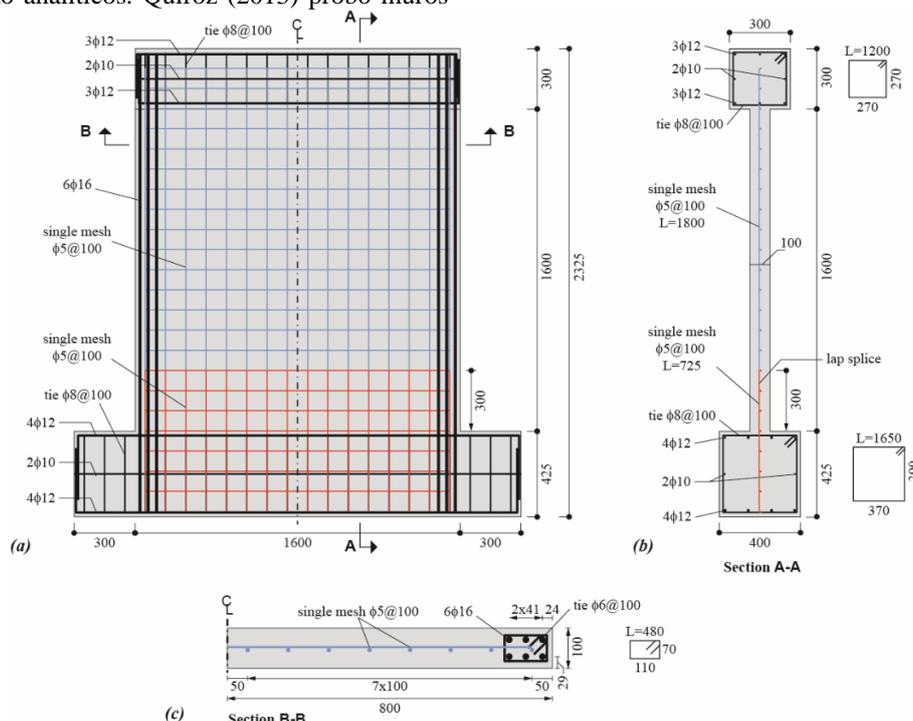


Figura 1. Geometría y detalle de refuerzo muro WSL1 (a) elevación, (b) corte A-A, and (c) mitad del corte B-B. Dimensiones en mm (Hube et al., 2020)

Tabla 1. Matriz de Ensayos

| Muro | Propósito de ensayo | t_w (mm) | Refuerzo Tipo | Detalle de refuerzo | $\rho_t = \rho_l$ | ρ |
|------|----------------------------------------------|------------|---------------|---------------------|-------------------|--------|
| WSL1 | Muro de referencia | 100 | WWR | $\phi 5 @ 100$ | 0.0020 | 0.008 |
| WSL2 | Cuantía de borde | 100 | WWR | $\phi 5 @ 100$ | 0.0020 | 0.003 |
| WSL3 | Cuantía de refuerzo alta | 100 | WWR | $\phi 7 @ 150$ | 0.0026 | 0.008 |
| WSL4 | Cuantía de refuerzo reducida | 100 | WWR | $\phi 4.2 @ 100$ | 0.0014 | 0.008 |
| WSL5 | Tipo de acero | 100 | DB | $\phi 8 @ 250$ | 0.0020 | 0.008 |
| WSL6 | Tipo de acero y cuantía de refuerzo reducida | 100 | DB | $\phi 8 @ 360$ | 0.0014 | 0.008 |

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Matriz de prueba

Se construyeron y probaron seis muros delgados de hormigón armado con refuerzo de una sola capa, bajo desplazamientos laterales cíclicos. Las variables consideradas son el espesor de pared (t_w), tipo de refuerzo del alma, relaciones de refuerzo transversal y longitudinal del alma (ρ_t y ρ_l), y relación de refuerzo a flexión (ρ), donde ρ es la relación entre el refuerzo de límite longitudinal y la superficie transversal del muro. En la Tabla 1, se resume la matriz de prueba. La longitud (l_w) y la altura (h_w) de las paredes fueron de 1600 mm cada una, lo que resultó en una relación de $h_w/l_w = 1,0$. Las muestras (WSL1 a WSL6) tenían un espesor de 100 mm. Las muestras se construyeron para obtener un comportamiento a corte debido a su relación de aspecto, razón altura y largo de muro (h_w/l_w), y razón largo y espesor de muro (l_w/t_w). La geometría y los detalles de WSL1 se muestran en la Figura. 1.

Los muros están conectados al marco de carga con vigas de hormigón armado superiores e inferiores. La carga lateral se aplica en el centro de la viga RC superior, a 1750 mm de la parte inferior del muro, lo que da como resultado una relación de aspecto (M/Vl_w) de 1,09. Dado que las cargas verticales de estructuras bajas son despreciables, no se aplican cargas axiales a los muros.

El muro WSL1 se definió como el muro de referencia, y se reforzó con una malla de una sola capa de $\phi 5$ mm de diámetro espaciadas a 100 mm, lo que da como resultado

relaciones de refuerzo transversal y longitudinal de $\rho_t = \rho_l = 0,002$ (Figura. 1). La relación de acero transversal es equivalente a la relación mínima especificada por ACI 318 (2014) para muros ordinarios. Para simular la práctica de construcción, se fundió una malla corta con la base inferior, la cual se empalmó con el refuerzo del muro con una longitud de empalme traslapado de 300 mm (Figura. 1). Para evitar la falla por flexión, los bordes de WSL1 se reforzaron con seis varillas longitudinales de $\phi 16$ mm, amarradas con estribos de $\phi 6$ mm espaciados a 100 mm. La cantidad de refuerzo por flexión no es común en la práctica de la construcción, pero se usó con propósitos de prueba para asegurar una falla por cortante de los muros.

El detallamiento del muro WSL2 es idéntico al de WSL1, excepto en su borde, donde WSL2 se reforzó con dos barras longitudinales de $\phi 16$ mm ($\rho = 0,003$) y sin refuerzo transversal. Los muros WSL3 y WSL4 tenían los mismos detalles de borde que WSL1, pero un refuerzo interior diferente. El muro WSL3 se reforzó con una cuantía de acero más grande que WSL1, utilizando malla de $\phi 7$ mm espaciadas a 150 mm ($\rho_t = \rho_l = 0,0026$). El muro WSL4 se reforzó con malla de $\phi 4,2$ mm espaciadas a 100 mm ($\rho_t = \rho_l = 0,0014$), lo que da como resultado una cuantía de acero más baja que WSL1.

Para evaluar el efecto del tipo de acero, los muros WSL5 y WSL6 se detallaron con varillas corrugadas de $\phi 8$ mm en lugar de malla refuerzo interior. El refuerzo de los especímenes WSL5 y WSL6 fueron equivalentes a las de WSL1 y WSL4, respectivamente.

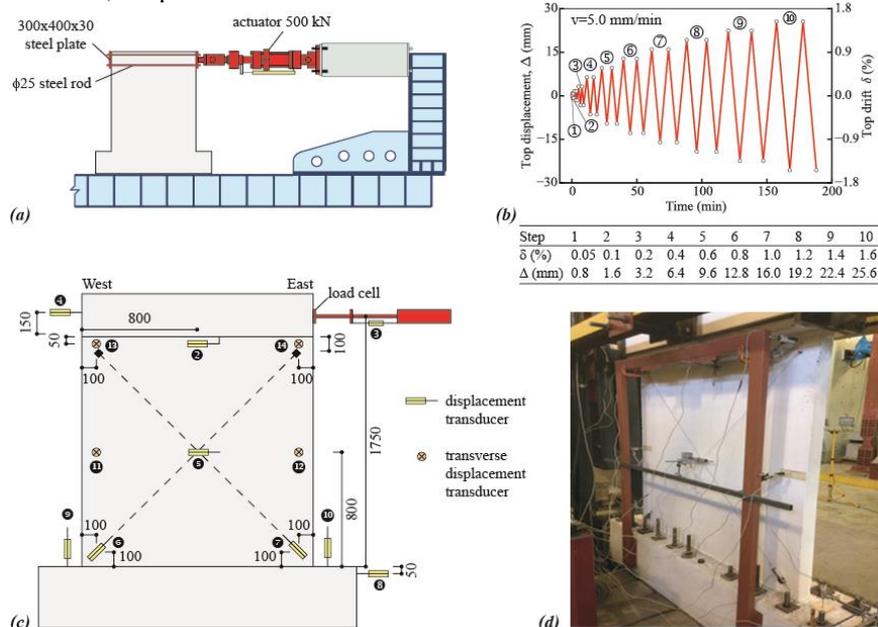


Figura 2. Programa Experimental: (a) Configuración del ensayo, (b) Protocolo de carga, (c) instrumentación y (d) Foto de un muro instrumentado (Hube et al., 2020)

2.2 Propiedades de los materiales

Para el hormigón con un tamaño máximo de agregado de 10 mm, la resistencia a la compresión especificada es de 20 MPa. La malla de refuerzo se especifica como acero con un límite elástico nominal de 500 MPa. Para barras de acero de diámetro igual o superior a Ø8 mm, el límite elástico nominal del acero es de 420 MPa, y para estribos en el borde del muro, diámetro de Ø6, el límite elástico nominal del acero es de 280 MPa.

2.3 Propiedades de los materiales

Las propiedades mecánicas del hormigón y de los aceros de refuerzo fueron medidas experimentalmente. Para el hormigón de los especímenes, se especificó con una resistencia característica teórica en probetas cúbicas de 20 MPa, con un tamaño máximo de árido de 10 mm. experimentalmente, se ensayaron un total de nueve probetas cilíndricas de 300 mm de alto y 150 mm de diámetro. Tres probetas fueron ensayadas a los días 7, tres probetas a los 28 días y tres probetas fueron ensayadas en la misma semana de ensayo de los muros para tener una resistencia más aproximada la real. La resistencia promedio del hormigón fue de 28.9 MPa y el módulo de elasticidad promedio de estos ensayos fue de 25.4 GPa.

Para el acero de refuerzo, se ensayaron a tracción tres barras $\phi 8$ mm, dos barras $\phi 12$ mm y dos barras $\phi 16$ mm de acero A630-420. Las barras $\phi 8$ mm fueron utilizadas como armadura de refuerzo tipo de malla en algunos muros y las barras $\phi 12$ y $\phi 16$ mm fueron utilizadas como armadura de borde. Adicionalmente, se ensayaron tres barras $\phi 4.2$ mm, tres barras $\phi 5$ mm y tres barras $\phi 7$ mm de acero AT560-500 correspondientes a las mallas C139, C196, y C257 respectivamente. A partir de los ensayos se determinó la tensión de fluencia.

La tensión de fluencia medida experimentalmente, es en promedio un 10 % mayor a la tensión de fluencia nominal para las barras de acero A630-420, mientras que para el acero AT560-500 la tensión de fluencia experimental es en promedio un 18 % mayor a la tensión de fluencia nominal por lo que los dos aceros cumplen con las especificaciones. El módulo de elasticidad experimental de las barras de acero A630-420 es 196 GPa, y para las barras de acero AT 560-500, 180 GPa. La deformación unitaria en el acero A630-420 es en promedio 9.4%, mientras que la deformación unitaria en el acero AT 560-500 es en promedio de 1.1%.

El comportamiento de las barras de acero AT560-500 es más frágil por lo que la capacidad de deformación es menor a las de las barras de acero A630-420.

2.4 Configuración e instrumentación de la prueba

La configuración de prueba se muestra en la Figura. 2a. Los muros se atornillaron en la base con varillas de acero de 20 Ø25 mm. Para aplicar la carga lateral, se utilizó un actuador hidráulico con una capacidad de 500 kN atornillado a las vigas superiores de los muros de hormigón armado. El actuador se clavó en ambos extremos y se sujetó a la viga RC usando varillas de acero de 4 Ø25 mm atornilladas contra placas de acero de 400x300x30 mm ubicadas en cada extremo de la viga RC superior. Para evitar desplazamientos fuera del plano, los soportes rodantes a cada lado de la viga de hormigón armado superior se conectaron a vigas en I horizontales de acero. Los muros fueron instrumentados con una celda de carga y un total de trece transductores de desplazamiento (Figura. 2c). Los transductores de desplazamiento se utilizaron para medir los desplazamientos en el plano y fuera del plano del muro, las deformaciones diagonales del muro y el posible movimiento de la base RC inferior.

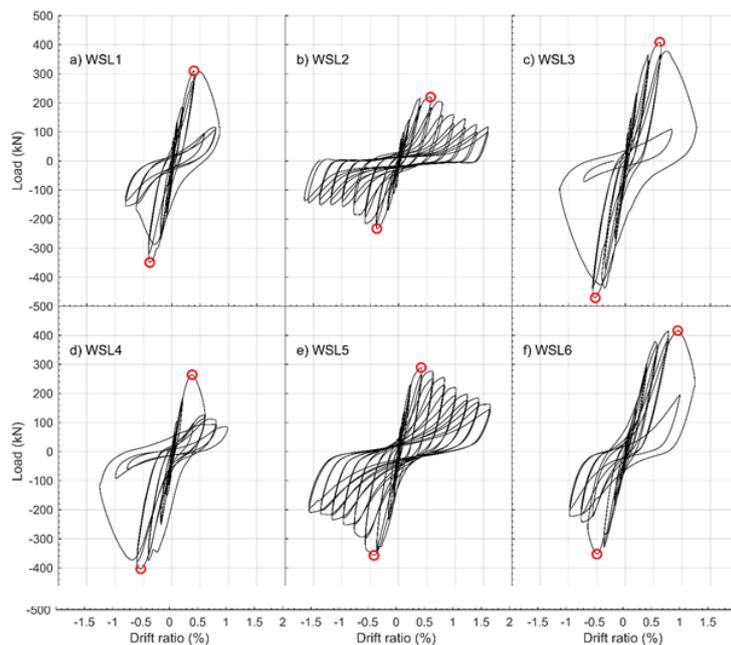


Figura 3. Relaciones carga vs deformación

2.5 Aplicación y control de carga

Se aplicaron a los muros desplazamientos cíclicos laterales a una velocidad constante de 5 mm/s. El protocolo de desplazamiento horizontal se muestra en la Figura. 2b y consta de dos ciclos para cada nivel de amplitud de deriva. El actuador se controló usando un sensor de desplazamiento ubicado en el borde inferior de la viga RC superior a 1600 mm de la base de la pared (transductor # 2 en la Figura. 2c). La relación de deriva se calculó con el desplazamiento del haz superior (obtenido del transductor #2 en la Figura. 2c) dividido por la distancia a la base (1600 mm).

2.6 Relaciones carga-desplazamiento

Las respuestas carga-desplazamiento medidas para los seis muros probados se muestran en la Figura 3. Los puntos de máxima resistencia en cada dirección de carga están marcados con círculos. La Tabla 2 resume el tipo de falla, la resistencia máxima, la relación de desplazamiento a la resistencia máxima y la relación de desplazamiento final de cada muro. La tabla muestra los valores medidos en ambas direcciones de carga. Para muros con falla por fragilidad, la relación de deriva última se define igual a la relación de deriva a la resistencia máxima. Para muros con falla dúctil, la relación de deriva máxima se define como la relación de deriva en la cual la resistencia disminuye al 80% de la resistencia máxima.

3. RESULTADOS DEL ENSAYO

Tabla 2. Resultados del ensayo y resistencias calculadas

| Muro | Tipo de Falla | Deriva en la carga de agrietamiento (%) | Carga de agrietamiento ¹ (%) | Deriva en Resistencia máxima (%) | Resistencia Máxima (kN) | Deriva última (%) | Resistencia Última (kN) | Resistencia al corte ACI-318 (kN) | Resistencia al corte Carrillo-Alcocer (kN) |
|------|---------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------|-------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------------|
| WSL1 | Tensión Diagonal / Frágil | 0.10 | 213 | 0.39 0.39 | 310 349 | 0.67 0.41 | 248 280 | 394 | 285 |
| WSL2 | Deslizamiento / Dúctil | 0.10 | 161 | 0.57 0.38 | 220 233 | 0.75 0.58 | 176 186 | 394/313 ² | 285 |
| WSL3 | Tensión Diagonal / Frágil | 0.05 | 102 | 0.61 0.53 | 408 471 | 0.88 0.65 | 326 378 | 449 | 323 |
| WSL4 | Tensión Diagonal / Frágil | 0.10 | 179 | 0.34 0.55 | 265 403 | 0.50 0.92 | 212 323 | 346 | 252 |
| WSL5 | Tensión Diagonal / Dúctil | 0.10 | 190 | 0.40 0.43 | 289 357 | 0.80 0.72 | 231 286 | 350 | 268 |
| WSL6 | Tensión Diagonal / Frágil | 0.10 | 131 | 0.93 0.50 | 416 353 | 1.13 0.64 | 333 282 | 307 | 234 |

¹ La carga de falla para el muro WSL1 a WSL6 se estimó a partir de la deriva en la falla y la rigidez inicial

² Para WSL2 se proporcionan la resistencia al corte (394 kN) y la resistencia al corte por deslizamiento (313 kN).

El muro WSL2, con refuerzo perimetral reducido, se comportó de manera similar a los muros descritos hasta aproximadamente un 0,5% de coeficiente de deriva, donde alcanzó su máxima resistencia. La resistencia máxima del muro WSL2 fue un 31% inferior a la del muro de referencia WSL1. Para desviaciones superiores al 0,5 %, se midió la degradación de la resistencia alcanzando aproximadamente el 50 % de la resistencia máxima con una relación de deriva del 1,5 %. En este rango, se observó deslizamiento entre el muro y la base, no identificándose fractura de barra.

Los muros WSL5, WSL6 se detallaron con DB tradicional como refuerzo de alma. Las características de la respuesta carga-desplazamiento de estos muros son las siguientes:

- 1) La rigidez inicial permanece invariable hasta la carga que produce la primera fisura diagonal significativa.
- 2) Después de la fisuración, la rigidez secante disminuye y se observa cierto punzonamiento.
- 3) La carga máxima se alcanza con una deriva de alrededor del 0,5% (Tabla 2).
- 4) La degradación de la fuerza se observa en ciclos con amplitud más allá de la fuerza máxima.

Las pruebas de los muros WSL5 terminaron con una relación de deriva de aproximadamente 1,5 % y la resistencia residual fue superior al 60 % de la resistencia máxima. No se observó fractura de las barras horizontales; tampoco hubo diferencia en la respuesta global debido a la diferente relación de refuerzo del alma o al espesor de la pared (excepto por la diferencia esperada en la resistencia máxima). La respuesta del muro WSL6 muestra pérdidas repentinas de resistencia al 0,5 % de deriva en el tercer cuadrante y al 0,9 % de deriva en el primer cuadrante. Las pérdidas de resistencia en WSL6 se atribuyen a la fractura del refuerzo del alma, que se produjo debido a la relación reducida de refuerzo del alma en el muro WSL6 en comparación con los muros WSL5. La fractura del refuerzo del alma en WSL6 muestra la importancia de proporcionar un refuerzo mínimo del alma en muros de CR con DB para evitar la fractura de la barra.

3.1 Modos de fallo

Se observó un modo de falla por tensión diagonal en todos los muros probados con grietas diagonales concentradas en ambas direcciones, con la única excepción de WSL2. Sin

embargo, el tipo de refuerzo fue relevante en la falla observada. Los muros reforzados con WWR (WSL1, WSL3, WSL4) exhibieron falla frágil debido a la fractura repentina del refuerzo horizontal. En contraste, los muros con DB mostraron una falla dúctil sin fractura de barra (excepto el muro WSL6 con refuerzo de alma reducido), y con una leve degradación de la resistencia.

3.2 Ductilidad y resistencia

La resistencia máxima de los muros varió dependiendo de la configuración del muro. Para cada muro se midieron los valores máximos de resistencia en el primer y tercer cuadrante. La diferencia entre la resistencia en ambos cuadrantes fue de 18% en promedio. La resistencia máxima más alta y más baja se midió para los muros WSL3 (471 kN) y WSL2 (233 kN), respectivamente. La mayor relación de refuerzo del alma del muro WSL3 aumentó la resistencia, pero experimentó el mismo tipo de falla por fragilidad que el WSL1.

La resistencia reducida de WSL2 fue causada por la falla por cortante deslizante, que fue inducida por el refuerzo límite inferior inesperadamente, la fuerza de WSL4 con refuerzo reducido fue mayor que la de WSL1. Este comportamiento inesperado también se observó en muros con barras deformadas donde WSL6, con refuerzo reducido, mostró mayor resistencia que WSL5, pero WSL6 experimentó un modo de falla frágil debido a la fractura de la barra. Las posibles explicaciones de este comportamiento son la variabilidad inherente de la resistencia a la corte proporcionada por el hormigón y las posibles diferencias en la resistencia del hormigón de los muros, lo que conduce a una mayor capacidad de corte a pesar de la menor relación de refuerzo.

4. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO

Esta sección analiza los efectos del tipo de acero, la relación de refuerzo, así como la resistencia y ductilidad del muro, tomando en cuenta los resultados experimentales obtenidos.

4.1 Efecto del tipo de acero y la relación de refuerzo

La configuración del refuerzo y el tipo de acero fueron relevantes en varios aspectos de la respuesta de los muros. Las siguientes observaciones se pueden extraer de los muros ensayados:

1) La comparación entre los muros WSL1 (muro de referencia) y WSL2 destaca la influencia del refuerzo de contorno en la resistencia del muro. El muro WSL2 tenía un tercio del refuerzo de borde de WSL1 y mostró la resistencia al corte más baja de todos los muros probados debido al modo de falla por corte deslizante.

2) La comparación de los muros WSL1, WSL4 contra los muros WSL5, WSL6 muestra las diferencias entre muros con WWR y DB. En cuanto a la fuerza, no se observaron diferencias significativas. Los muros con DB mostraron en promedio una resistencia 3% mayor que sus contrapartes con WWR, a pesar de la menor resistencia a la fluencia del DB. En términos de deriva, las proporciones de resistencia

máxima y deriva máxima fueron en promedio 29% y 91% mayores para muros con DB. Además, se observó una falla dúctil en muros con DB (excepto WSL6) a diferencia del tipo de falla frágil observada para muros reforzados con WWR.

3) El efecto de aumentar la relación de refuerzo del alma en el comportamiento del muro se observa al comparar el muro WSL1 con el muro WSL3. El muro WSL3 tiene una relación un 30 % mayor que el WSL1, y su resistencia máxima y deriva última aumentaron un 35 % y un 56 %, respectivamente. No obstante, ambos muros mostraron una falla diagonal frágil, lo que sugiere que el alma de acero adicional no compensa la falta de ductilidad del WWR.

4) Las comparaciones entre los muros WSL1 y WSL4 y entre WSL5 y WSL6 muestran que la resistencia de los muros con refuerzo de alma reducido fue mayor que la de sus contrapartes. Estos resultados fueron inesperados y se atribuyen al hecho de que solo se probó un espécimen para cada caso. Sin embargo, a pesar de la mayor resistencia observada en el muro WSL6 (en comparación con WSL1), este espécimen fue el único reforzado con DB que tuvo una falla frágil. Por el contrario, el muro WSL5 también detallado con DB pero con una mayor relación de refuerzo del alma experimentó una falla dúctil. Estos hallazgos confirman la importancia de proporcionar una relación mínima de refuerzo del alma para evitar la falla por fragilidad en los muros de hormigón armado.

4.2 Cálculo de la resistencia

El Capítulo 18 de ACI-318 provee las ecuaciones necesarias para calcular la resistencia al corte de los muros de concreto reforzado en estructuras que deben ser capaces de resistir terremotos. Asimismo, Carrillo & Alcocer (2011) propusieron ecuaciones para estimar la resistencia al corte de muros delgados de CR reforzados con DB y WWR. Las resistencias calculadas se resumen en la Tabla 2, donde se usaron las propiedades del material medido para calcular estas resistencias. Las ecuaciones de ACI-18 sobreestiman la resistencia máxima promedio medida de todos los muros excepto WSL6. Las resistencias calculadas con ACI-318 son en promedio 1,04 veces las resistencias experimentales promedio de todos los especímenes de prueba, excepto el WSL2, que mostró un modo de falla por cortante deslizante. Las resistencias calculadas con las ecuaciones propuestas por Carrillo & Alcocer (2011) son inferiores a las calculadas con el ACI-318 (2014). En promedio, las resistencias calculadas mediante las ecuaciones de Carrillo y Alcocer son 0,77 veces las resistencias experimentales promedio. Por lo tanto, se concluye que las ecuaciones del ACI-318 predijeron la resistencia de los muros ensayados con mayor precisión que las propuestas por Carrillo y Alcocer. Se debe mencionar que las resistencias obtenidas con las ecuaciones de Carrillo & Alcocer (2011) tienen otras características y fueron obtenidas bajo otras circunstancias.

5. CONCLUSIONES

Los muros de hormigón armado de estructuras de baja altura en América Latina han demostrado un comportamiento sólido en los últimos terremotos severos. Sin embargo, el

método de diseño utilizado puede no ser el óptimo, ya que es el mismo método utilizado para el diseño de edificios altos. En este artículo, se presentan y analizan los resultados de seis pruebas a escala 1:1 realizadas en muros delgados de concreto armado con refuerzo central único. El objetivo es reproducir el comportamiento sísmico de las viviendas construidas con este tipo de refuerzo y examinar la influencia de la cantidad y tipo de acero en dicho comportamiento. Para ello, se sometieron los muros a una carga lateral cíclica con desplazamiento controlado. Las conclusiones más importantes de este estudio son las siguientes:

En la investigación, se diseñaron muros de hormigón de acuerdo al código ACI-318 (2014) y al Capítulo 11 como muros ordinarios. Todos los muros fallaron por cortante, que era lo esperado, excepto uno que falló por deslizamiento. Este muro tenía un 67% menos de acero de borde en comparación con el muro de referencia WSL1. La falla en los muros de hormigón armado con malla de alambre soldado se debió a la fragilidad causada por la capacidad limitada de elongación de la malla. Esto resultó en la ruptura de las retículas horizontales y verticales de los muros. Por lo tanto, para evaluar el desempeño sísmico de los muros con refuerzo de corte, se debe considerar que la deriva última es igual a la deriva de la resistencia máxima al corte, como lo propusieron Carrillo y Alcocer en 2012.

El muro WSL1, que tuvo una disminución en el refuerzo de borde, mostró una resistencia un 50% mayor que el muro WSL2. Por otro lado, aumentar el acero de refuerzo en un 30% en el muro WSL3 aumentó su resistencia en una proporción similar. Reducir el acero de refuerzo en un 25% en el muro WSL4 aumentó su resistencia en un 16% más que la del muro WSL1. El muro WSL5 con acero tradicional fue más dúctil que el muro WSL1 con malla electrosoldada, pero ambos tuvieron una resistencia máxima similar. En los ensayos con muros de hormigón armado con acero reducido (WSL4 y WSL6) se observó una mayor capacidad de deformación en comparación con los muros con acero normal (WSL1 y WSL5). Al comparar los muros construidos con varillas tradicionales (WSL5 y WSL6), se determinó que el muro WSL5 presentó un mejor desempeño, ya que no se observó pérdida de recubrimiento. En cambio, en el muro WSL6, donde las varillas de la malla estaban espaciadas en mayor medida, se desprendieron grandes pedazos de hormigón.

El tipo de refuerzo utilizado en los muros de hormigón armado, ya sea mallas de alambre soldado o varillas tradicionales, tiene un impacto significativo en su capacidad de desplazamiento. Sin embargo, la cantidad de acero de refuerzo no parece tener un efecto en la disipación de energía, ya que se observó una energía disipada promedio del 27% en todos los muros. Se emplearon tres metodologías para estimar la resistencia al corte de los muros, y la ecuación para muros especiales del ACI-318 se identificó como la mejor estimación. Sin embargo, se observó que con esta ecuación se obtuvo resultados 13% mayores a los resultados experimentales promedios. Para la construcción de estructuras de baja altura, se recomienda el uso de muros con malla central única, no obstante, en casos en los que se requiere una mayor capacidad de deformación y ductilidad, se sugiere utilizar refuerzo convencional.

REFERENCIAS

- ACI-318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14)*.
- Almeida, J. (2015). *Análisis Experimental de muros delgados de hormigón armado para vivienda de baja altura. (Publicación N° 667685)*. [Tesis de postgrado, Pontificia Universidad Católica de Chile] DSpace. <https://repositorio.uc.cl/dspace/items/375acf54-9dff-4088-9e3f-6c7e2dacda63>
- Blandon, C. (2018). Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading. *Engineering Structures*, 176, 175-187. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.089>
- Carrillo, J., & Alcocer, S. (2011). Comportamiento a cortante de muros de concreto para viviendas. *Revista de ingeniería Sísmica*, No. 85 103-126. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2011000200004
- Carrillo, J., & Alcocer, S. (2013). Experimental investigation on dynamic and quasi-static behavior of low-rise reinforced concrete walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(5): 635-652. <https://doi.org/10.1002/eqe.2234>
- Carrillo, J., Lizarazo, J., & Bonett, R. (2015). Effect of lightweight and low-strength concrete on seismic performance of thin lightly-reinforced shear walls. *Engineering Structures*, 93, 61-69. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.022>
- Gonzales, H. (2012). Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls. *Engineering Structures*, 34, 244-258. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.10.007>
- Hube, M., Almeida, J., Santa María, H., López, M., Arroyo, O., & Vargas, A. (2020). Seismic performance of squat thin reinforced concrete walls for low-rise constructions. *Earthquake Spectra*, 36 (3), 1074-1095. <https://doi.org/10.1177/875529302090684>
- Luna, B. N. (2015). Seismic Behavior of Low-Aspect-Ratio Reinforced Concrete Shear Walls. *ACI Structural Journal*, 112(5): 593-604. <https://doi.org/10.14359/51687709>
- Mejia. (2019, Agosto 9). *World Housing Encyclopedia*. World Housing Encyclopedia: <http://db.world-housing.net/building/109/>
- Quiroz, L. M. (2013). Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental investigation and numerical simulation. *Engineering Structures*, 52, 153-167. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.033>
- Rosso, A. (2016). Out-of-plane behaviour of reinforced concrete members with single reinforcement layer subjected to cyclic axial loading: beam-column element simulation. <https://www.nzsee.org.nz/db/2016/Papers/O-63%20Beyer.pdf>

Santa-María, H. (2017). Development of national and local exposure models of residential structures in Chile. *Natural Hazards*, 86: S55–S79. <https://doi.org/10.1007/s11069-016-2518-3>

BIOGRAFÍAS



Javier, Almeida Navarrete, Profesor Ocasional en la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad UTE, Profesor Invitado en la facultad de Arquitectura Artes y diseño en la Universidad Indoamérica. Especialidad: Diseño y análisis sísmico de elementos de hormigón

armado y Acero. Análisis experimental de estructuras. Comportamiento sísmico de edificios. Riesgo sísmico. Magister en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile. Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Ecuador.



Majid, Khorami, Profesor Auxiliar en la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad UTE. Especialidad: UHPFRC: Hormigón de ultra alta resistencia con fibras, Inteligencia Artificial, Conector de corte, materiales nuevos. Doctor of Philosophy, Universidad Politécnica de Valencia.



Matías, Hube, Profesor Asociado en Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica en la Pontificia Universidad Católica de Chile. Especialidad: Diseño y análisis sísmico de elementos de hormigón armado. Modelación

no-lineal de estructuras utilizando.