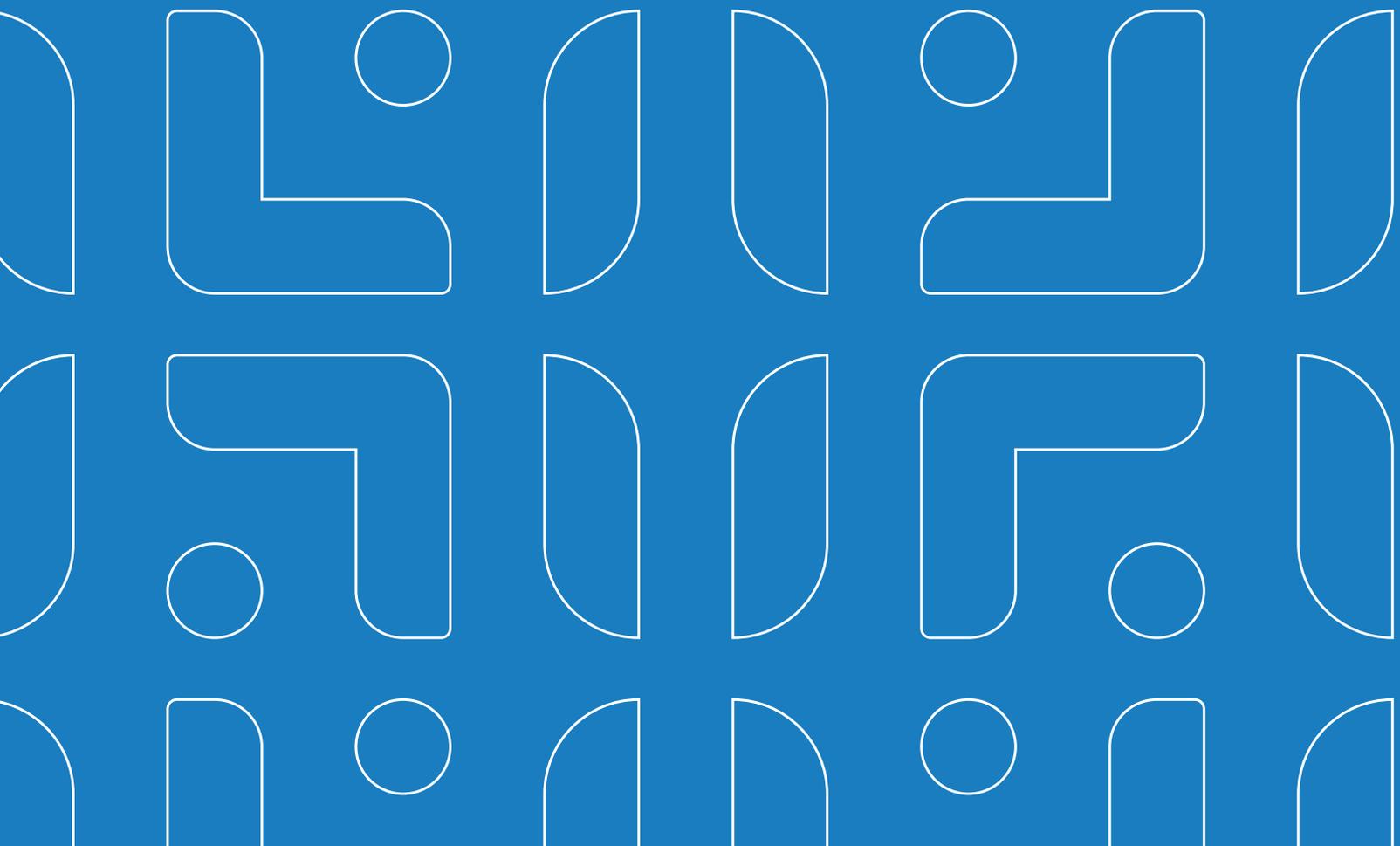


DISEÑO ESTRUCTURAL Y CONSTRUCCIÓN



Influencia de las propiedades mecánicas del acero de alta resistencia en el comportamiento de muros de concreto

<https://doi.org/10.51378/ilia.vi1.8505>

E. A. Burgos¹, A. Lepage², R. Lequesne²

¹ Departamento de Mecánica Estructural, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, El Salvador

² Civil, Environment & Architectural Engineering Department, The University of Kansas, USA

E-mail: eburgos@uca.edu.sv

Resumen — El comportamiento de muros de concreto reforzado con acero de alta resistencia (esfuerzo de fluencia mayor o igual a 550 MPa [80 ksi]) es evaluado. La influencia del esfuerzo de fluencia (f_y) y de la relación esfuerzo último a esfuerzo de fluencia (f_t/f_y) se analizan por medio de ensayos en muros de concreto en forma de T. Adicionalmente, se evalúan los efectos de la elongación uniforme (ε_{su}) y la elongación de fractura (ε_{sf}). Se ensayaron dos muros reforzados con acero Grado 690 ó 830 (100 ó 120) ($f_y = 690$ ó 830 MPa [100 ó 120 ksi]) y con resistencia del concreto de 55 MPa (8 ksi). Resultados de los ensayos se compararon con ensayos previos para validar cambios en el Código de diseño de concreto (ACI 318). Los datos obtenidos sugieren que los muros con acero de alta resistencia tienen una capacidad de deformación similar a muros reforzados con acero convencional ($f_y = 420$ MPa [60 ksi]). Sin embargo, el acero debe satisfacer $f_t/f_y \geq 1.2$, $\varepsilon_{su} \geq 6\%$ y $\varepsilon_{sf} \geq 10\%$ para que los muros tengan un comportamiento satisfactorio.

Palabras Clave — ACI 318, comportamiento sísmico, desplazamientos cíclicos, detallado especial, diseño sismo-resistente, ensayos a gran escala, paredes estructurales

Abstract — The behavior of concrete walls reinforced with high-strength steel (yield stress greater than or equal to 550 Mpa [80 ksi]) is evaluated. The influence of the yield stress (f_y) and the tensile-to-yield strength (f_t/f_y) are analyzed by means of tests on T-shaped concrete walls. Additionally, the effects of the uniform elongation (ε_{su}) and fracture elongation (ε_{sf}) are evaluated. Two walls were tested reinforced with steel Grade 690 or 830 (100 or 120) ($f_y = 690$ or 830 MPa [100 or 120 ksi]) and with concrete compressive strength of 55 MPa (8 ksi). Test results were compared with previous tests to validate changes in the concrete design Code (ACI 318). The data obtained suggest that walls with high-strength steel have a deformation capacity similar to walls reinforced with conventional steel ($f_y = 420$ MPa [60 ksi]). However, the steel must satisfy $f_t/f_y \geq 1.2$, $\varepsilon_{su} \geq 6\%$, and $\varepsilon_{sf} \geq 10\%$ for the walls to achieve a satisfactory behavior.

Keywords — ACI 318, cyclic displacements, large-scale tests, seismic behavior, special detailing, seismic-resistant design, structural walls

laterales en zonas con una sismicidad de moderada a elevada. Poseen una rigidez alta que los convierte en una opción para controlar desplazamientos laterales en el plano del muro. Después de los daños observados en edificios con muros de concreto posteriormente a los sismos de Maule, Chile 2010 [1]; Christchurch, Nueva Zelandia [2]; y Tohoku, Japón 2011 [3], se promovieron cambios en el Código ACI 318 [4]. En dicha edición del Código (ACI 318-14), el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal siguió limitándose a 420 MPa (60 ksi), a pesar de la existencia en el mercado de acero con esfuerzo de fluencia mayor o igual a 550 MPa (80 ksi). La limitada cantidad de evidencia experimental contribuyó a que el Código continuara limitando el rango de valores de las propiedades mecánicas del acero de refuerzo en sistemas estructurales especiales para zona sísmica. A fin de promover un comportamiento dúctil de los muros, el ACI 318-14 [4] no solo promovía un detallado adecuado del muro, sino también limitaba el esfuerzo de fluencia (f_y), la relación de esfuerzo de tracción (último) a esfuerzo de fluencia (f_t/f_y) y la elongación de fractura (ε_{sf}).

El acero de alta resistencia (AAR), definido como acero con un esfuerzo de fluencia mayor o igual a 550 MPa (80 ksi), se había permitido en el ACI 318-14 únicamente como refuerzo de confinamiento y para proveer soporte lateral a barras longitudinales. El uso de barras con esfuerzo de fluencia no mayor de 550 MPa (80 ksi) se basó en los resultados de los ensayos de columnas por Richart y Brown [5]. De los estudios posteriores que se enfocaron en AAR, se destacan Gaston y Hognestad [6], Hognestad [7, 8], Kaar y Mattock [9], Kaar y Hognestad [10], Kaar [11], Pfister y Mattock [12], y Pfister y Hognestad [13], quienes documentaron la resistencia a flexión, longitud de empalme por traslape, control de agrietamiento, y fatiga. Muguruma y Watanabe [14], Sugano et al. [15] y Budek et al. [16], encontraron que el uso de AAR como refuerzo de confinamiento, mejoran la resistencia y ductilidad, y retrasan el pandeo de las barras longitudinales.

E. Burgos es Profesor, Departamento de Mecánica Estructural de la UCA, A. Lepage es Docente del Dept. of Civil, Environ. & Architectural Engineering y R. Lequesne es Docente Asociado de Dept. of Civil, Environ. & Architectural Engineering de la Universidad de Kansas.

I. INTRODUCCIÓN

Los muros estructurales de concreto reforzado se han utilizado como un sistema muy eficiente para resistir fuerzas

En años más recientes, varios programas experimentales en Norteamérica estudiaron miembros de concreto reforzados con AAR. Rautenberg et al. [17], Tavallali et al. [18], Pfund [19], y Tretiakova [20] estudiaron columnas y vigas. Huq et al. [21] ensayaron muros esbeltos, Cheng et al. [22] muros cortos, y Weber-Kamin et al. [23] vigas de acoplamiento. Estos estudios [21-23] consideraron AAR como refuerzo de flexión, cortante, y confinamiento. La disponibilidad limitada de datos experimentales impedía la plena adopción de AAR en el Código ACI 318. Para suplir esta deficiencia, el presente estudio busca evaluar el comportamiento de muros de concreto reforzados con AAR, particularmente para casos de $f_y \geq 690 \text{ MPa}$ (100 ksi) y sometidos a carga cíclica reversible. Los resultados se compararon con estudios previos similares (Huq et al. [21]). La aceptación de AAR permitiría a los ingenieros reducir la cantidad de refuerzo y por tanto la congestión en zonas críticas de la estructura y al mismo tiempo mejorar la calidad de las construcciones de estructuras vaciadas en sitio.

La influencia de las propiedades mecánicas del AAR en el comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado fueron investigadas en el presente estudio. Las variables principales estudiadas fueron el esfuerzo de fluencia del acero (f_y) y la relación del esfuerzo último al esfuerzo de fluencia (f_t/f_y). La influencia de la elongación uniforme (ϵ_{su}) y la elongación de fractura uniforme (ϵ_{sf}) también fueron evaluadas. La elongación ϵ_{su} marca el inicio de la estricción mientras que la elongación ϵ_{sf} representa la deformación residual después de la fractura.

Dos tipos de acero fueron seleccionados, acero Grado 830 (120) en el muro T5 y Grado 690 (100) en el muro T6 con un esfuerzo de fluencia de 690 MPa (100 ksi) y 830 MPa (120 ksi), respectivamente. El comportamiento se evaluó a través del ensayo de dos muros sometidos a carga lateral cíclica reversible.

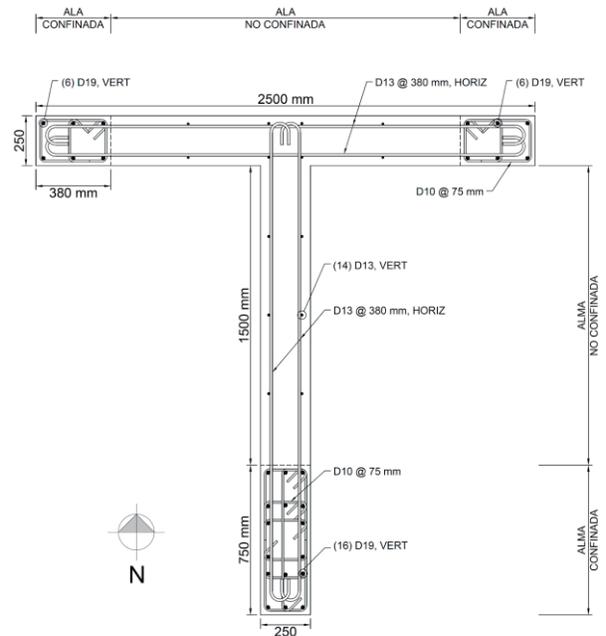
Este artículo describe el programa experimental utilizado, la configuración de los ensayos, el resumen e interpretación de resultados del comportamiento cíclico observado y la progresión del daño. Los resultados se compararon con estudios previos para validar la propuesta de actualización del Código ACI 318 y se enumeran los cambios (causados por este estudio) introducidos en el Código y estándares de materiales. Se cierra con las conclusiones, enumerándose los hallazgos principales.

II. METODOLOGÍA

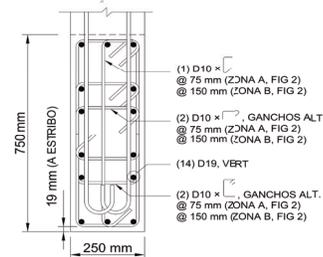
A. Programa experimental

Dos muros en forma de T con 250 mm (10 pulg) de espesor, 2500 mm (100 pulg) de longitud fueron detallados según la fig. 1. Se seleccionó una sección transversal en forma de T con carga axial mínima para estudiar cómo las propiedades del acero de refuerzo, después de la fluencia, afectan el comportamiento del muro. Esto permitió maximizar la demanda de elongación en el acero a medida que el muro se deformaba a flexión (en la dirección de carga

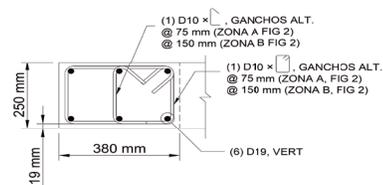
que induce tracción en el alma, la sección T minimiza la profundidad del eje neutro). La carga axial aplicada consistió únicamente en el peso propio del muro y el peso del equipo de aplicación de carga. Elementos de borde con detallado especial, de acuerdo con el ACI 318-14 [4], fueron utilizados en los tres extremos del muro. En dichos elementos, los dos muros usaron el mismo número y diámetro de barras longitudinales (D19) y diámetro de estribos cerrados (D10) espaciados a $4d_b$, donde d_b se refiere al diámetro de la barra longitudinal. Barras D13 fueron instaladas en posición vertical y horizontal en el alma y ala del muro espaciadas a 380 mm (15 pulg). Se utilizó un concreto con resistencia nominal a la compresión de 55 MPa (8 ksi).



(a) Sección transversal



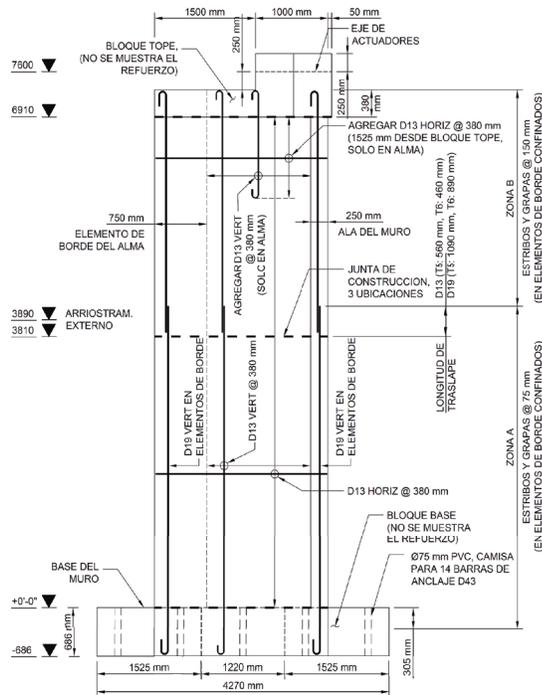
(b) Elemento de borde del alma



(c) Elemento de borde del ala

Fig. 1. Geometría de los muros [24]

El protocolo de carga fue similar al propuesto por FEMA 461 [25]. Las cargas se aplicaron a una elevación nominal de 7600 mm (300 pulg), medida desde la parte superior del bloque base, para una relación de aspecto (luz a peralte) de 3. La fig. 2 muestra la elevación típica de los muros.



B. Propiedades mecánicas de los materiales

Cada espécimen se construyó en cuatro etapas de vaciado: la fundación, la mitad inferior del muro, la mitad superior del muro, y el bloque tope. Se especificó una resistencia a compresión del concreto de 55 MPa (8 ksi). Cilindros de concreto se ensayaron a compresión y tracción siguiendo las normas ASTM C39 [26] y ASTM C496 [27], respectivamente. Los resultados se muestran en la tabla 1.

Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo en los muros se resumen en la tabla 2. Las barras D19 y D13 de T5 cumplen con los requisitos de la norma ASTM A1035 [30] Grado 830 (120) con $f_y = 830 \text{ MPa}$ [120 ksi] y las de T6 cumplen con la norma ASTM A706 [31] Grado 690 (100) con $f_y = 690 \text{ MPa}$ [100 ksi]. Las barras D10, en ambos muros, cumplen con la norma ASTM A1035 Grado 830 (120). De acuerdo con la tabla 2, el refuerzo D19 en T5 tiene una relación de esfuerzo último a esfuerzo de fluencia relativamente alta ($f_t/f_y = 1.33$) y una elongación uniforme relativamente baja ($\epsilon_{su} = 5.4\%$) mientras que lo contrario se observa en T6 ($f_t/f_y = 1.18$ y $\epsilon_{su} = 7.1\%$). La elongación de fractura (ϵ_{sf}) de las barras D19 y D13 varía entre 8.6 y 10.1%.

C. Configuración del ensayo

Los especímenes se anclaron en la losa de reacción del laboratorio por medio de 14 barras de alta resistencia para garantizar la condición de apoyo deseada. La carga horizontal se aplicó en el bloque tope por medio de dos actuadores de

980 kN (220 kips) ubicados de forma simétrica (ver fig. 3) para evitar torsión en el muro. El desplazamiento fuera del plano del alma y el desplazamiento relativo entre el alma y el ala se evitó por medio de un sistema de arriostramiento instalado a media altura como se muestra en la fig. 3.

Los especímenes se instrumentaron por medio de transductores lineales de desplazamiento instalados en un arreglo geométrico que permitiera conocer la contribución a la deformación del muro debido a flexión, cortante y penetración de la deformación unitaria de las barras en el bloque base. Adicionalmente, un sistema óptico de captura de desplazamientos fue instalado en el tercio inferior del muro para poder determinar el campo de deformación de la superficie de concreto a un lado del ala y del alma. Se empleó una cuadrícula de 350 mm (14 pulg) para instalar los marcadores ópticos. Las barras de refuerzo se instrumentaron por medio de medidores de deformación unitaria, los cuales fueron instalados en las barras en posiciones claves que permitieran medir la distribución de deformaciones en la mitad inferior del muro.

Un protocolo de carga similar al recomendado por FEMA 461 [25] fue utilizado en los ensayos. La historia de desplazamientos correspondió a una variación de la deriva entre 0.2 y 4 % (ver fig. 4). La deriva (DR) se calculó como el desplazamiento horizontal (a un punto en el bloque tope) dividido por la altura del muro, expresada en porcentaje. Dos ciclos se aplicaron para cada incremento de deformación. El protocolo se inició aplicando una carga que indujo compresión en el alma del muro, considerada como dirección positiva. Para evitar imprecisiones en los desplazamientos aplicados durante los ciclos iniciales, las derivas no mayores del 0.5 % se impusieron controlando la fuerza en los actuadores.

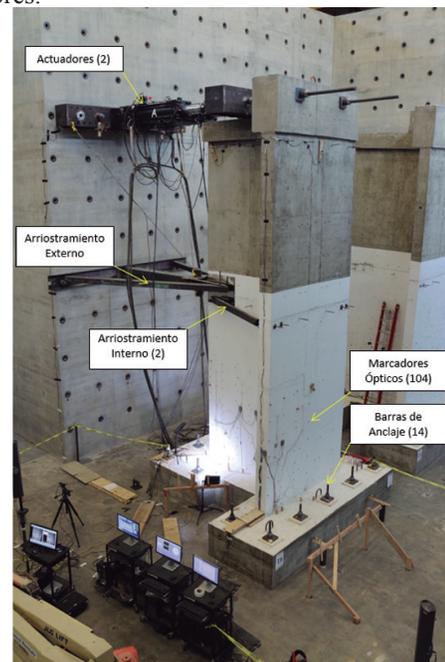


Fig. 3. Configuración del ensayo [24]

Tabla 1. Propiedades mecánicas del concreto [24]

| Ubicación | Especimen | | | |
|-----------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | T5 | | T6 | |
| | f_{cm}^a (MPa) | f_{ct}^b (MPa) | f_{cm}^a (MPa) | f_{ct}^b (MPa) |
| Fundación (bloque base) | 45.5 ^c | 4.2 ^d | 50.3 ^d | 3.5 ^d |
| Porción inferior del muro | 51.7 ^d | 4.2 ^d | 50.3 ^d | 4.6 ^d |
| Porción superior del muro | 52.4 ^d | 4.3 ^d | 63.4 ^d | 4.8 ^d |
| Promedio | 52.1 | 4.2 | 56.9 | 4.7 |
| Viga de carga (bloque tope) | 53.8 ^d | 4.2 ^d | 51.7 ^d | 4.1 ^d |

^a Resistencia a la compresión del concreto de acuerdo con la norma ASTM C39 [26] medida el día antes del ensayo.

^b Resistencia a la tracción del concreto de acuerdo con la norma ASTM C496 [27], medida el día antes del ensayo.

^c El valor reportado fue calculado con base al promedio de tres cilindros de 100x200 mm (4x8 pulg).

^d El valor reportado fue calculado con base al promedio de tres cilindros de 150x300 mm (6x12 pulg).

Tabla 2. Propiedades mecánicas del acero [24]

| Especimen | Barra | Diámetro de barra (mm) | Esfuerzo de fluencia, f_y^a (MPa) | Esfuerzo último, f_t^b (MPa) | f_t/f_y | Elongación uniforme, ϵ_{su}^c | Elongación de fractura, ϵ_{sf}^d |
|-----------|-------|------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|-----------|--|---|
| T5 | D19 | 19 | 889 | 1179 | 1.33 | 5.4% | 9.9% |
| | D13 | 13 | 876 | 1151 | 1.31 | 5.3% | 8.6% |
| | D10 | 10 | 965 | 1200 | 1.24 | — | 7.3% |
| T6 | D19 | 19 | 772 | 910 | 1.18 | 7.1% | 10.1% |
| | D13 | 13 | 752 | 924 | 1.23 | 7.3% | 9.7% |
| | D10 | 10 | 965 | 1200 | 1.24 | — | 7.3% |

^a Medido de acuerdo con la norma ASTM A370 [28] usando el método del 0.2%. El valor reportado corresponde al promedio de dos ensayos.

^b Medido de acuerdo con la norma ASTM A370 [28]. El valor reportado corresponde al promedio de dos ensayos.

^c Elongación unitaria que corresponde con el esfuerzo máximo (último) de acuerdo con la norma ASTM E8 [29].

^d Basado en una longitud de calibración de 200 mm (8 pulg) de acuerdo con la norma ASTM A370 [28].

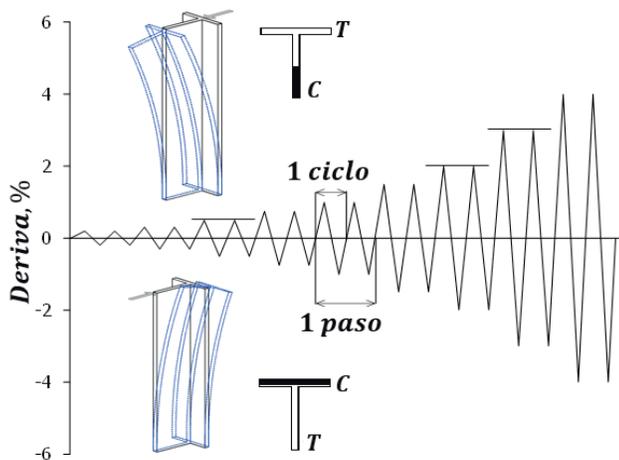


Fig. 4. Protocolo de carga

III. RESULTADOS

A. Curvas histeréticas

La fig. 5 muestra las curvas histeréticas medidas, las cuales representan la historia del cortante (V_{medido}) contra la deriva (DR). La deriva se corrigió considerando la rotación como cuerpo rígido de la fundación. La fig. identifica los eventos de primer pandeo y primera fractura de las barras.

El primer cambio considerable de la rigidez de T5 se observó a 445 kN (100 kips) cuando el alma se encontraba en compresión y a 267 kN (60 kips) en la dirección opuesta. Estos valores corresponden al primer agrietamiento en el muro, el cual implicó un módulo de rotura de 0.46 y $0.68\sqrt{f_{cm}} (MPa)$ (5.5 y $8.2\sqrt{f_{cm}} (psi)$), en la dirección positiva y negativa, respectivamente. El muro T5 completó dos ciclos a derivas del 2 % y falló durante el primer ciclo a 3 % cuando el alma estaba en tracción. La máxima deriva

alcanzada por el muro (sin una disminución de la capacidad de carga de más de 20 %) fue de 2.8 % cuando el alma estaba en compresión y 2.4 % en el sentido opuesto.

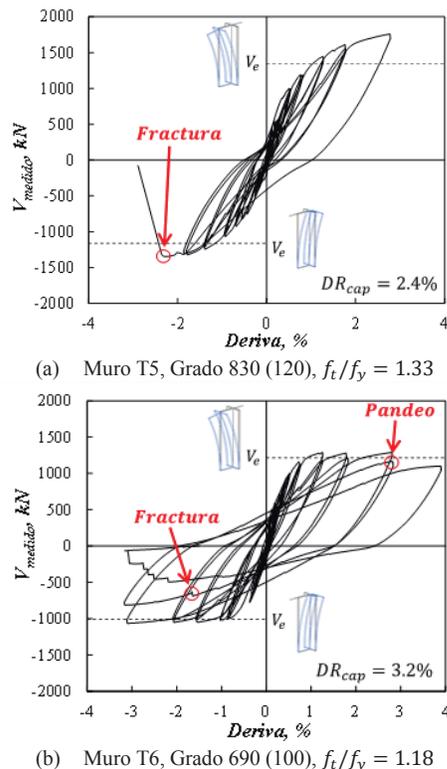


Fig. 5. Curvas histeréticas de los muros ensayados [24] (Deriva negativa induce tracción en el alma)

Para T6 el primer agrietamiento ocurrió a 0.48 y $0.65\sqrt{f_{cm}} (MPa)$ (5.8 y $7.8\sqrt{f_{cm}} (psi)$), correspondiente a una carga lateral de 489 y 267 kN (110 y 60 kips), para la dirección positiva y negativa, respectivamente. El muro completó un ciclo a 3 % de deriva y falló durante su incursión al segundo ciclo de 3 % cuando el alma estaba en tracción, con una disminución de la capacidad de carga del 25 %. El espécimen sufrió una secuencia paulatina de fractura de barras a medida que la deformación impuesta se incrementaba. Sin embargo, se observó que las barras fracturadas pandearon en el ciclo inmediato anterior cuando se encontraban en compresión. A pesar de la falla durante el ciclo a una deriva de -3 %, se aplicó el primer ciclo a 4 % en la dirección positiva y el muro retuvo el 85 % de su capacidad. La máxima deriva fue de 3.9 % cuando el alma estaba en compresión y 3.1 % cuando el alma estaba en tracción.

El cortante máximo medido correspondiente a la máxima deriva fue de 1760 y 1290 kN (395 y 290 kips) en la dirección positiva para T5 y T6, respectivamente. Estos valores corresponden a un esfuerzo cortante de 0.38 y $0.27\sqrt{f_{cm}} (MPa)$ (4.6 y $3.2\sqrt{f_{cm}} (psi)$), respectivamente. En la dirección negativa, la carga máxima fue de 1350 y 1070 kN (303 y 240 kips) para T5 y T6, respectivamente, valores que

indujeron un esfuerzo cortante de 0.29 y $0.23\sqrt{f_{cm}} (MPa)$, (3.5 y $2.7\sqrt{f_{cm}} (psi)$), respectivamente.

B. Progresión del daño

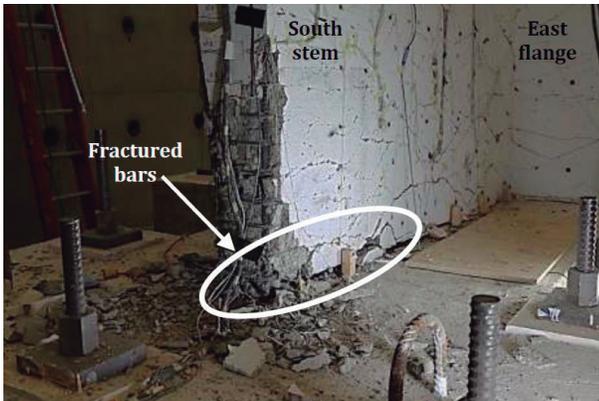
Grietas por flexión se formaron en el elemento de borde del alma a bajas derivas (0.2 %), las cuales coincidieron con la ubicación de los estribos cerrados del elemento de borde. En el ala, se formaron dos tipos de grietas: (1) grietas horizontales en el elemento de borde y (2) grietas en forma de V, extendiéndose simétricamente desde el vértice en el centro del ala hacia la punta del ala, con un espaciamiento aproximado de 350 mm (14 pulg). A medida que se incrementó la demanda de deformación, grietas diagonales a cortante se formaron en el alma en ambas direcciones, formando un patrón de “abanico” con vértice en la punta del elemento de borde (en la base del alma) en la dirección positiva y en la intersección alma-ala (en la base del muro) en la dirección negativa. A altas derivas, en lugar de formarse grietas adicionales, las grietas existentes se ampliaron. El recubrimiento del concreto cerca de la base del muro se descascaró en el elemento de borde del alma cuando la deriva alcanzó el 1 %.

En T5, durante el ciclo de 3 % de deriva, quince barras se fracturaron de forma simultáneamente (sin pandeo en ciclos previos). Estas incluyen todas las barras del elemento de borde confinado y una barra del alma. En este evento, el muro perdió toda su capacidad de carga y el ensayo concluyó, ver fig. 6 (a). En T6, se fracturaron 14 barras D19 y dos D13, ubicadas en el alma, de las cuales solo 7 pandearon en ciclos previos, ver fig. 6(b) y 6(c). En este muro la fractura de las barras fue paulatina.

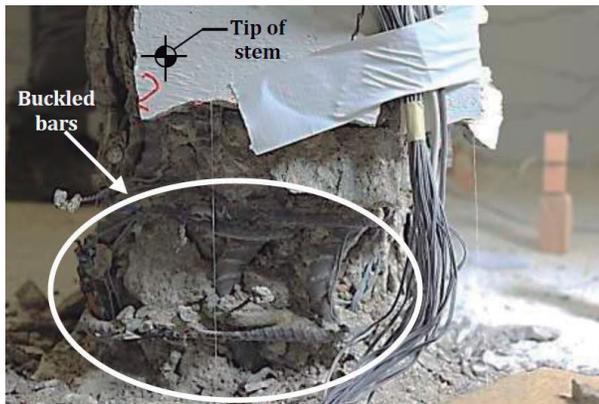
IV. DISCUSIÓN

Los resultados de T5 y T6 se compararon con los obtenidos por Huq et al. [21], quienes ensayaron cuatro muros (T1 a T4) con características geométrica similares. T1 se reforzó con acero convencional ($f_y = 420 MPa$ [60 ksi]) y T2 a T4 con acero de alta resistencia ($f_y = 690 MPa$ [100 ksi]). Huq et al. [21] usaron cuantía de acero longitudinal (vertical) en los elementos de borde en proporción inversa al esfuerzo de fluencia. En el presente estudio (programa de Burgos et al. [24]), la cuantía de acero en T5 ($f_y = 830 MPa$ [120 ksi]) y T6 ($f_y = 690 MPa$ [100 ksi]) fue idéntica y no dependiente del esfuerzo de fluencia de las barras.

De acuerdo con la tabla 3, aceros con diferentes propiedades mecánicas fueron empleados en los dos programas de investigación. Los valores de la relación de esfuerzos (f_t/f_y) variaron entre 1.15 y 1.36 para las barras D19 del elemento de borde y entre 1.10 y 1.39 para D13 reforzando el alma del muro. Los muros T2 y T6 tenían $f_t/f_y < 1.2$. Este parámetro, junto a la elongación uniforme y de fractura de las barras, tuvo un rol importante en la capacidad de deriva de los muros, según se discute a continuación.



(a) Fractura de barras en T5



(b) Pandeo de barras en T6



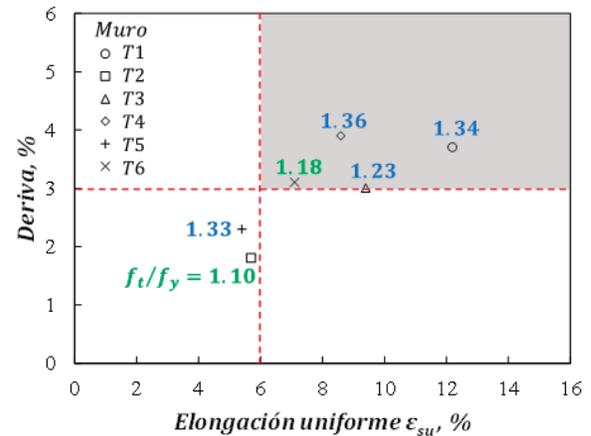
(c) Fractura de barras en T6

Fig. 6. Daños observados en los muros [24]

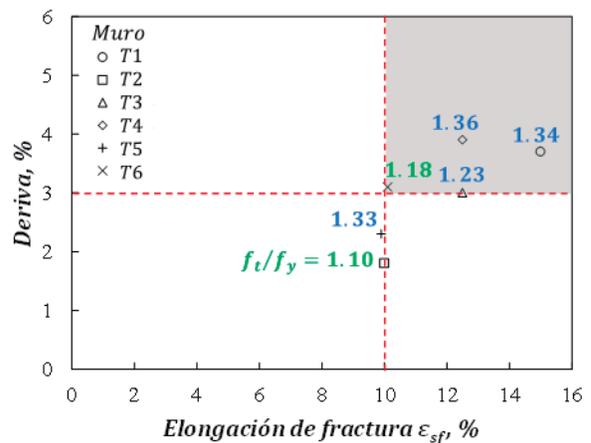
Del acero de alta resistencia utilizado como refuerzo longitudinal, solo las barras D13 en T2, y tanto D19 como D13 en T5, poseían una elongación uniforme menor al 6 %. En cuanto a la elongación a fractura, solo las barras D19 y D13 en T5, y D13 en T6 no excedían el 10 %. Es de interés particular estudiar el comportamiento de T2 ($f_t/f_y < 1.2$, $\epsilon_{su} < 6\%$) y compararlo con el de T5 ($f_t/f_y > 1.2$, $\epsilon_{su} < 6\%$) debido a que ambos poseen una elongación uniforme

menor de 6 % independiente de la relación de esfuerzos (f_t/f_y). Al mismo tiempo es posible realizar una comparación entre T2 y T6 ($f_t/f_y < 1.2$, con diferentes ϵ_{su}).

La fig. 7 muestra la capacidad de deriva de los muros en función de las propiedades mecánicas de las barras longitudinales en los elementos de borde. La relación de esfuerzos se indica junto a cada dato, mostrándose en verde los valores menores de 1.2 (T2 y T5) y en azul los valores mayores de 1.2. Las líneas segmentadas representan límites que demarcan el comportamiento de los muros, donde el cuadro sombreado identifica la zona de comportamiento aceptable. Este fue definido sobre la base de los valores asociados a T4, el cual alcanzó la mayor capacidad de deriva (3.9 %) con acero longitudinal (D19 o D13 en la tabla 3) que poseía f_t/f_y , ϵ_{su} y ϵ_{sf} no menor a 1.2, 6.5 % y 10.9 %, respectivamente. Para una capacidad de deriva no menor a 3 %, se fijaron los mínimos de f_t/f_y , ϵ_{su} y ϵ_{sf} a 1.2, 6 % y 10 %, respectivamente.



(a) Deriva versus elongación uniforme



(b) Deriva versus elongación de fractura

Fig. 7. Influencia de ϵ_{su} , ϵ_{sf} y f_t/f_y en la capacidad de deriva de los muros [24, 32]

Tabla 3. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo de los muros ensayados en la Universidad de Kansas [24]

| Espécimen | Barra | Diámetro de barra (mm) | Esfuerzo de fluencia, f_y^a (MPa) | Esfuerzo último, f_t^b (MPa) | f_t/f_y | Elongación uniforme, ϵ_{su}^c | Elongación de fractura, ϵ_{sf}^d |
|-----------|-------|------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|-----------|--|---|
| T1 | D19 | 19 | 483 | 648 | 1.34 | 12.1% | 15.0% |
| | D13 | 13 | 524 | 731 | 1.39 | 10.6% | 14.0% |
| | D10 | 10 | 414 | 627 | 1.52 | — | 16.5% |
| T2 | D19 | 19 | 745 | 855 | 1.15 | 8.9% | 13.0% |
| | D13 | 13 | 745 | 820 | 1.10 | 5.5% | 10.0% |
| | D10 | 10 | 752 | 924 | 1.23 | — | 11.3% |
| T3 | D19 | 19 | 683 | 841 | 1.23 | 9.1% | 12.5% |
| | D13 | 13 | 696 | 841 | 1.21 | 5.8% | 12.5% |
| | D10 | 10 | 752 | 924 | 1.23 | — | 11.3% |
| T4 | D19 | 19 | 662 | 903 | 1.36 | 8.5% | 12.5% |
| | D13 | 13 | 738 | 883 | 1.20 | 6.2% | 10.9% |
| | D10 | 10 | 752 | 924 | 1.23 | — | 11.3% |
| T5 | D19 | 19 | 889 | 1179 | 1.33 | 5.4% | 9.9% |
| | D13 | 13 | 876 | 1151 | 1.31 | 5.3% | 8.6% |
| | D10 | 10 | 965 | 1200 | 1.24 | — | 7.3% |
| T6 | D19 | 19 | 772 | 910 | 1.18 | 7.1% | 10.1% |
| | D13 | 13 | 752 | 924 | 1.23 | 7.3% | 9.7% |
| | D10 | 10 | 965 | 1200 | 1.24 | — | 7.3% |

^a Medido de acuerdo con la norma ASTM A370 [28] usando el método del 0.2%. El valor reportado corresponde al promedio de dos ensayos.

^b Medido de acuerdo con la norma ASTM A370 [28]. El valor reportado corresponde al promedio de dos ensayos.

^c Elongación unitaria que corresponde con el esfuerzo máximo (último) de acuerdo con la norma ASTM E8 [29].

^d Basado en una longitud de calibración de 200 mm (8 pulg) de acuerdo con la norma ASTM A370 [28].

La fig. 7(a) ilustra la relación entre la capacidad de deriva y la elongación uniforme de las barras longitudinales en los elementos de borde. Los muros que tuvieron una capacidad de deriva no menor de 3 % fueron T1 (muro de referencia con acero Grado 420 [60]), T3, T4 y T6 (muros con acero Grado 690 [100]). Los muros T2 (Grado 690 [100]) y T5 (Grado 830 [120]) registraron menor capacidad de deriva debido al uso de barras que poseían $\epsilon_{su} \leq 6\%$ independientemente del valor de f_t/f_y . La falla de T2 se inició con fractura de barras D13 y en T5 con la fractura de barras D19.

Al comparar el comportamiento de T2 y T6 (ambos con $f_t/f_y \leq 1.2$), la capacidad de deriva de T6 excedió 3 % porque dicho muro tenía refuerzo con $\epsilon_{su} \geq 6\%$, contrario a los valores asociados a T2 (al igual que T5). Esto implica que para alcanzar derivas no menores de 3 %, el acero de refuerzo longitudinal debe satisfacer $\epsilon_{su} \geq 6\%$ y $f_t/f_y \geq 1.2$. Un análisis similar puede realizarse al comparar la deriva con la elongación de fractura ϵ_{sf} , ver fig. 7(b). Muros con barras longitudinales que poseen $\epsilon_{sf} < 10\%$ no alcanzaron una capacidad de deriva mayor o igual a 3 %. Este comportamiento se observa independientemente de valores f_t/f_y . Esta propiedad debe interpretarse en conjunto con ϵ_{su} .

La fig. 8 ilustra las envolventes del cortante contra la deriva de los muros considerados (T1 a T6). En la dirección positiva, se puede observar que T5 alcanzó un cortante aproximadamente 30 % más alto que el resto de los muros. T6 presenta una curva similar a T3, T4 y al muro de referencia

T1. En la dirección negativa la diferencia en el cortante máximo entre T5 y el resto de los muros fue menor debido al valor similar del producto de f_y y el número de barras D19 en el alma de T5 en relación con los muros T1 a T4. Las derivas máximas alcanzadas por T5 resultaron menores que la de los otros muros, independientemente de la dirección de aplicación de la carga.

A. Impacto en el Código ACI 318 y estándares de materiales

Los ensayos de elementos estructurales de concreto reforzado con acero de alta resistencia mostraron capacidad de deformación comparable a la de elementos reforzados con acero convencional [17-24]. Esto motivó a proponer cambios en el Código ACI 318 para incluir los aceros de alta resistencia. Basándose en los resultados del comportamiento de muros con este tipo de acero, se incluyeron las siguientes modificaciones en el Código ACI 318-19 [33]:

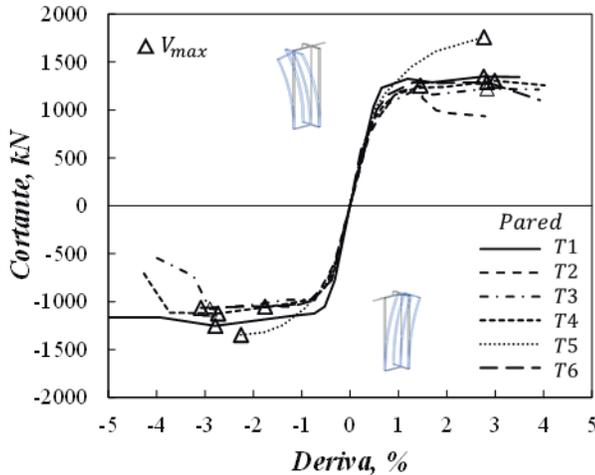


Fig. 8. Comparación de las envolventes del cortante versus deriva [24, 32]

1. Se permitió el uso del acero Grado 690 (100) con $f_y = 690 \text{ MPa}$ (100 ksi), de designación ASTM A706, como refuerzo a flexión y fuerza axial en sistemas de muros estructurales sismo-resistentes con detallado especial. Esto incluye muros, vigas de acoplamiento y segmentos verticales cortos (machones) de muros.
2. Se permitió el uso de acero de alta resistencia Grado 690 (100) como refuerzo a cortante en sistemas de muros estructurales con detallado especial. Acero con designación A615, A706 y A1035, entre otros, son permitidos. Esta aplicación incluye todo el refuerzo transversal en muros, vigas de acoplamiento y machones.
3. Se incluyeron las tablas 20.2.1.3(b) y 20.2.1.3(c) en el ACI 318-19 para ampliar la norma ASTM A706-16, utilizada de referencia en el Código, incorporando nuevos valores mínimos en las propiedades mecánicas del acero de refuerzo dependiendo del grado del acero. Dichas tablas incluyen requerimientos de $f_t/f_y \geq 1.17$, $\epsilon_{su} \geq 6\%$ y $\epsilon_{sf} \geq 10\%$.
4. Se incluyeron los valores del ítem 3 en el ciclo de actualización de las normas ASTM del acero de refuerzo para concreto. Se actualizó ASTM A706-22a [34] y A615-20 [35].
5. Se incluyó la separación del refuerzo transversal en los elementos de borde utilizadas en los programas experimentales (descritos en este artículo). Para acero de alta resistencia se consideró una separación no menor al mínimo de $4d_b$ y 150 mm (6 pulg) dentro de la zona de rótula plástica del muro, donde d_b es el diámetro de la barra longitudinal.

V. CONCLUSIONES

Se estudió el comportamiento de muros de concreto reforzados con acero de alta resistencia para evaluar la influencia de las propiedades mecánicas del acero en la

capacidad de deformación del muro. Se ensayaron muros asimétricos con detallado especial sometidos a carga lateral cíclica reversible. Las variables principales que se estudiaron fueron el esfuerzo de fluencia del acero (f_y) y la relación entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia (f_t/f_y). Los resultados se compararon con datos de ensayos de muros con geometría similar y adicionalmente se evaluaron la influencia de la elongación uniforme del acero (ϵ_{su}) y de la elongación de fractura (ϵ_{sf}). Con base a este estudio, se puede concluir lo siguiente:

1. Los resultados experimentales confirmaron que muros reforzados con acero de alta resistencia Grado 690 (100), se comportan de forma similar a muros con refuerzo convencional Grado 420 (60). Para ello el refuerzo longitudinal de alta resistencia debe cumplir con las siguientes propiedades mecánicas: $f_t/f_y \geq 1.2$, $\epsilon_{su} \geq 6\%$ y $\epsilon_{sf} \geq 10\%$.
2. Independiente de la relación de esfuerzos f_t/f_y , muros con refuerzo longitudinal Grado 690 (100) con $\epsilon_{su} < 6\%$, presentaron una capacidad de deformación reducida cuando se comparan con el muro reforzado con acero convencional (T1). Esto se evidenció en los resultados de T2 y T5.
3. A pesar de que el acero longitudinal de T6 se quedó corto en satisfacer $f_t/f_y \geq 1.2$, T6 mostró un comportamiento aceptable (con una capacidad de deriva no menor al 3%), comparable con la de muros reforzados con acero convencional Grado 420 (60). El acero longitudinal de T6 tuvo elongación uniforme y de fractura no menor a 6 y 10 %, respectivamente.

REFERENCIAS

- [1] Saatcioglu M., Palermo D., Ghobarah A., Mitchell D., Simpson R., Adebar P., Tremblay R., Ventura C., and Hong H. "Performance of Reinforced Concrete Buildings During the 27 February 2010 Maule (Chile) Earthquake." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(8), 693-710, 2013.
- [2] Elwood K. J. "Performance of Concrete Buildings in the 22 February 2011 Christchurch Earthquake and Implications for Canadian Codes." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(3), 759-776, 2011.
- [3] Wallace J. W. "Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams – Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes." *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), 3-18, 2012.
- [4] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-14)." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 519 pp., 2014.
- [5] Richart F. E. and Brown R. L. "An Investigation of Reinforced Concrete Columns." Engineering Experiment Station, Bulletin No. 267, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1934.
- [6] Gaston J. R. and Hognestad E. "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 3: Tests of Full-Scale Roof Girder." *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 4(2), 10-23, 1962.
- [7] Hognestad E. "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 1: Introduction to a Series of Experimental Reports." *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 3(3), 23-29, 1961.
- [8] Hognestad E. "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2: Control of Flexural Cracking." *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 4(1), 46-63, 1962.

- [9] Kaar P. H. and Mattock A. H. "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 4: Control of Cracking." *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 5(1), 15-38, 1963.
- [10] Kaar P. H. and Hognestad E. "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 7: Control of Cracking in T-Beam Flanges." *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 7(1), 42-53, 1965.
- [11] Kaar P. H. "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges." *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 8(2), 2-12, 1966.
- [12] Pfister J. F. and Mattock A. H. "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns." *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 5(2), 27-40, 1963.
- [13] Pfister J. F. and Hognestad E. "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 6: Fatigue Tests." *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 6(1), 65-84, 1964.
- [14] Mugeruma H. and Watanabe F. "Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement." *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, pp. 47-60, 1990.
- [15] Sugano, S.; Nagashima, T.; Kimura, H.; Tamura, A.; and Ichikawa, A., "Experimental Studies on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Members of High Strength Concrete," *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, pp. 61-87, 1990.
- [16] Budek A., Priestley M. J. N., and Lee C. O. "Seismic Design of Columns with High-Strength Wire and Strand as Spiral Reinforcement." *ACI Structural Journal*, 99(5), 660-670, 2002.
- [17] Rautenberg J. M., Pujol S., Tavallali H., and Lepage A. "Drift Capacity of Concrete Columns Reinforced with High-Strength Steel." *ACI Structural Journal*, 110(2), 307-317, 2014.
- [18] Tavallali H., Lepage A., Rautenberg J. M., and Pujol S. "Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Subjected to Displacement Reversals." *ACI Structural Journal*, 111(5), 1037-1047, 2014.
- [19] Pfund S. J. "Cyclic Response of Concrete Beams Reinforced with ASTM A1035 Grade-120 Steel Bars." MS Thesis, The Pennsylvania State University, University Park, Pennsylvania, 2012.
- [20] Tretiakova K. "Cyclic Response of Concrete Columns Reinforced with SAS 670 Grade-97 Steel Bars." MS Thesis, The Pennsylvania State University, University Park, Pennsylvania, 2013.
- [21] Huq M. S., Weber-Kamin A., Ameen S., Lequesne R., and Lepage A. "High-Strength Steel Bars in Earthquake-Resistant T-Shaped Concrete Walls." SM Report No. 128, The University of Kansas, Center for Research Inc., Lawrence, Kansas, 365 pp., 2018.
- [22] Cheng M. Y., Hung S. C., Lequesne R.D., and Lepage A. "Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High-Strength Steel." *ACI Structural Journal*, 113(5), 1065-1076, 2016.
- [23] Weber-Kamin A. S., Lequesne R. D., and Lepage A. "Reinforced Concrete Coupling Beams with High-Strength Steel Bars." SM Report No. 143, The University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, 598 pp., 2020.
- [24] Burgos E. A., Lequesne R., and Lepage A. "Earthquake-Resistant T-Shaped Concrete Walls with High-Strength Steel Bars." SM Report No. 142, The University of Kansas, Center for Research Inc., Lawrence, Kansas, 356 pp., 2020.
- [25] FEMA 461 "Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components." Applied Technology Council, Redwood City, California, 113 pp., 2007.
- [26] ASTM C39 "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens (ASTM C39/C39M-17a)." ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, 2017.
- [27] ASTM C496 "Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens (ASTM C496/C496M-11)." ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, 2011.
- [28] ASTM A370 "Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products (ASTM A370-17)." ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, 2017.
- [29] ASTM E8 "Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials (ASTM E8/E8M-16a)." ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, 2016.
- [30] ASTM A1035 "Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement (ASTM A1035/A1035M-16b)." ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, 2016.
- [31] ASTM A706 "Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement (ASTM A706/A706M-16)." ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, 2016.
- [32] M.S. Huq, E.A. Burgos, R. D. Lequesne and A. Lepage, "High Strength Steel Bars in Earthquake Resistant Reinforced Concrete T-Shaped Walls," *ACI Structural Journal*, vol. 118, pp. 215-226, 2021.
- [33] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-19)." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 623 pp., 2019.
- [34] ASTM A706 "Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement (ASTM A706/A706M-22a)." ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, 2022.
- [35] ASTM A615 "Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement (ASTM A615/A615M-22)." ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, 2022.