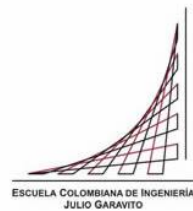


Maestría en Ingeniería Civil

**Comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de
concreto reforzado, una revisión de literatura**

Cesar Mauricio Daza Rodríguez

Bogotá, D.C., 20 de julio de 2022



**Comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de
concreto reforzado, una revisión de literatura**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en estructuras**

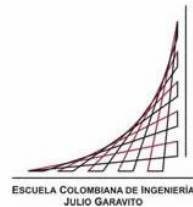
Nancy Torres Castellanos, PhD.

Director

Carlos Andrés Blandón Uribe, PhD.

Codirector

Bogotá, D.C., 20 de julio de 2022



La tesis de maestría titulada “Comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de concreto reforzado, una revisión de literatura”, presentada por Cesar Mauricio Daza Rodriguez, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural.

Director del trabajo de grado:

Nancy Torres Castellanos, M.Sc., PhD.

Co-director del trabajo de grado:

Carlos Andrés Blandón Uribe, M.Sc., PhD.

Jurado

José Joaquín Álvarez Enciso, MSc

Jurado

Jesús David Ortiz Polanco, MSc

Bogotá, D.C., día de mes de año (20 de julio de 2022)

Dedicatoria

A los mejores cuidadores de la vida.

A los brazos que siempre me acogen.

A los fundadores de un legado de amor.

A quienes me proporcionan un amor incondicional.

A los que me enseñan los más sabios consejos de vida.

A aquellos capaces de alumbrarme la vida con su sonrisa.

A mis ángeles en el cielo y en la tierra, mis abuelos.

Agradecimientos

Al culminar este logro, me gustaría agradecer a las personas que caminaron conmigo durante este proceso.

En primer lugar, a mi padre Dios, por dárme todo.

En segundo lugar, a mis papás y hermanos, quienes les debo lo que ahora soy y quienes me han acompañado en cada paso que he dado en la vida.

Gracias a mi gran maestro profesional y personal, Juan Carlos Vélez Cadavid por ser un ejemplo de vida, por haber confiado en mí y por haberme motivado a continuar mi formación personal y profesional.

Gracias a la profesora Nancy Torres Castellanos, por sus consejos, apoyo permanente, disposición y dedicación, que me ayudaron a llevar a cabo este trabajo.

Gracias al profesor Carlos Andrés Blandón Uribe, por sus valiosos aportes que me permitieron realizar un trabajo de calidad y aprender mucho más en esta investigación.

Gracias los jurados de mi trabajo de investigación: José Joaquín Álvarez Enciso y Jesús David Ortiz Polanco, porque con sus contribuciones me ayudaron a mejorar el documento final.

Finalmente, tengo mucho que agradecer Daniela Parra Álvarez, su ayuda, compañía y comprensión, la cual me alentó a no renunciar a este proceso.

Resumen

Los muros estructurales en concreto reforzado (CR) son uno de los elementos de resistencia a cargas laterales más comunes en edificaciones de concreto reforzado y se caracterizan por proporcionar alta rigidez cuando se someten a cargas en su plano. Para garantizar un adecuado comportamiento de acuerdo con los niveles de desempeño propuestos por las normativas, este elemento debe responder a las sollicitaciones sísmicas con suficiente ductilidad y capacidad de disipación de energía, de tal forma que cualquier modo de fallo que pueda afectar su comportamiento debe ser impedido hasta que se alcance el nivel de desempeño deseado.

Debido a la creciente demanda de vivienda en América Latina en las últimas décadas, se ha venido implementando la construcción industrializada de edificios constituida por muros de concreto reforzado (CR) vaciados en sitio, con espesores que varían entre 80 y 150 mm (Arteta et al., 2018), en países con moderada y alta actividad sísmica como Colombia, Perú, México, Chile, Ecuador y Venezuela. Sin embargo, se han presentado estudios que indican que las edificaciones con muros esbeltos en los sismos de Chile en 2010 y de Christchurch en 2011 evidenciaron un deficiente comportamiento en su plano bajo la acción de cargas sísmicas (Sritharan et al., 2014; Wallace et al., 2012).

Debido a lo anterior, varios códigos han impuesto disposiciones especiales que limitan el espesor de los muros; por ejemplo, el código del Gobierno de la ciudad de México (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-DCEC, 2017), el cual permite muros estructurales de CR con un espesor mínimo que varía desde 100 mm (para edificaciones de hasta dos niveles), hasta 250 mm (para muros de CR de ductilidad alta). El código chileno DS-60 (Reglamento que fija los Requisitos de Diseño y Cálculo Para El Hormigón Armado, D.S. N° 60 (V. y U.), 2011) señala que los muros estructurales especiales deben contar con un espesor mínimo de acuerdo con la altura libre de piso o en su defecto, realizar el diseño teniendo en cuenta problemas de inestabilidad que puedan presentarse. De manera similar, el código peruano de diseño sismo resistente (Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030, Diseño Sismorresistente, 2018) agrupa este sistema como uno aparte de los demás, en el que los categoriza como muros que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes dados sus espesores reducidos (mínimo de 100 mm). Para el caso colombiano, los edificios cuyo sistema de

resistencia símica está compuesto por muros delgados se emplean en todo rango de alturas hasta un máximo de aproximadamente 25 pisos (Vélez et al., 2017), dado que en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010), no se especifican restricciones con respecto a límites mínimos de espesores.

Es importante mencionar que, aunque las prescripciones para muros de CR del código colombiano se basan en los requisitos del American Concrete Institute (ACI) 318, estos últimos se fundamentan en abundantes programas experimentales donde se consideraron muros de mayores espesores (con respecto a los utilizados en Colombia) correspondientes a la tipología de construcción de los Estados Unidos y, por lo tanto, los requisitos no consideran las condiciones particulares típicas del medio colombiano; adicionalmente, el último terremoto ocurrido en Colombia en el que hubo daños significativos, se remonta a 1999 en el sismo del Eje Cafetero, que registró 6,1 en la escala de Richter y afectó enormemente los departamentos de Quindío y Risaralda (Servicio Geológico Colombiano, 2021). Para entonces, no era común el sistema constructivo de muros delgados, por lo que no ha sido posible determinar el desempeño posterremoto a nivel nacional de las edificaciones que actualmente se conforman con este sistema constructivo.

El presente trabajo de grado analítico y teórico se basó en una búsqueda de evidencias sobre el comportamiento de muros de CR reportados en bases de datos internacionales, utilizando los descriptores “shear wall”, “thin wall”, “slender wall”, “Out-of-plane instability” y “concrete wall”, orientada principalmente a artículos provenientes de estudios numéricos, analíticos y/o experimentales realizados en diferentes países a muros de CR con características similares a los muros delgados de la práctica colombiana.

Se estudió el comportamiento sísmico de muros del sistema industrializado ante diferentes aspectos que dependen de la geometría del muro y propiedades de los materiales, aspectos que se relacionan con efectos externos (solicitaciones), y aspectos que se relacionan con el comportamiento esperado del elemento. También se discuten expresiones sugeridas en la literatura que pueden contribuir a mejorar la predicción de la respuesta ante eventos sísmicos y se realiza una síntesis de requisitos normativos para el análisis y diseño de muros de CR encontradas en normativas internacionales y se aborda un caso de estudio de un edificio típico de muros delgados. Finalmente, se presentan recomendaciones a las pautas actuales para el análisis y diseño de edificios de muros delgados de concreto

reforzado que conduzcan a mejorar su comportamiento sísmico, teniendo en cuenta que se encontró que el sistema constructivo podría presentar un comportamiento sísmico desfavorable debido a la susceptibilidad a la inestabilidad lateral, pandeo del refuerzo longitudinal del elemento de borde, fallas frágiles por traslapos, ductilidad reducida, inadecuada distribución de la plasticidad, pérdidas importantes de rigidez ante niveles de deriva bajos, bajas capacidades de deriva, entre otros.

Índice General

Resumen	6
Capítulo I. Introducción	19
1.1. Antecedentes Nacionales e Internacionales.....	19
1.2. Pertinencia y objetivos de la investigación	24
Capítulo II. Estado del arte.....	25
2.1. Inestabilidad lateral	34
2.2. Influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal y disposición del refuerzo	42
2.2.1. Cuantía de refuerzo del elemento de borde.....	43
2.2.1. Disposición del refuerzo longitudinal en los elementos de borde.	44
2.2.2. Detallado del refuerzo transversal en el elemento de borde	46
2.2.3. Cuantía de refuerzo del alma del muro.....	49
2.3. Influencia del espesor del muro	50
2.4. Influencia de la altura libre y condiciones de apoyo del muro	51
2.5. Influencia de la longitud del muro.....	53
2.6. Influencia de la resistencia a la compresión del concreto	54
2.7. Influencia del tipo de refuerzo	55
2.8. Influencia de los traslajos.....	58
2.9. Influencia de la dirección de la aplicación de la carga sísmica	59
2.10. Influencia del nivel de carga axial.....	63
2.11. Capacidad de desplazamiento	64
2.12. Degradación de rigidez	66
2.13. Efectos de retraso de cortante para secciones con aletas.....	69
2.14. Longitud de rótula plástica	73
2.15. Efecto de acoplamiento con elementos horizontales.....	81
Capitulo III. Resumen de expresiones numéricas encontradas en la literatura aplicadas a muros delgados	85
3.1. Relación de esbeltez máxima para evitar la inestabilidad fuera del plano	85
3.2. Cuantía de refuerzo longitudinal mínima en muros rectangulares sin elementos de confinamiento	89
3.3. Cuantía de refuerzo longitudinal mínima concentrada en los extremos y alma del muro	91

3.4. Detallado efectivo de refuerzo transversal para evitar pandeo de refuerzo longitudinal	92
3.5. Deriva de techo para muros sin elementos de borde de confinamiento	97
3.6. Capacidad de deriva de techo.....	98
3.7. Rotación plástica y ductilidad de curvatura como función de la carga axial.....	101
3.8. Ductilidad de curvatura tanto para diseño como para evaluación de estructuras	102
3.9. Ancho efectivo para muros en forma de “C”	105
3.10. Longitud de rótula plástica para muros delgados	109
3.10.1. Muros rectangulares.....	109
3.10.2. Muros en forma de “C”	111
Capítulo IV. Aspectos normativos	112
4.1. Prescripciones generales de la NSR-10 para el diseño de edificios con muros estructurales de CR	112
4.2. Prescripciones de códigos internacionales para el diseño de edificios con muros estructurales de CR	115
4.2.1. Requisitos relacionados con inestabilidad lateral fuera del plano	115
4.2.2. Requisitos relacionados con el detallado del elemento de borde	118
4.2.3. Requisitos relacionados con la carga axial	121
4.2.4. Requisitos relacionados con límites de deformación	122
Capítulo V. Caso de estudio	125
Capítulo VI. Conclusiones, recomendaciones para el diseño de edificios con muros delgados de CR y sugerencias para investigaciones futuras	137
6.1. Conclusiones	137
6.2. Recomendaciones	141
6.3. Sugerencias para futuras investigaciones	145
Referencias bibliográficas.....	147

Índice de tablas

Tabla 1. Resumen de características de especímenes de investigaciones realizadas mediante muros completos.....	27
Tabla 2. Resumen de características de especímenes de investigaciones realizadas mediante prismas que idealizan elementos de borde.....	29
Tabla 3. Resumen de características de especímenes de investigaciones realizadas mediante modelaciones.....	31
Tabla 4. Resumen de características de especímenes de investigaciones realizadas mediante modelaciones para determinar la longitud de rótula plástica.....	33
Tabla 5. Referencias sobre inestabilidad lateral.....	34
Tabla 6. Referencias sobre la influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal y disposición del refuerzo.....	42
Tabla 7. Referencias sobre la influencia del espesor del muro.....	50
Tabla 8. Referencias sobre la influencia de la altura libre y condiciones de apoyo del muro.....	52
Tabla 9. Referencias sobre la influencia de la longitud del muro.....	53
Tabla 10. Referencias sobre la influencia del tipo de refuerzo.....	55
Tabla 11. Referencias sobre la influencia de los traslapos.....	58
Tabla 12. Referencias sobre la influencia de la dirección de la aplicación de la carga sísmica.....	59
Tabla 13. Referencias sobre la influencia del nivel de carga axial.....	63
Tabla 14. Referencias sobre la capacidad de desplazamiento.....	64
Tabla 15. Referencias sobre degradación de rigidez.....	66
Tabla 16. Referencias sobre longitud de rótula plástica.....	73
Tabla 17. Referencias sobre efecto de acoplamiento con elementos horizontales.....	82
Tabla 18. Límites de deformación unitaria y $K_{d_{max}}$ para el modelo propuesto con la ecuación (25).....	103
Tabla 19. Parámetros y valores para determinar B_{eff} en la ecuación propuesta por (R. D. Hoult, 2019) para muros en forma de C.....	106
Tabla 20. Resumen de requisitos de códigos internacionales para evitar la inestabilidad lateral fuera del plano.....	115
Tabla 21. Resumen de requisitos de códigos internacionales para el detallado del elemento de borde.....	119
Tabla 22. Ajustes sugeridos para muros delgados de CR con elementos de borde de confinamiento.....	128
Tabla 23. Ajustes sugeridos para muros delgados de CR sin elementos de borde de confinamiento.....	130
Tabla 24. Resumen de las diferencias principales de los despieces de los dos muros del caso de estudio.....	130

Índice de figuras

Figura 1. Daños en muros posteriores al terremoto de Chile de 2010.....	21
Figura 2. Efecto de deformaciones residuales y el espesor del muro en la inestabilidad fuera del plano.....	36
Figura 3. a) Fallo por inestabilidad local fuera del plano y b) Fallo por inestabilidad global fuera del plano.....	38
Figura 4. Distribución del refuerzo vertical del elemento de borde.....	45
Figura 5. Ilustración esquemática de los modos de pandeo 1, 2 y 3 de barras longitudinales.....	47
Figura 6. Ejemplos de tipologías de confinamiento del elemento de borde: a) Estribos cerrados de confinamiento superpuestos b) Estribo cerrado de confinamiento perimetral y ganchos suplementarios.....	49
Figura 7. Esfuerzo vs deformación de mallas de alambre electrosoldado y barras de acero dúctiles.....	56
Figura 8. Descripción de cargas bidireccionales.....	60
Figura 9. Descripción del fallo por cortante fuera del plano.....	61
Figura 10. Esquema de los patrones de cargas aplicados en (Niroomandi et al., 2021)...	62
Figura 11. Modos de flexión en muros de CR. a) Eje fuerte, muro rectangular, b) Eje fuerte, Muro en "C" - aleta en compresión/tensión (FiT, FiC), c) Eje débil-Muro en "C" alma en compresión (WiC), d) Eje débil-Muro en "C" alma en tensión (WiT).....	70
Figura 12. Distribución de esfuerzos esperada en muros en forma de "C" para momento alrededor de a) eje fuerte (FiT, FiC), b) eje débil (WiT).....	71
Figura 13. Modelo de plasticidad concentrada de acuerdo con (Priestley et al., 2007)	74
Figura 14. Resultados del gradiente de deformación esperado en muros de CR.....	77
Figura 15. Resistencia al momento de volcamiento de un muro de CR acoplado.....	83
Figura 16. Longitud del muro vs. espesor mínimo para diferentes cuantías en el elemento de borde de acuerdo con la ecuación propuesta por (Dashti et al., 2021).....	87
Figura 17. Longitud del muro vs relación de esbeltez para diferentes cuantías en el elemento de borde de acuerdo con la ecuación propuesta por (Dashti et al., 2021).....	88
Figura 18. Deriva del muro vs relación de esbeltez del muro, para diferentes longitudes de muro de acuerdo con la ecuación propuesta por (Dashti et al., 2021).....	89
Figura 19. Cuantía de refuerzo longitudinal del muro para producir fisuración secundaria vs f'_c de acuerdo con la ecuación propuesta por (R. D. Hoult et al., 2018).....	91
Figura 20. Longitud y distribución del refuerzo longitudinal para que se produzca adecuada distribución de plasticidad en la rótula plástica del muro.....	92
Figura 21. Configuraciones del refuerzo longitudinal y transversal en elementos de borde de muros de CR.....	94
Figura 22. Variación de la longitud de la rama/estribo en función de la separación del refuerzo transversal y el diámetro de la barra longitudinal para barras de refuerzo de $f_y=420$ MPa para a) caso-1, b) caso-3.....	95

Figura 23. Deriva de techo vs número de pisos y longitud de muros de acuerdo con la ecuación propuesta por (Blandón & Bonett, 2020).....	98
Figura 24. Ductilidad de curvatura y rotación plástica vs relación de carga axial, de acuerdo con la ecuación propuesta por (Shegay et al., 2018).	102
Figura 25. Ductilidad por desplazamiento $\mu\Delta$ en función de la altura efectiva, para diferentes longitudes de muros, de acuerdo con la ecuación (26).	105
Figura 26. Geometría de muro en C, con ancho efectivo de las alas (b_{eff1}) y alma (b_{eff2}).107	
Figura 27. Ancho efectivo del ala vs relación de carga axial de acuerdo con NSR-10 y la ecuación propuesta por (R. D. Hoult, 2019).	108
Figura 28. Ancho efectivo del alma vs relación de carga axial de acuerdo con NSR-10 y la ecuación propuesta por (R. D. Hoult, 2019).	109
Figura 29. Longitud de rótula plástica para muros rectangulares vs ALR de acuerdo con la ecuación propuesta por (R. D. Hoult et al., 2018).	110
Figura 30. Comparación de los límites de deformación expresados en términos de rotación plástica para diferentes relaciones c/L_w de acuerdo con diferentes normativas para a) Muros con elementos de confinamiento b) muros sin elementos de confinamiento.	123
Figura 31. Planta típica del edificio del caso de estudio (dimensiones en metros).	125
Figura 32. Vista tridimensional del modelo de elementos finitos del edificio del caso de estudio.....	126
Figura 33. Despiece D-NSR10.....	135
Figura 34. Despiece D-SG.....	136

Lista de símbolos y abreviaturas

Minúsculas latinas

b = ancho de la zona en compresión del muro (elemento de borde), ecuaciones (20) y (22).

b = espesor del alma o del ala del muro en forma de "C", ecuación (27).

b_{eff} = ancho efectivo del para muros en forma de "C".

c = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro.

d_b = diámetro de las barras de refuerzo longitudinal.

d_{bl} = diámetro de las barras de refuerzo longitudinales, ecuación (4).

d_{bt} = diámetro de la barra de refuerzo transversal, ecuación (6).

d_t = diámetro de ramas/estribos transversales que restringen el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal, ecuación (18).

f'_c = esfuerzo resistente máximo a compresión del concreto.

$f'_{ct.f}$ = valor medio de la resistencia a la flexión del concreto, ecuaciones (6) y (7).

f_r = resistencia a la tracción directa del concreto, ecuación (8).

f_u = resistencia última a tracción del acero de refuerzo longitudinal.

f_y = esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

f_{ye} = esfuerzo de fluencia esperado del acero correspondiente a $1,10f_y$, ecuación (4).

h_x = espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento

k = constante que refleja la distribución de plasticidad, ecuación (3).

l_e = longitud de la rama/estribo crítica para la cual se produce modo 1 de pandeo en el refuerzo longitudinal, ecuación (18).

n_b = número de barras de refuerzo longitudinal que sufren pandeo simultáneo, que dependen de n_l ramas/estribos, ecuación (18).

n_l = número de ramas/estribos orientados en la dirección del pandeo potencial, ecuación (18).

s = separación del refuerzo transversal de cortante.

t_w = espesor del muro.

Mayúsculas latinas

A_{cv} = área bruta de la sección, ecuación (20).

A_g = área transversal bruta del muro.

ALR = relación de carga axial.

A_r = relación de aspecto del muro.

A_{sh} = área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios) dentro del elemento de borde del muro.

CR = concreto reforzado.

D = nivel de deriva esperando, ecuación (15).

DES = capacidad especial de disipación de energía.

DMO = capacidad moderada de disipación de energía.

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

H = altura libre del muro sin arriostrar, generalmente corresponde a la altura de libre de entrepiso.

H_e = altura efectiva del muro en voladizo (asumida comúnmente como $0.70H_n$).

H_n = altura total del muro en voladizo hasta el nivel de techo.

H_w = altura total del muro hasta el nivel de techo, ecuación (19).

K_d = ductilidad de curvatura.

$K_{d-máx}$ = valor límite de la ductilidad de curvatura, ecuación (25).

L_{flange} = longitud de la aleta del muro en forma de C.

L_p = longitud de rótula plástica.

$L_{p\text{-mayor}}$ = longitud de rótula plástica correspondiente al modo de flexión alrededor del eje fuerte del muro en forma de C.

$L_{p\text{-menor WiC}}$ = longitud de rótula plástica correspondiente al modo de flexión alrededor del eje débil del muro en forma de C que produce compresión en el alma.

$L_{p\text{-menor WiT}}$ = longitud de rótula plástica correspondiente al modo de flexión alrededor del eje débil del muro en forma de C que produce tracción en el alma.

L_w = longitud del muro.

L_{web} = longitud del alma del muro en forma de C.

L_{yp} = longitud de penetración de la deformación de fluencia.

P_u = carga axial última del muro.

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía.

R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico.

S_a = valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro elástico de pseudo aceleraciones de la NSR-10.

T_{1x} = período fundamental de la estructura aproximado en la dirección X.

T_{1y} = período fundamental de la estructura aproximado en la dirección Y.

v = esfuerzo cortante medio normalizado, ecuación (12).

V_b = cortante basal.

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección, ecuación (20).

WiC = condición que produce compresión en el alma del muro en forma de "C".

WiT = condición que produce tracción en el alma del muro en forma de "C".

Minúsculas griegas

α = parámetro para estimar el ancho efectivo de un muro en forma de "C", ecuación (27).

α = parámetro que relaciona el detallado del refuerzo transversal del elemento de borde en la capacidad de desplazamiento del muro, ecuación (20).

α = parámetro que relaciona la altura libre del muro y la longitud del muro, ecuación (15).

α_f = parámetro para obtener el valor medio de la resistencia a la flexión del concreto, ecuación (9).

β = parámetro para estimar el ancho efectivo del muro en forma de "C", ecuación (27).

δ_c = capacidad de desplazamiento del muro en la parte superior (al nivel de techo).

δ_u = demanda de desplazamiento último del muro en la parte superior (al nivel de techo).

ϵ_c = deformación unitaria por compresión en el concreto.

ϵ_{cm} = deformación unitaria por compresión en el concreto límite, ecuación (25).

ϵ_{cu} = deformación unitaria por compresión en el concreto última.

$\epsilon_{glob, cr}$ = deformación unitaria a tracción crítica que desencadena la inestabilidad fuera del plano.

ϵ_y = deformación unitaria de fluencia por tracción del acero.

θ_p = rotación plástica.

λ_b = parámetro que relaciona el impacto de c/b y L_w/b en la capacidad de desplazamiento del muro, ecuación (20).

μ_Δ = ductilidad de desplazamiento

ρ = cuantía de refuerzo longitudinal del elemento de borde, ecuación (15).

ρ_{BE} = cuantía de refuerzo longitudinal del elemento de borde.

ρ_l = cuantía de refuerzo longitudinal concentrada en el alma del muro, ecuación (1).

ρ_{le} = cuantía de refuerzo longitudinal concentrada en el extremo del muro, ecuación (16).

ρ_w = cuantía de refuerzo longitudinal del muro.

$\rho_{wv, min}$ = cuantía de refuerzo longitudinal mínima para la cual se produce fisuración secundaria, ecuación (6).

τ = esfuerzo cortante medio actuando sobre el muro en forma de C, ecuación (10).

Mayúsculas griegas

Δ_t = desplazamiento total lateral a nivel de techo, ecuación (19).

Φ_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación.

Φ_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación.

Φ_r = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica.

Φ_u = curvatura última

Φ_y = curvatura de fluencia

Capítulo I. Introducción

1.1. Antecedentes Nacionales e Internacionales

En Grecia y en otros países del mundo, se solían adoptar geometrías de muros rectangulares con sobrecanchos en los extremos (“Barbell-shaped shear walls” en inglés), favoreciendo así su comportamiento sísmico; no obstante, sus desventajas constructivas relacionadas con el encofrado y los problemas arquitectónicos y estéticos dados por su geometría particular los hacía poco prácticos. Por ello, surgió la necesidad de crear muros estructurales con sección rectangular constante que resistieran los efectos sísmicos facilitando así su proceso constructivo (Chrysanidis, 2019). Por otro lado, en las últimas décadas, se ha vuelto común en muchos países el uso de muros estructurales esbeltos que abarcan menos espacio en planta y han tomado importancia con la búsqueda de optimización de diseños y espacios arquitectónicos; adicionalmente, los avances en investigación han permitido obtener concretos con altas resistencias a la compresión que han favorecido también el uso de elementos estructurales más delgados (Dashti, Dhakal, et al., 2020a). Sin embargo, en Colombia en la última década, el sistema estructural se ha utilizado en condiciones cada vez más exigentes, debido a que el alto costo del suelo y la demanda de vivienda han impulsado la necesidad de construir en una misma área más unidades habitacionales en altura, dando paso a edificaciones que son cada vez más altas y las cuales se encuentran constituidas por muros de CR muy esbeltos. Adicionalmente, para reducir costos y aumentar la rapidez de construcción, es usual que el refuerzo de estos muros del sistema industrializado esté constituido con mallas de refuerzo electrosoldado de acero estirado en frío, proceso que reduce su ductilidad y capacidad de disipación de energía. Todas estas condiciones, dan lugar a un sistema constructivo que carece de pruebas de laboratorio o experiencia de desempeño ante eventos sísmicos.

El término de muro delgado hace referencia principalmente a aquellos que por su espesor reducido no permitan obtener un desempeño sísmico adecuado en una edificación. Sin embargo, esto involucra también al comportamiento conjunto de diferentes aspectos. Por ejemplo, espesores menores o iguales a 150 mm en muros que gobiernan la respuesta de una edificación que se encuentra localizada en zonas de amenaza sísmica alta y que cuente con altas cargas axiales, impediría la adecuada disposición y/o comportamiento de elementos de borde de confinamiento; por otra parte, también sería probable que este muro

fuera susceptible de sufrir pandeo lateral fuera del plano. No obstante, el mismo muro o incluso con un espesor de 100 mm podría comportarse satisfactoriamente en una edificación que tuviera cargas axiales bajas y que estuviese ubicada en una zona de amenaza sísmica baja. De acuerdo con la normativa colombiana (Acta N° 149, 2018), el espesor mínimo de los muros estructurales de CR debe ser tal que “además de las prescritas por el Título A (NSR-10) por razones sísmicas, cumplan con los requisitos de B.1.2 (NSR-10) en cuanto a la adecuada resistencia, funcionamiento, fuerzas causadas por deformaciones impuestas y análisis, con el propósito de garantizar su estabilidad y seguridad”; y adicionalmente, el ancho del muro en el borde debe ser el necesario para resistir las fuerzas requeridas para el muro sin que falle el muro a pandeo según C.10.10 (NSR-10).

En Colombia se reportan datos de construcciones de muros de CR con características del sistema referido (el cual se identifica en el presente documento como sistema industrializado) desde antes del año 2002; no obstante, se presume que en esa época era comúnmente utilizado para edificaciones de menos de 5 pisos (Moreno & Uribe, 2002).

Desde el terremoto de Chile en 2010, se empezaron a evidenciar comportamientos no dúctiles en muros de CR al verse sometidos a altas cargas de flexo-compresión (ver [Figura 1](#)) y que, debido a la falta de confinamiento del concreto, generaron en los muros susceptibilidad de sufrir fallas frágiles por aplastamiento del concreto. Adicionalmente, las barras de refuerzo sufrieron pandeo debido a que no contaban con la restricción o apoyo lateral proporcionado por los estribos (Arteta et al., 2018).

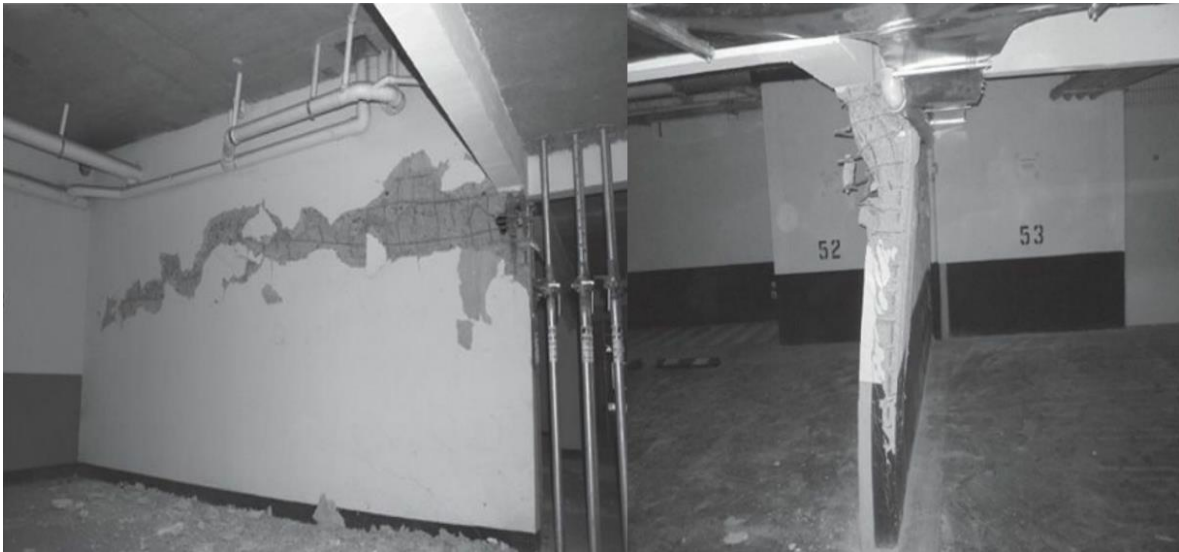


Figura 1. Daños en muros posteriores al terremoto de Chile de 2010. Tomada de (Moehle, 2015)

Por experiencias del comportamiento de estos elementos ante sismos recientes, se evidencia que en el análisis y diseño de muros de CR se requiere considerar los efectos fuera del plano, adicional a los efectos típicos en el plano del muro donde actúan los esfuerzos de carga axial, flexión y cortante. De acuerdo con Parra & Moehle (2017) la probabilidad de que se presenten inestabilidades laterales a lo largo de la altura de la zona de compresión de los muros aumenta con el incremento de la relación de esbeltez que es un parámetro que corresponde a la relación entre la altura libre del muro (altura libre entre pisos), H , y el espesor del elemento de borde, que en muchos casos termina siendo el mismo espesor del muro, t_w , debido al uso común de muros sin sobrecanchos en los extremos. Este parámetro es crítico en el medio colombiano ya que se ha identificado que abundan las edificaciones con muros rectangulares delgados como elementos del sistema de resistencia sísmica con espesores que varían entre 80 a 300 mm y donde las alturas típicas libres de piso rondan los 2200 mm, dando lugar a relaciones de esbeltez de hasta 27 (Arteta et al., 2018). Aunque el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10, 2010) no establece un límite para la relación de esbeltez, el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) define un límite superior de 16; en este sentido, con las alturas de entrepiso típicas de las

edificaciones colombianas, este límite impuesto por el ACI implicaría un espesor mínimo para muros del sistema de resistencia sísmica de 150 mm (Arteta et al., 2018).

De acuerdo con el estudio realizado por Arteta et al. (2018), en algunas de las edificaciones de muros típicos de Colombia localizadas en zona de amenaza sísmica intermedia los valores de la relación de aspecto, que es un parámetro que corresponde a la relación entre la altura total del muro (que en ocasiones termina siendo la altura total del edificio para muros del sistema industrializado) y la longitud del mismo (H_w/L_w), se encuentran entre 8 y 14 para zona de amenaza sísmica intermedia y para zona de amenaza sísmica alta entre 4 y 8, con la salvedad de que en la mayoría de edificios con plantas rectangulares, la dirección en planta de menor longitud se encuentra constituida con muros cortos, es decir que tienen altas relaciones de aspecto que limita su capacidad de rotación inelástica. Sin embargo, según Priestley et al. (2007) para obtener valores de ductilidad satisfactorios en muros (coeficientes de capacidad de disipación de energía entre 4 y 6), se recomienda que la relación de aspecto (H_w/L_w) tenga como límite superior un valor de 6,0, ya que esta relación de aspecto se vincula con la capacidad de rotación del muro y por lo tanto con el desplazamiento no lineal que puede alcanzar el muro antes de que se presente la falla de este. En este sentido, los anteriores valores de la relación de aspecto encontrados para los muros en edificaciones en Colombia indican que es posible que para muchos casos los muros no alcancen a comportarse en el rango inelástico y por tanto no desarrollan valores considerables de ductilidad.

En cuanto a la carga axial que se encuentra actuando sobre un muro de CR, se puede afirmar que a medida que se aumenta la sollicitación de carga axial, también aumenta su capacidad para resistir flexión (mientras se está por debajo del punto balanceado) aunque se disminuye su ductilidad, su desplazamiento lateral y por tanto su disipación de energía. Existen criterios soportados por el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) en donde se explica que para secciones controladas por compresión para las cuales el comportamiento tiende a ser más frágil, se debe brindar confinamiento proveniente de disponer en las esquinas estribos cerrados de confinamiento o ganchos sísmicos que den soporte lateral a todas las barras longitudinales de refuerzo para evitar pandeo; adicionalmente, recomiendan que la carga axial impuesta sobre el muro proveniente de las cargas gravitacionales debe ser inferior al 35% de $A_g f'_c$ ya que este valor corresponde aproximadamente al inicio del comportamiento de un

elemento controlado por compresión. Por otra parte, Moehle (2015) menciona que es de suma importancia evitar el pandeo del refuerzo longitudinal, ya que este puede tener un efecto apreciable sobre la resistencia a la carga axial de la sección transversal. En un miembro sometido a compresión, la dilatación del núcleo confinado ejerce presión hacia afuera sobre las barras longitudinales, lo que en combinación con la compresión axial aumenta la tendencia al pandeo una vez el concreto se aplasta. El pandeo del refuerzo longitudinal en elementos de CR se ve influenciado por el recubrimiento de concreto circundante de las barras, ya que proporciona cierta restricción contra el pandeo; pero esta restricción disminuye a medida que el recubrimiento mismo se degrada con las grandes solicitaciones que se generan en zonas de amenaza sísmica. Por tanto, el refuerzo transversal juega un papel dominante en la restricción del pandeo de la barra longitudinal ante grandes esfuerzos de compresión. En el estudio realizado por Arteta et al. (2018) identificó que edificaciones típicas conformadas por muros en Colombia, la gran mayoría de los edificios tienen un nivel de carga axial menor o igual a $0,10 A_g f'_c$ para la combinación de carga D+0,25L y hasta $0,15 A_g f'_c$ para la combinación de carga donde se considera el efecto del sismo D+0,25L+E.

Dada la importancia que ha cobrado en los últimos años el tema de los muros delgados usados en edificaciones en el territorio colombiano se planteó el presente trabajo de grado con miras a evaluar las variables que presentan mayor incidencia en el comportamiento sísmico de los muros, y los requisitos estipulados para su análisis y diseño en países con similar sismicidad a la de Colombia; por tanto, el trabajo de grado se encuentra dividido en seis capítulos, incluido este **capítulo I** introductorio.

En el **capítulo II** se presenta la revisión del estado del arte del comportamiento sísmico de muros delgados de CR basada en estudios numéricos, analíticos y/o experimentales.

En el **capítulo III** se presenta un resumen de expresiones encontradas en la literatura que contribuyen a mejorar la predicción de la respuesta de muros delgados de CR.

En el **capítulo IV** se presenta un análisis de los requisitos normativos actuales para muros de CR de acuerdo con NSR-10 y otras normativas internacionales.

En el **capítulo V** se presenta un caso de estudio donde se comparan los detallados de un tramo de muro perteneciente a una edificación del sistema industrializado realizados

mediante dos metodologías: el primer detallado, realizado con las prescripciones actuales de la NSR-10; y el segundo, con ajustes sugeridos a los requisitos normativos a criterio del autor de acuerdo con la revisión del estado del arte del capítulo II.

Finalmente, en el **capítulo VI** se presentarán los principales resultados y conclusiones de acuerdo con el objetivo de investigación del presente trabajo presentado en el numeral 1.2. Se presentarán además recomendaciones y sugerencias para posibles trabajos futuros de investigación, haciendo hincapié en el estado del arte presentado.

1.2. Pertinencia y objetivos de la investigación

Los antecedentes del sistema industrializado mencionados anteriormente, conducen a un cuestionamiento sobre el desempeño real de este sistema estructural ante eventos sísmicos, debido a la posible falta de ductilidad y bajas capacidades de deriva y disipación de energía que puedan desarrollar. Por lo tanto, con la presente revisión de literatura se pretende dar a conocer el estado del arte del comportamiento sísmico de muros delgados de CR mediante una revisión de investigaciones analíticas, numéricas y experimentales, y de normativas internacionales, con el fin de realizar un valorativo general del sistema estructural y proponer recomendaciones a las pautas actuales para el análisis y diseño de edificios de muros delgados de concreto reforzado que conduzcan a mejorar su comportamiento sísmico.

Los objetivos específicos de la investigación son:

- Recopilar documentos de impacto y/o referencias relevantes recientes sobre la actualidad académica de muros delgados y esbeltos de concreto reforzado que se relacionen con el contexto de la investigación.
- Analizar mediante las evidencias científicas disponibles más actuales, el efecto de diversas variables que inciden en el comportamiento de muros delgados de CR e identificar las limitaciones que generarían estas variables al sistema constructivo desde el punto de vista del desempeño sísmico.
- Analizar la pertinencia y aplicabilidad de los resultados experimentales e investigaciones consultadas a considerar en los requisitos de diseño de muros delgados en el medio colombiano.

Capítulo II. Estado del arte

En la literatura se encuentran investigaciones que aportan información de interés para el estudio de los muros delgados del sistema industrializado, así algunas de ellas no hayan sido realizadas específicamente a especímenes con estas características.

Aunque en el medio colombiano se encuentran también edificaciones constituidas por muros prefabricados de CR, investigaciones sobre este tipo de muros no fueron de interés en este estudio ya que no son usuales como parte del sistema industrializado, como sí lo son los muros vaciados en sitio.

A continuación, se analizarán los aspectos más relevantes a considerar en el estudio del comportamiento sísmico de los edificios con muros delgados de CR en los numerales 2.1 al 2.15, los cuales fueron elegidos a criterio del autor debido al impacto que tienen en el comportamiento de acuerdo con las evidencias científicas disponibles más actuales encontradas en la literatura. Algunos aspectos por discutir dependen de la geometría del muro y propiedades de los materiales como lo son: la inestabilidad lateral, la influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal, influencia del espesor del muro, influencia de la altura libre y condiciones de apoyo del muro, influencia de la longitud del muro, influencia de la resistencia a la compresión del concreto, influencia del tipo de refuerzo e influencia de los traslapos; otros aspectos que se discutirán se encuentran relacionados con efectos externos (solicitaciones) como: la influencia de la dirección de la aplicación de la carga sísmica y la influencia del nivel de carga axial; finalmente, se tratarán aspectos que se relacionan con el comportamiento esperado del elemento como lo son: la capacidad de desplazamiento, degradación de rigidez, efectos del retraso de cortante para secciones transversales en forma de C, longitud de rótula plástica y el efecto del acoplamiento de muros con otros elementos horizontales.

De las investigaciones experimentales realizadas a especímenes completos de muros de las que se hablará en este documento, la mayoría de los ensayos fueron cíclicos cuasi-estáticos a carga lateral, con y sin presencia de carga axial, aunque algunos fueron monotónicos. Es importante resaltar que todos los ensayos fueron realizados bajo condiciones que imponen una mayor respuesta por flexión de los especímenes, por lo que la respuesta por cortante no fue de interés en este estudio. En la [Tabla 1](#), se resumen las principales características de estas investigaciones experimentales como la geometría,

escala, capas de refuerzo, geometría de los especímenes, rangos de la resistencia a la compresión del concreto y resistencia a la fluencia del acero, cuantía de refuerzo longitudinal y cuantía de refuerzo longitudinal del elemento de borde, y protocolo de carga.

Tabla 1. Resumen de características de especímenes de investigaciones realizadas mediante muros completos. Fuente propia

Referencia	Geometría	Escala	Capas de refuerzo	Longitud ^g (mm)	Espesor (mm)	H ^h (mm)	f' _c (MPa)	f _y ⁱ (MPa)	ρ _w (%)	ρBE (%)	Protocolo de carga
(Niroomandi, 2018), (Niroomandi et al., 2021)	Rectangular	1:2	2	1600	125	2200	47 a 53	278 a 548	1,11	4,15	Tres direcciones diferentes
(R. Hoult, Appelle, et al., 2020)	C	1:1	1	1050x1300x1050 ^a	100	4250	29 a 32	475 a 523	0,30	3,02 ^c	Cargas cíclicas horizontales en diferentes direcciones
(Vélez, 2020), (Vélez et al., 2017)	T	1:1	1	2500x350 ^b	100	2400	39 y 40	419 a 723	0,26 y 0,27	N/A	Cargas cíclicas cuasi estáticas en el plano
(Almeida et al., 2017)	T	2:3 y 1:1	1 a 2	2700 x 440 ^b	80 a 120	2000	29 a 51	460 a 565	0,15 a 0,50	0,50 a 2,63	Cargas cíclicas cuasi estáticas en el plano y fuera del plano
(Blandón et al., 2018)	T	1:1	1	2500x350 ^b	100	2400	39 a 47	419 a 723	0,26 y 0,27	N/A	Cargas cíclicas cuasi estáticas en el plano
(Blandón & Bonett, 2020)	Rectangular	1:1	1	1200	80	2400	21	454 a 675	0,20	3,10 ^c	Cargas cíclicas cuasi estáticas en el plano
(Ortega et al., 2021)	Rectangular	1:1	1	1200	100	2400	24	493 a 533	0,25 y 0,26	1,46 ^c	Cargas monotónicas y cíclicas cuasi estáticas en el plano
(Dashti, Tripathi, et al., 2020), (Dashti et al., 2018b)	Rectangular	1:2	2	1600 y 2000	125 y 135	2000	35 a 41	330 a 411	0,59 a 1,21	2,60 ^a a 4,30	Cargas cíclicas cuasi estáticas en el plano
(Tripathi, Dhakal, & Dashti, 2020)	Rectangular	1:2	2	2000	150	2000	36 a 104	258 a 377	0,55	2,28	Cargas cíclicas cuasi estáticas en el plano
(Shegay et al., 2018)	Rectangular	1:2	2	2250	200	3500	33 a 44	393 a 543	0,46 a 0,52	1,30 ^a a 2,70	Cargas cíclicas estáticas en el plano
(Hube et al., 2020)	Rectangular	1:1	1	1600	80 a 100	1600	29 ^d	446 a 624	0,14 a 0,26	0,30 ^a a 0,80	Cargas cíclicas estáticas en el plano
(Moscoso et al., 2021)	Rectangular	N/E	2	900	150	2000	23 a 35	693 a 775	0,39	0,34 ^e	Cargas cíclicas cuasi estáticas en el plano
(Lu et al., 2018)	Rectangular	1:1	2	1400	150	2800	36 a 37	322 a 387	0,47	0,72 ^a a 1,44	Cargas cíclicas estáticas en el plano

^a Las dimensiones se encuentran dadas en formato (longitud de la aleta x longitud del alma x longitud de la aleta). ^b Para conocer las dimensiones de las aletas de la "T" consultar el artículo completo. ^c Refuerzo concentrado en el extremo del elemento, pero no corresponde propiamente a un elemento de borde de confinamiento. ^d Resistencia a la compresión del concreto promedio medida experimentalmente que se reporta en la investigación. ^e Refuerzo agrupado en los extremos del muro, aunque no conforman propiamente un elemento de borde de confinamiento debido a la ausencia de refuerzo de confinamiento. ^f Se utilizaron diferentes disposiciones de refuerzo (distribuido y concentrado) que conducen a diferentes cuantías ρBE. ^g Longitud del espécimen de prueba, que en ocasiones puede incluir alas y retrocesos para muros no rectangulares. ^h Altura de los especímenes de prueba. ⁱ Puede incluir especímenes con refuerzo de alambre electrosoldado y refuerzo con barras convencionales. ^j Para la parte experimental de la investigación si se indica explícitamente que se emplean cargas cíclicas cuasi estáticas. N/E = No especificado o no identificado.

También se registra en la literatura una cantidad significativa de ensayos a especímenes prismáticos de CR que fueron realizados con el fin de estudiar la estabilidad y otros aspectos del comportamiento de los elementos de borde de muros de CR. En este documento se hace referencia a este tipo de investigaciones que en la mayoría de los ensayos fueron cíclicos reversibles a carga axial, aunque algunos fueron monotónicos a carga axial de compresión. En la [Tabla 2](#), se resumen también las principales características de estas investigaciones experimentales como la geometría de los especímenes, escala, dimensiones, rangos de la resistencia a la compresión del concreto y resistencia a la fluencia del acero, cuantía de refuerzo longitudinal del elemento de borde, y protocolo de carga.

Tabla 2. Resumen de características de especímenes de investigaciones realizadas mediante prismas que idealizan elementos de borde. Fuente propia

Referencia	Geometría	Escala	Dimensiones ^a (mm)	f _c (MPa)	f _y (MPa)	ρ _{BE} (%)	Protocolo de carga
(Chrysanidis, 2019)	Columna	1:3	150x75x760	21 a 23	552 a 604	1,79 a 3,19	2 ciclos de cargas axiales monotónicas (tracción y compresión) ^b
(Chrysanidis, 2020)	Columna	1:3	150x75x760	28	666	4,12	2 ciclos de cargas axiales monotónicas (tracción y compresión) ^b
(Chrysanidis, 2021)	Columna	1:3	150x75x760	21 a 23	666 a 743	1,79 a 10,72	2 ciclos de cargas axiales monotónicas (tracción y compresión) ^b
(Rosso et al., 2018)	Columna	1:1	300x80x2400 y 300x100x2400	24 a 34	475 a 566	0,35 a 3,80	Cargas axiales de tensión y compresión cíclicas cuasi estáticas
(Tripathi, Dhakal, Dashti, et al., 2020)	Columna	1:2	330x150x1200	28 a 40	302 a 509	2,28 a 3,25	Cargas axiales de tensión y compresión cíclicas cuasi estáticas

^a Dimensiones expresadas en formato [Largo x Ancho x Alto]. ^b Consistió en un primer ciclo de carga de tracción uniaxial hasta un determinado alargamiento (deformación unitaria) y luego un ciclo de carga de compresión concéntrica hasta llegar a la rotura, ambos ciclos de carga fueron aplicados gradualmente mediante cargas monotónicas.

En este documento también se hace referencia a investigaciones que se realizaron mediante análisis numéricos basados en modelaciones con software de elementos finitos y en las que se evaluó el efecto de diferentes variables en el comportamiento sísmico de muros de CR. Es importante resaltar que, en cada una de estas investigaciones, los modelos numéricos fueron previamente validados con los resultados de estudios experimentales a muros de CR. En la [Tabla 3](#), se resumen también las principales características de estas investigaciones experimentales como la geometría de los especímenes, escala, capas de refuerzo, dimensiones, rangos de la resistencia a la compresión del concreto y resistencia a la fluencia del acero, cuantía de refuerzo longitudinal del elemento de borde, y protocolo de carga.

Tabla 3. Resumen de características de especímenes de investigaciones realizadas mediante modelaciones. Fuente propia

Referencia	Geometría	Escala	Capas de refuerzo	Longitud (mm)	Espesor (mm)	H ^d (mm)	f' _c (MPa)	f _y ^e (MPa)	ρ _w (%)	ρBE (%)	Protocolo de carga
(R. D. Hoult, 2019)	C	1:1	2	1600x2000x1600 1600x3000x1600 2100x2000x2100 ^a	200	3500	32	492 a 563	1,00 ^c	1,00 a 1,13 ^c	Múltiples direcciones (Modelación con EF)
(Rosso et al., 2020)	T	2:3 y 1:1	1 a 2	2700 x 440 ^b	80 a 120	2000	29 a 51	460 a 565	0,15 a 0,50	0,50 a 2,63	Múltiples direcciones (Modelación con EF)
(R. D. Hoult & Beyer, 2020)	C	1:1	2	1050x1300x1050 ^a	100 a 150	2950	55 a 78	471 a 518	0,22 a 0,35 ^c	2,00 a 4,50 ^c	Múltiples direcciones (Modelación con EF)
(Dashti, Dhakal, et al., 2020a)	Rectangular	1:2	1 y 2	1600 y 2000	125 y 135	2000	35 a 41	330 a 411	0,59 a 1,21	2,60 a 4,30	Cargas cíclicas estáticas en el plano (Modelación con EF)
(Dashti et al., 2018a)	T	1:1	1	2700 x 440 ^b	80	2000	29	460 a 565	0,15	2,63	Cargas cíclicas estáticas en el plano (Modelación con EF) j

^a Las dimensiones se encuentran dadas en formato (longitud de la aleta x longitud del alma x longitud de la aleta). ^b Para conocer las dimensiones de las aletas de la "T" consultar el artículo completo. ^c Se utilizaron diferentes disposiciones de refuerzo (distribuido y concentrado) que conducen a diferentes cuantías ρBE. ^d Altura de los especímenes de prueba. ^e Puede incluir especímenes con refuerzo de alambre electrosoldado y refuerzo con barras convencionales.

Se refieren también en este documento otro tipo de investigaciones numéricas en las se analizó principalmente la longitud de rótula plástica en muros ligeramente reforzados y sin elementos de confinamiento. Dado que el volumen de muros analizados mediante modelos en estos estudios superó los 500, en la [Tabla 4](#), se resumen algunas de las variables más importantes utilizadas en este tipo de estudios.

Tabla 4. Resumen de características de especímenes de investigaciones realizadas mediante modelaciones para determinar la longitud de rótula plástica. Fuente propia

Referencia	Geometría	Longitud (mm)	Espesor (mm)	He b (mm)	f'c (MPa)	fy c (MPa)	pw (%)	pBE (%)	ALR (%)	Protocolo de carga
(R. Hoult et al., 2018)	Rectangular	3000 a 9000	200 a 250	7350 a 44100	40 y 60	551	0,15 a 1,00	N/A	1,5 a 10	Carga axial constante y carga lateral monotónica hasta el fallo
(R. Hoult, Goldsworthy, et al., 2020)	C	600x2000x3600 600x2200x6200 600x2200x8500a	200 a 250	7350 a 29300	40 y 60	551	0,15 a 1,00	N/A	2,1 a 11,7	Carga axial constante y carga lateral monotónica hasta el fallo

^a Las dimensiones se encuentran dadas en formato (Retorno x Longitud aletas x Longitud alma). ^b Altura efectiva de los muros (tomada como el $0.70H_n$) donde H_n es la altura total del muro hasta el nivel de techo. ^c Puede incluir especímenes con refuerzo de alambre electrosoldado y refuerzo con barras convencionales.

De igual manera otras investigaciones analíticas que se estudiaron en este documento fueron las siguientes: (Rosso et al., 2015), (Parra & Moehle, 2017), (Shegay et al., 2019), (Shegay et al., 2020), (Dashti, Dhakal, et al., 2020b), (Dashti et al., 2021), (Tripathi & Dhakal, 2021) y (Abdullah & Wallace, 2019) en las que se analizan múltiples aspectos en el comportamiento de muros de CR. Las investigaciones analíticas de (J. P. Almeida et al., 2017) y (Tarquini et al., 2017) estudiaron el comportamiento de los traslajos en muros de CR.

Finalmente, las investigaciones de (Arroyo et al., 2021), (Cando et al., 2020), (Ramos & Hube, 2020), (Vásquez et al., 2020) y (Ramos & Hube, 2021) que se analizan en este documento fueron realizadas mediante modelaciones numéricas de edificaciones conformadas por muros de CR.

En aras de la brevedad, se remite al lector a la referencia del autor para conocer más en detalle de los parámetros, protocolos de carga, especificaciones de los materiales, y demás variables empleadas en cada una de las investigaciones nombradas anteriormente.

2.1. Inestabilidad lateral

En la [Tabla 5](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 5. Referencias sobre inestabilidad lateral. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación experimental realizada mediante prismas aislados de CR que idealizan los elementos de borde en muros.	(Chrysanidis, 2019), (Chrysanidis, 2020), (Chrysanidis, 2021)
Investigación de predicción ciega realizado mediante un modelo de elementos finitos y un programa experimental para simular la respuesta de muros delgados de CR en forma de "T".	(Dashti et al., 2018a)
Investigación paramétrica en el que se aborda el efecto de diferentes variables.	
Investigación de la secuencia del desarrollo de la inestabilidad fuera del plano observada durante una campaña experimental.	(Dashti et al., 2018b)

Investigación paramétrica aplicada a muros de sección rectangular, realizada mediante modelos numéricos.	(Dashti et al., 2021)
Investigación paramétrica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Dashti, Dhakal, et al., 2020a)
Síntesis de diferentes investigaciones realizadas a muros rectangulares de CR.	(Dashti, Dhakal, et al., 2020b)
Investigación experimental de muros rectangulares en la que se compara la observación el comportamiento observado con predicciones de modelos de elementos finitos.	(Dashti, Tripathi, et al., 2020)
Investigación experimental de especímenes a escala real.	(R. Hoult, Appelle, et al., 2020)
Investigación experimental mediante prismas aislados de CR que idealizan los elementos de borde en muros.	(Rosso et al., 2018)
Síntesis de diferentes programas experimentales realizados.	(Shegay et al., 2020)
Investigación experimental realizada mediante prismas aislados de CR que idealizan los elementos de borde en muros.	(Tripathi, Dhakal, Dashti, et al., 2020)

Esta inestabilidad se define como el pandeo fuera del plano de una parte de la sección del muro como resultado de una carga en el plano o una combinación de carga bidireccional (carga en el plano y fuera del plano) en la que el daño se concentra en un extremo del muro donde las deformaciones unitarias axiales son mayores. La inestabilidad fuera del plano en muros de CR es difícilmente reparable, y la importancia de este fenómeno radica en que puede provocar una reducción abrupta en la capacidad a compresión del elemento, la capacidad de carga lateral y de deformación de los muros de CR, lo que puede generar también una inestabilidad en toda la edificación (Dashti, Dhakal, et al., 2020a).

Uno de los parámetros más importantes en el desarrollo de este fenómeno es la deformación unitaria producida por tracción en el acero de refuerzo longitudinal, que se refiere al grado de alargamiento del refuerzo longitudinal en los elementos de borde de un muro de CR (Dashti et al., 2018b). La magnitud de la deformación unitaria que se presente dependerá de todos los parámetros relacionados con la historia de la deformación de las barras de refuerzo en las diferentes etapas de carga, descarga y recarga (carga axial, longitud del muro, cuantía de refuerzo longitudinal, resistencia a la compresión del concreto, esfuerzo de fluencia, entre otras) y por lo tanto, se consideran como parámetros clave que inciden en la inestabilidad fuera del plano de muros de CR (Dashti, Dhakal, et al., 2020a).

Para cada espesor de muro determinado, hay un valor correspondiente de deformación unitaria de tracción crítica $\epsilon_{\text{crítico}}$ que se da dentro de la longitud de pandeo y para el cual se desencadena la inestabilidad fuera del plano (ver Figura 2a). Es importante mencionar que $\epsilon_{\text{crítico}}$ se refiere únicamente a la deformación que se localiza dentro de la longitud de pandeo, por lo que este valor puede ser inferior a la deformación de tracción máxima ubicada en la base del muro. La Figura 2b muestra que a medida que aumenta el espesor del muro se favorece el cierre oportuno de la fisura de un lado del muro, de tal forma que el concreto vuelve a contribuir con la capacidad a carga axial de la sección, así pues, se debe procurar que la deformación unitaria por tracción desarrollada en el refuerzo longitudinal del muro sea menor al valor de $\epsilon_{\text{crítico}}$ para evitar la inestabilidad (ver Figura 2c). (Dashti et al., 2018a) refieren en su estudio numérico y experimental que el valor crítico que esta deformación podría ser aproximadamente seis veces la deformación de fluencia.

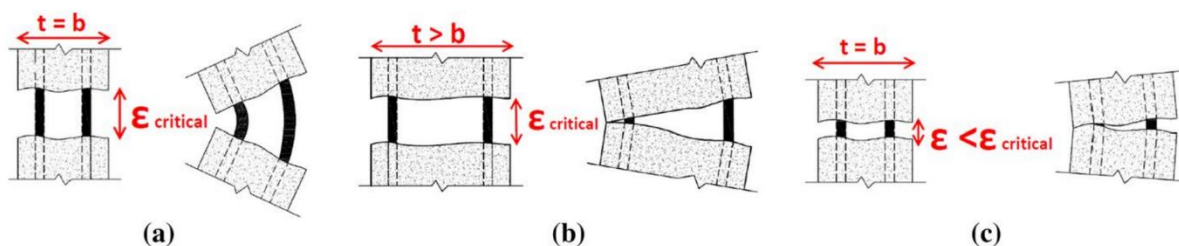


Figura 2. Efecto de deformaciones residuales y el espesor del muro en la inestabilidad fuera del plano. Tomada de Dashti, Dhakal, et al. (2020a)

El pandeo de las barras de refuerzo longitudinal y sus correspondientes deformaciones fuera del plano en muros de CR, se inician debido a grandes demandas de curvatura en el plano del muro que dan lugar al desarrollo de grietas horizontales distribuidas a lo largo de la altura del muro y pueden provocar grandes deformaciones residuales de tensión (que quedan en las barras de refuerzo). Durante la inversión de cargas axiales producto de los ciclos de carga y descarga que ocurren debido a los efectos de las fuerzas laterales como sismo o viento, se produce una recuperación de la deformación elástica y las barras longitudinales ahora se someten a esfuerzos de compresión, que pueden llevarlas a la fluencia, debido a que mientras las fisuras se encuentren abiertas, el concreto no contribuiría a la capacidad de carga a compresión de la sección. Una vez que las barras de refuerzo fluyen a compresión y siempre y cuando las fisuras continúen abiertas, se reduciría la rigidez fuera del plano y la deformación en el muro en la dirección fuera del plano sería

inevitable (Dashti et al., 2018b). De esta forma, la evolución de la inestabilidad fuera del plano tiene gran dependencia del cierre oportuno de las grietas de un muro justo antes de la inversión de esfuerzos en la dirección opuesta y como el valor de la deformación unitaria en compresión del concreto se mantiene igual independientemente del nivel de deformación de tracción aplicada, los esfuerzos de compresión deberían aplicarse antes de que el acero longitudinal alcance la deformación unitaria por tracción límite.

De acuerdo con Dashti, Dhakal, et al. (2020b), físicamente se pueden presentar dos tipos de inestabilidad lateral fuera del plano, inestabilidad local e inestabilidad global. La inestabilidad local fuera del plano suele desarrollarse con grandes desplazamientos en el plano, cuando el muro ya ha comenzado a presentar modos de fallas locales como la fractura y/o pandeo de barras longitudinales y desprendimiento y/o aplastamiento del concreto en los elementos de borde, los cuales se rigen por el deterioro localizado de los materiales. Se presume que este modo de fallo apareció con mayor frecuencia en comparación con la inestabilidad global en los terremotos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011).

En la [Figura 3](#), se muestran las diferencias físicas de estas dos inestabilidades. En la [Figura 3a](#), se muestra un patrón característico de deformación local fuera del plano regido por el aplastamiento del núcleo de concreto, es decir inestabilidad local. Caso contrario en la [Figura 3b](#) de la derecha, donde la ausencia de fractura o pandeo de barras de refuerzo o aplastamiento del núcleo de concreto indican un modo de fallo gobernado por la inestabilidad global fuera del plano.

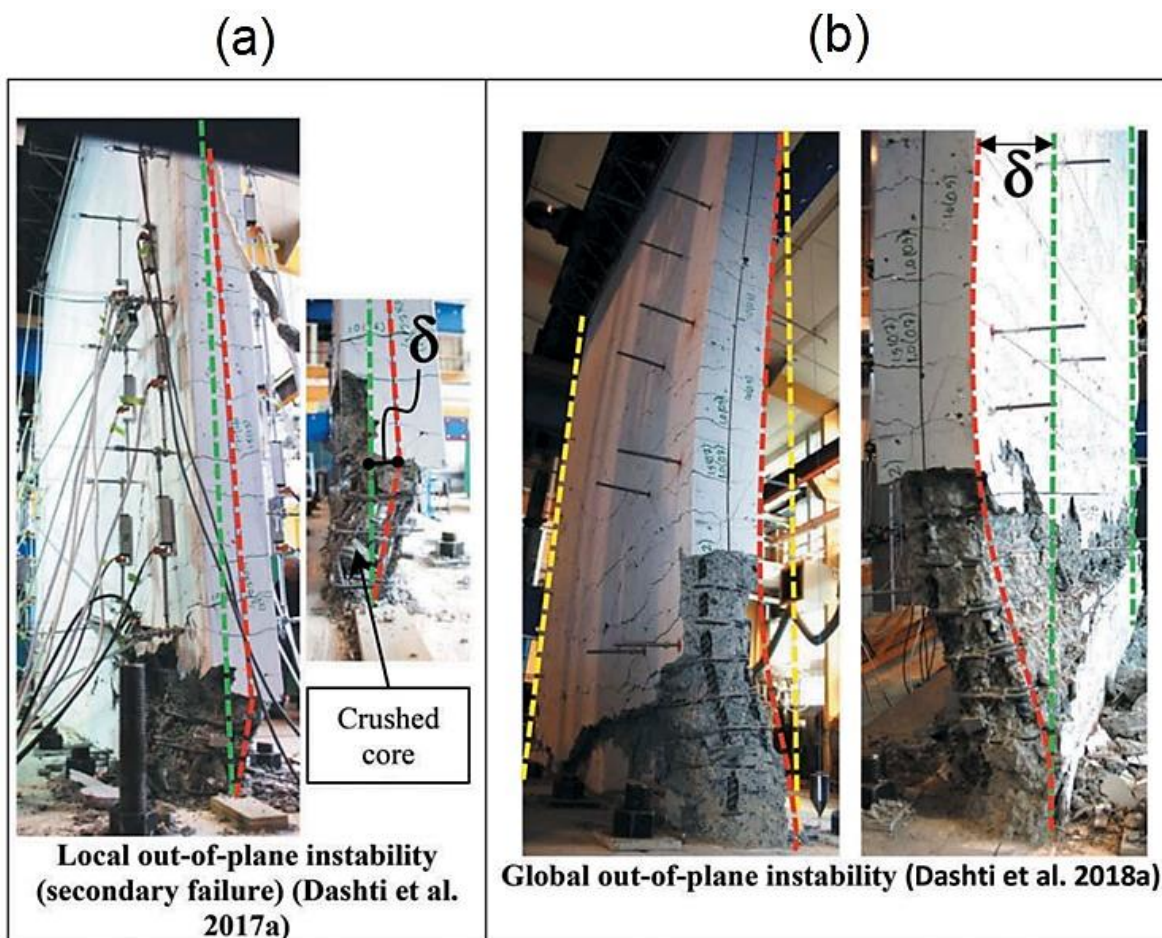


Figura 3. a) Fallo por inestabilidad local fuera del plano y b) Fallo por inestabilidad global fuera del plano. Tomada de Dashti, Dhakal, et al. (2020b)

Dentro de las diferencias entre la inestabilidad global y local fuera del plano en muros de CR, de acuerdo con Dashti, Dhakal, et al. (2020b) están:

Patrón de grietas y gradientes de deformación a lo largo de la altura del muro	
Inestabilidad local	Inestabilidad global
El ancho de la grieta de flexión de los especímenes con inestabilidad local es generalmente mayor, con la presencia también de pocas grietas en la región de la base. Esto se debe a que la inestabilidad local indica deformaciones por tracción en	Muros con inestabilidad global mostrarían un agrietamiento uniforme a lo largo de una altura importante desde la base; adicionalmente; presentan una distribución uniforme de agrietamiento en una altura determinada debido al desarrollo de la

la base de muros debido a la fractura y/o pandeo de barras longitudinales localizadas cerca de la base.	fluencia en compresión de las barras longitudinales durante la inversión de carga.
---	--

Degradación de resistencia	
Inestabilidad local	Inestabilidad global
Los muros con inestabilidad local suelen sufrir degradación de la resistencia de forma gradual, acompañadas de la evolución gradual también de sucesos de fallo del concreto o barras de refuerzo y la pendiente de las curvas carga-desplazamiento disminuye lentamente durante los ciclos de carga final.	Los muros con inestabilidad global no suelen presentar degradación de la resistencia durante la historia carga-desplazamiento, sino hasta que ocurre la inestabilidad final donde si es inminente la caída abrupta de la resistencia.

Longitud de pandeo y localización de la deformación máxima fuera del plano	
Inestabilidad local	Inestabilidad global
En la inestabilidad local, las deformaciones localizadas en la base se limitan a una altura desde la base, por lo tanto, la altura correspondiente a la máxima deformación fuera del plano es significativamente menor que la inestabilidad global.	En la inestabilidad global, las grandes deformaciones de tracción y fluencia en compresión desarrolladas a lo largo de una altura importante desde la base dan lugar una mayor participación de la altura del muro (aproximadamente el 70% de la altura libre) en la formación de la inestabilidad.

Historia de desplazamiento fuera del plano	
Inestabilidad local	Inestabilidad global
En la inestabilidad local, la deformación fuera del plano se desarrolla principalmente, debido al deterioro de la sección bajo fuerzas de compresión: por lo	En la inestabilidad global, la deformación global fuera del plano se desarrolla durante la inversión de carga a partir de un desplazamiento máximo y a continuación,

tanto, su valor máximo puede observarse en los niveles de desplazamiento correspondientes con las fuerzas máximas.	ocurre el cierre de la grieta en un lado del muro; por lo tanto, su valor máximo puede observarse en los niveles extremos de desplazamiento de un ciclo.
--	--

Aplastamiento del concreto del núcleo y pandeo de las barras de refuerzo	
Inestabilidad local	Inestabilidad global
En la inestabilidad local para muros doblemente reforzados, el núcleo de concreto del elemento de borde se aplasta antes de la inestabilidad local.	En la inestabilidad global, el fallo no va acompañado de ninguno de otros modos de fallo local del material, salvo el pandeo de las barras longitudinales que se doblan con el muro cuando se alcanza este modo de inestabilidad.

El estudio experimental del comportamiento sísmico de muros de CR, generalmente es limitado debido a las restricciones de infraestructura física que existen en los laboratorios; por lo tanto, en la práctica investigativa se ha recurrido a idealizar el comportamiento de los elementos de borde como prismas o columnas aisladas que se someten a cargas cíclicas de tracción y compresión (simulando el efecto sísmico) de manera que se pueda tener una comprensión de los parámetros críticos de diseño que inciden en el fenómeno de la inestabilidad lateral; sin embargo, una de las limitaciones que presenta esta técnica es que el gradiente de deformación inelástico que ocurre en los muros a lo largo de la altura y longitud no es uniforme y con esta técnica se simplifica a una deformación aplicada de manera uniforme. Por tanto, se ignora el efecto de la restricción lateral ofrecida por el alma del muro a los elementos de borde en la dirección fuera del plano y tampoco se tiene en cuenta el efecto de la fatiga de bajo ciclo que es importante en la carga sísmica. Sin embargo, se espera que los resultados obtenidos mediante esta técnica proporcionen una estimación conservadora del efecto de diferentes variables de diseño en el comportamiento sísmico de los elementos de borde de los muros (Tripathi, Dhakal, Dashti, et al., 2020).

Diversas investigaciones experimentales como las de (Rosso et al., 2018), (Chrysanidis, 2019), (Chrysanidis, 2020), (Chrysanidis, 2021) y (Tripathi, Dhakal, Dashti, et al., 2020) se

basan en esta técnica de idealizar los elementos de borde como prismas de CR aislados y fueron realizadas a elementos aislados a escala.

De la investigación de Chrysanidis (2019) y Chrysanidis (2020) realizada a muros de CR rectangulares se concluye que a medida que aumenta la deformación unitaria de tracción, la carga de compresión que produce el fallo baja significativamente (es decir se reduce la capacidad límite en compresión del elemento). Lo que indica que la resistencia para el segundo ciclo de carga (el de compresión) depende del grado de deformación de tracción impuesto en el primer ciclo de carga y, que para acciones sísmicas, el grado de alargamiento del acero longitudinal afecta la capacidad portante de los muros más que el valor propio de la carga de compresión.

Chrysanidis (2020) observó que a partir de determinado nivel de deformación unitaria de tracción cambió el proceso de daño y el modo de fallo de los especímenes, de aplastamiento del concreto al pandeo, debido a que las fisuras que se generaron en el primer ciclo de carga no fueron capaces de cerrarse durante el ciclo de compresión y por tanto se volvían susceptibles al pandeo; por el contrario, para niveles de deformación unitaria menores, el daño producido era bajo, de tal forma que permitía que las fisuras se cerraran cuando se sometían a cargas de compresión y de esta forma se podía mitigar el fenómeno de pandeo. Lo anterior coincide con lo observado por (Dashti et al., 2018b), (Dashti, Dhakal, et al., 2020a) y (Shegay et al., 2020).

Aunque es común que en la literatura se mencione que la altura potencial del muro donde puede producirse la inestabilidad fuera del plano (longitud de pandeo) sea en la longitud de rótula plástica, los estudios experimentales y numéricos analizados en Shegay et al. (2020) han demostrado que esta longitud puede superar la longitud de la rótula plástica en más de dos. Dashti, Dhakal, et al. (2020a) refieren en su estudio también que una mayor parte de la altura del muro interviene en la formación de la inestabilidad fuera del plano, por lo que alturas de entrepisos más altas representan mayores desplazamientos fuera del plano. En el estudio realizado por Tripathi, Dhakal, Dashti, et al. (2020) los autores observaron mediante ensayos que la altura implicada en el desarrollo de la deformación fuera del plano se encontraba entre el 60% y el 70% de la altura libre. De acuerdo con Dashti, Tripathi, et al. (2020), la longitud de pandeo se puede producir en el 70% de la altura libre del muro para muros doblemente reforzados y el 75% de la altura libre en muros una única capa de

refuerzo y esta tendencia podría variar de acuerdo con las condiciones de apoyo del muro. En Dashti et al. (2021) los autores afirman que a medida que aumenta la relación de esbeltez (H/t_w) se genera una reducción en la longitud de pandeo.

Los anteriores investigaciones fueron realizadas principalmente a muros de CR con geometrías rectangulares y en forma de "T"; con respecto a muros de CR en forma de "C", en la investigación experimental de R. Hoult, Appelle, et al. (2020) se encontró que la inestabilidad fuera del plano se desarrolla de forma local en una longitud desde de la base, en lugar de toda la altura del muro, posiblemente porque el alma proporciona cierta restricción a las alas para que no se produzca un fallo global fuera del plano; además, se observó que los patrones de fisuras eran más pronunciados en el alma de los muros, lo que demuestra mayor demanda de cortante en comparación con lo que se esperaría para muros rectangulares. Por otra parte, se evidenció aplastamiento del concreto en las esquinas del muro, por lo que se resalta la importancia del confinamiento del muro mediante los elementos de borde extremos del elemento y las intersecciones entre el alma y el ala.

2.2. Influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal y disposición del refuerzo

En la [Tabla 6](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 6. Referencias sobre la influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal y disposición del refuerzo. Fuente Propia

Descripción	Referencia
Investigación experimental realizada mediante prismas aislados de CR que idealizan los elementos de borde en muros.	(Chrysanidis, 2021)
Investigación de predicción ciega realizado mediante un modelo de elementos finitos y un programa experimental para simular la respuesta de muros delgados de CR en forma de "T".	(Dashti et al., 2018a)
Investigación paramétrica en el que se aborda el efecto de diferentes variables.	

Investigación de la secuencia del desarrollo de la inestabilidad fuera del plano observada durante una campaña experimental.	(Dashti et al., 2018b)
Investigación paramétrica aplicada a muros de sección rectangular, realizada mediante modelos numéricos.	(Dashti et al., 2021)
Investigación paramétrica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Dashti, Dhakal, et al., 2020a)
Investigación experimental de muros rectangulares a escala real	(Lu et al., 2018)
Investigación experimental mediante prismas aislados de CR que idealizan los elementos de borde en muros.	(Rosso et al., 2018)
Investigación numérica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Rosso et al., 2020)
Investigación experimental de muros de CR a escala real.	(Shegay et al., 2018)
Síntesis de diferentes programas experimentales realizados.	(Shegay et al., 2020)
Investigación analítica realizada a partir de modelos de la literatura y validada experimentalmente.	(Tripathi & Dhakal, 2021)
Investigación experimental y numérica de muros de CR a media escala.	(Tripathi, Dhakal, & Dashti, 2020)
Investigación experimental y numérica de muros de CR a media escala.	(Tripathi, Dhakal, & Dashti, 2020)
Investigación experimental realizada mediante prismas aislados de CR que idealizan los elementos de borde en muros.	(Tripathi, Dhakal, Dashti, et al., 2020)

A continuación, se resumen los efectos a causa de variables como la cuantía y disposición del refuerzo longitudinal en el elemento de borde, detallado del refuerzo transversal del elemento de borde, y cuantía de refuerzo del alma del muro.

2.2.1. Cuantía de refuerzo del elemento de borde

Con respecto al efecto de las cuantías de refuerzo longitudinales de los elementos de borde en la inestabilidad lateral de los muros, Chrysanidis (2021) analiza el efecto en prismas con cuantías de refuerzo longitudinal que variaban desde 1,79% hasta 10,72%. Como resultado de esta investigación se encontró que el aumento de la cuantía de refuerzo no cambia el modo de falla y en todos los casos se termina dando por el pandeo del refuerzo, y aunque un aumento en la cuantía de refuerzo longitudinal conduce a un aumento de la carga de falla en compresión, esto solo ocurre cuando se emplea la misma disposición y número de barras de refuerzo; por ejemplo, para elementos con cuantías del 2,68%, 3,18% y 3,68% donde se emplearon seis barras de refuerzo en cada espécimen, se produjeron

capacidades de cargas axiales de 170kN, 180kN y 200kN, respectivamente; no obstante, al probar un espécimen con una cuantía mayor de 4,02% en el que se reduce el número de barras longitudinales de seis a cuatro, se observó que decrece la capacidad de carga última a 160kN; por lo que un aumento en la cuantía no siempre conduce a un aumento en la capacidad a compresión del muro, y la distribución y el diámetro de las barras longitudinales pareció afectar significativamente la capacidad a compresión que lleva a la falla por inestabilidad lateral.

Rosso et al. (2020) por su parte analizaron el comportamiento fuera del plano para tres cuantías de refuerzo diferentes, ρ_{BE} de 0,98%, 2,51%, y 4,75%, encontrando que cuando se utiliza la cuantía de refuerzo del elemento de borde más pequeña, la deriva máxima en el plano alcanzada antes del fallo fuera del plano fue casi dos veces mayor que en los otros dos casos. De igual forma, la deformación crítica de tracción experimentada por el elemento de borde antes del fallo aumenta sustancialmente cuando se utilizan cuantías de refuerzo pequeñas; por ejemplo, se obtuvieron $\epsilon_{glob,cr}$ de 1,9%, 1,1% y 0,9% para cada una de las cuantías ρ_{BE} anteriores, respectivamente. Por lo que se puede afirmar que la cuantía de refuerzo de los elementos de borde tiene una incidencia directa también en la deformación fuera del plano, siendo más beneficioso tener cuantías de refuerzo pequeñas, como se observó también por (Rosso et al., 2018), (Dashti, Dhakal, et al., 2020a) (Shegay et al., 2020), (Tripathi, Dhakal, Dashti, et al., 2020) y (Dashti et al., 2021).

No obstante, Lu et al. (2018) determinaron en su investigación que debe existir una cuantía mínima de refuerzo longitudinal concentrada en los extremos del muro, obtenida a partir de ecuaciones que se discutirán con más detalle en el Capítulo III del presente documento, y que permite que haya una distribución adecuada de plasticidad y fisuración en la zona de la rótula plástica. Esta condición también toma importancia debido que el refuerzo concentrado en el extremo del muro permite que alcance mayores deformaciones antes de que se pandee el refuerzo longitudinal.

2.2.1. Disposición del refuerzo longitudinal en los elementos de borde.

Rosso et al. (2020) estudió el efecto de esta variable modelando dos muros de CR con la misma geometría y cuantía de refuerzo en los elementos de borde, pero con disposición

del acero de refuerzo vertical distribuido en una o dos capas como se muestra en la [Figura 4](#), encontrando que el modelo del muro con una única capa de refuerzo falló durante el primer ciclo a una deriva del -1,00% debido a la inestabilidad fuera del plano, mientras que el muro de doble capa de refuerzo falló durante el primer ciclo a una deriva del -1,25% después de haber recuperado una gran deformación fuera del plano. La deformación de tracción ($\epsilon_{glob, cr}$), experimentada antes de la rotura del refuerzo en el muro con refuerzo dispuesto en dos capas fue de 1,67%, en comparación con 1,30% que alcanzó el muro con una capa de refuerzo, lo que representa un aumento aproximado del 28%. De forma similar ocurrió con el desplazamiento fuera del plano alcanzado al descargar y recargar en compresión, ya que fue mucho mayor en el muro con una sola capa de refuerzo que en el de dos capas (20 mm y 7 mm, respectivamente aproximadamente). Por lo que se concluye que el muro con una única capa de refuerzo alcanza el fallo a una deriva menor, sufre una rotura del refuerzo a una menor deformación unitaria de tracción crítica ($\epsilon_{glob, cr}$) y desarrolla un mayor desplazamiento fuera del plano al descargar y recargar en compresión, en comparación con el muro con dos capas de refuerzo. Algo similar a lo anterior encontraron Dashti et al. (2018b).

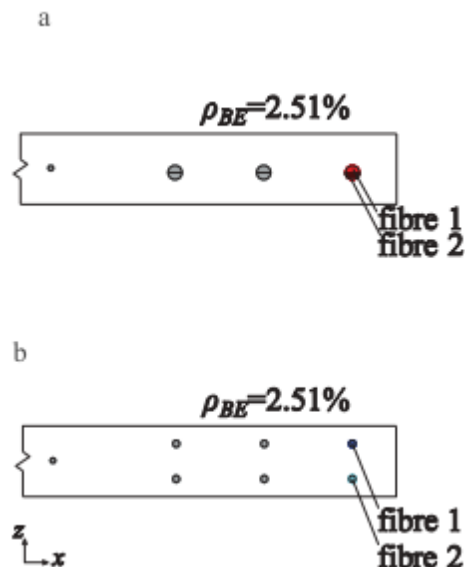


Figura 4. Distribución del refuerzo vertical del elemento de borde. Tomada de Rosso et al. (2020)

Lo anterior se explica en Dashti, Dhakal, et al. (2020a) debido a que en los muros que cuentan con dos capas de refuerzo longitudinal, a medida que se desarrolla la deformación fuera del plano, se tendría una capa de refuerzo con un perfil cóncavo que sufre una deformación por compresión mayor, en comparación con la capa que tiene un perfil convexo. Esto representa que las barras del lado convexo alcanzarán la fluencia en compresión en un instante de tiempo posterior en comparación con las del lado cóncavo, por lo que la inestabilidad fuera del plano ocurriría de forma más lenta en muros con dos capas de refuerzo debido a que las capas de refuerzo no fluyen simultáneamente, sino en instantes de tiempo diferentes. En el caso opuesto para muros individualmente reforzados, las únicas barras longitudinales en las regiones del elemento de borde del muro se someten a esfuerzos de compresión después de aplicar la carga en una dirección. De esta forma, es más probable que la inestabilidad fuera del plano ocurra en muros individualmente reforzados ya que no cuentan con un mecanismo para restablecer la estabilidad cuando las fisuras se encuentran muy abiertas (Dashti et al., 2021), en comparación con muros con doble refuerzo, en los que el brazo de palanca a través del espesor del muro da lugar a un desarrollo de la deformación fuera del plano de forma más gradual. Este efecto fue observado también en Dashti et al. (2018a), en un muro reforzado individualmente en el que la excentricidad causó que la inestabilidad fuera del plano ocurriera más temprano.

Por lo anterior, se puede afirmar que la fluencia asincrónica de las barras de refuerzo longitudinal descrita anteriormente, contribuye con el progreso de la deformación fuera del plano de forma más gradual en muros doblemente reforzados en comparación con muros reforzados de forma individual.

2.2.2. Detallado del refuerzo transversal en el elemento de borde

Algunos de los objetivos del refuerzo transversal en muros de CR son proporcionar resistencia al cortante y confinar el concreto. Sin embargo, en algunos códigos como la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010) no se cuenta con suficientes disposiciones tendientes a evitar el pandeo de las barras longitudinales ubicadas dentro de las zonas de rótulas plástica que se basen en respaldos teóricos, y aunque las disposiciones actuales de restringir la separación del refuerzo transversal a un máximo de $6d_b$ ayudan a controlar este fenómeno, el efecto del pandeo bajo cargas cíclicas generalmente se ignora al suponer que ocurre únicamente debido a

altas demandas de deformación por compresión, lo cual sería válido únicamente cuando los elementos se encuentran sometidos a esfuerzos monotónicos; en este sentido, las demandas de deformación cíclica en la respuesta histerética de las barras de refuerzo conlleva a sobre estimaciones en la capacidad de deformación lateral inelástica en estos elementos de CR, lo cual puede conllevar a efectos potencialmente nocivos en el comportamiento de los muros de CR (Tripathi, Dhakal, & Dashti, 2020). Adicional al pandeo, la fatiga de bajo ciclo también puede generar la fractura de las barras debido a la acumulación del daño. Aunque los daños en la respuesta histerética de las barras y la fractura producida por fatiga de bajo ciclo no pueden evitarse, puede retrasarse limitando las demandas de deformación en las zonas de rótula plástica al inducir que el pandeo de las barras longitudinales ocurra en un solo espaciamiento entre estribos (modo de pandeo 1) y no mayores espaciamientos (modo de pandeo mayores a 1), como se muestra en la [Figura 5](#) (Tripathi & Dhakal, 2021), especialmente en zonas de amenaza sísmica altas.

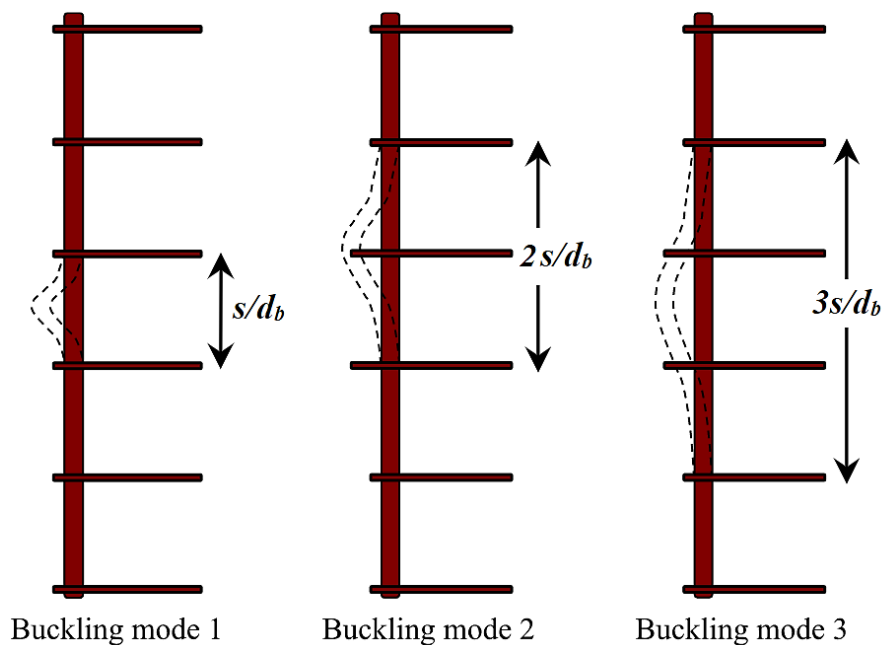


Figura 5. Ilustración esquemática de los modos de pandeo 1, 2 y 3 de barras longitudinales. Adaptado de Tripathi, Dhakal, & Dashti (2020)

En Tripathi, Dhakal, Dashti, et al. (2020) se encontró que el esfuerzo de fluencia del acero, la separación, disposición y cuantía volumétrica del refuerzo transversal tuvo un efecto importante en la respuesta a la compresión axial de los elementos de borde. Por otra parte,

desarrollaron una expresión numérica basada en estudios experimentales y analíticos que se basa en la disposición eficiente del refuerzo transversal y la rigidez axial de los estribos y/o ganchos para controlar el pandeo de las barras longitudinales en los elementos de borde y de esta forma, aumentar la capacidad de deformación axial del muro. Esta expresión se abordará con más detalle en el Capítulo III del presente documento. Finalmente, Tripathi, Dhakal, Dashti, et al. (2020) sugieren que las disposiciones actuales de algunos códigos de restringir la separación del refuerzo transversal sea como máximo $5,50d_b$ y $8d_b$ para refuerzo longitudinal grado 500E (resistencia a la fluencia especificada de 500 MP_a) en muros dúctiles y de ductilidad limitada, respectivamente.

Shegay et al. (2018) encontró que el comportamiento de los elementos de borde fue indiferente a detallados de refuerzo transversal con estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios con doblez a 180° . Sin embargo, Abdullah & Wallace (2019) afirman que la capacidad de deriva de los elementos de borde con un solo estribo cerrado de confinamiento perimetral y ganchos suplementarios con ambos dobleces de más de 135° (Figura 6a) es ligeramente superior a elementos de borde con un solo estribo cerrado de confinamiento perimetral y ganchos suplementarios con dobleces alternados de 90° y 135° (Figura 6b); sin embargo, ninguna de estas dos configuraciones anteriores es tan estable y eficaz en compresión como el uso de estribos cerrados de confinamiento superpuestos (Figura 6c) debido a que los ganchos suplementarios con dobleces de 90° o 135° fueron propensos a abrirse, y por lo tanto, a generar el pandeo de las barras longitudinales de refuerzo y el aplastamiento del concreto.

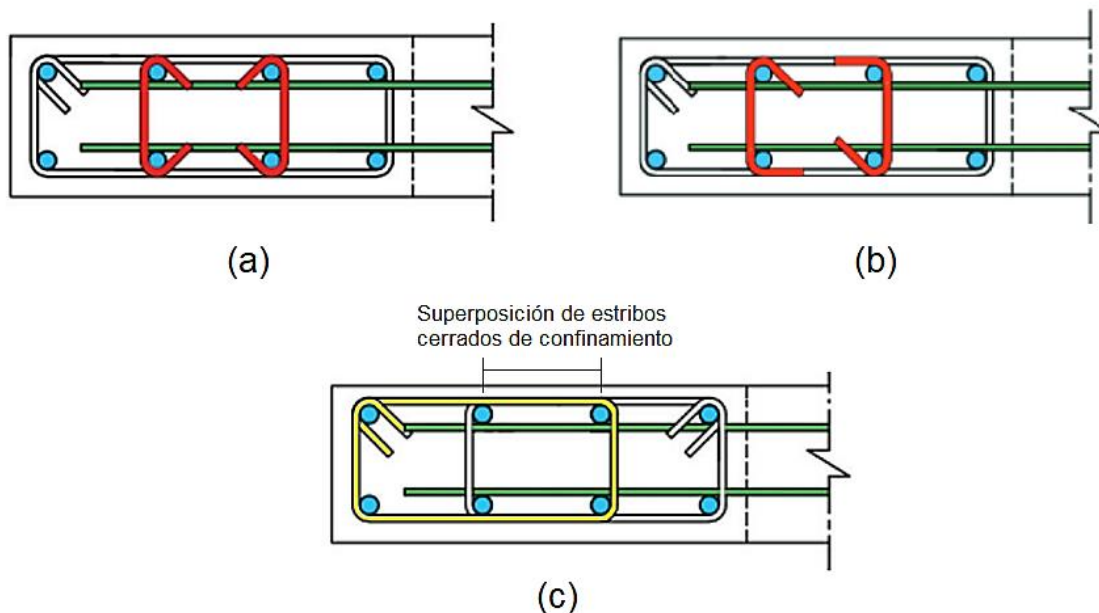


Figura 6. Ejemplos de tipologías de confinamiento del elemento de borde: a) Estribos cerrados de confinamiento superpuestos b) Estribo cerrado de confinamiento perimetral y ganchos suplementarios. Adaptado de Abdullah & Wallace (2019)

2.2.3. Cuantía de refuerzo del alma del muro

El efecto de la cuantía de refuerzo longitudinal del alma del muro puede tomar menor importancia que la del elemento de borde en el comportamiento sísmico de muros de CR. Por ejemplo, en Rosso et al. (2020) se estudió la respuesta a la inestabilidad fuera del plano para tres especímenes en los que se variaron únicamente las cuantías de refuerzo del alma, $\rho_w = 0,18\%$, $0,25\%$, y $0,35\%$, obteniéndose que los tres especímenes fallan debido a la inestabilidad global fuera del plano aproximadamente después de la misma deriva en el plano y además, el fallo se produce para la misma $\epsilon_{glob,cr} = 1,10\%$. De esta forma, se puede afirmar que posiblemente la deformación por tracción crítica que desencadena el fallo no se ve tan influenciada por la cuantía de refuerzo del alma de un muro, más si de la cuantía de los elementos de borde como se describió anteriormente.

2.3. Influencia del espesor del muro

En la [Tabla 7](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 7. Referencias sobre la influencia del espesor del muro. Fuente propia

Descripción de la investigación	Referencia
Investigación paramétrica aplicada a muros de sección rectangular, realizada mediante modelos numéricos.	(Dashti et al., 2021)
Investigación paramétrica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Dashti, Dhakal, et al., 2020a)
Investigación experimental de muros rectangulares en la que se compara la observación el comportamiento observado con predicciones de modelos de elementos finitos.	(Dashti, Tripathi, et al., 2020)
Investigación experimental mediante prismas aislados de CR que idealizan los elementos de borde en muros.	(Rosso et al., 2018)
Investigación numérica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Rosso et al., 2020)
Síntesis de diferentes programas experimentales realizados.	(Shegay et al., 2020)
Investigación experimental realizada mediante prismas aislados de CR que idealizan los elementos de borde en muros.	(Tripathi, Dhakal, Dashti, et al., 2020)

El espesor de los muros es una de las variables que caracterizan al sistema industrializado y tiene gran incidencia en su comportamiento sísmico como se expuso al inicio de este documento; es por esto por lo que la mayoría de los códigos sísmicos restringen la probabilidad de fallo por inestabilidad lateral o pandeo transversal, limitando el espesor del elemento de borde (que en muchas ocasiones es el mismo espesor del muro debido al uso de secciones sin sobrecanchos).

El espesor del concreto de recubrimiento puede retrasar o acelerar la propagación del pandeo, debido a que puede brindar una resistencia mayor o menor contra el pandeo a las barras de refuerzo longitudinal (Tripathi, Dhakal, Dashti, et al., 2020). Por otra parte, Dashti, Dhakal, et al. (2020a) afirman que al disminuir el espesor en muros que contengan dos capas de refuerzo, se reduciría la separación del refuerzo, y por lo tanto sería más susceptible a la deformación fuera del plano ya que el brazo de palanca entre las dos capas

de refuerzo que resisten la deformación fuera del plano en la sección disminuiría, y de esta forma, también se reduciría la deformación crítica de tracción correspondiente con el inicio de la deformación fuera del plano. Así mismo, distancias de separación del refuerzo muy pequeñas en muros doblemente reforzados hacen que su comportamiento se parezca más al de muros reforzados con una sola capa.

Rosso et al. (2020) estudiaron el efecto de la inestabilidad fuera del plano para tres espesores diferentes de muro (80 mm, 100 mm y 150 mm) y se observó que, aumentando el espesor un 25% (de 80 a 100 mm), se produce un incremento aproximado del 63% de la deformación crítica de tracción necesaria para desencadenar la inestabilidad fuera del plano ($\epsilon_{glob,cr}$ de 1,10 a 1,80%, para el espesor de 80 y 100 mm, respectivamente) y de la deriva en el plano que el muro pudo soportar antes de fallar fuera del plano; un aumento del 50% del espesor (de 100 a 150 mm), condujo a mecanismos de fallo diferentes debido a que el muro de 100 mm desarrolló un mecanismo de fallo fuera del plano, y aunque el muro de 150 mm desarrolló un gran desplazamiento fuera del plano, el fallo se terminó dando por aplastamiento del concreto en compresión (inestabilidad local); de igual forma, el muro de 150 mm pudo alcanzar más ciclos con incrementos de deriva en el plano y la deformación crítica de tracción fue de 3,30%. Esta observación confirma que el aumento del espesor reduce la vulnerabilidad a la inestabilidad fuera del plano y guarda similitud con algunos modelos mecánicos existentes en la literatura en los que la deformación crítica a la tracción es directamente proporcional al espesor del muro. De igual forma, lo anterior coincide con lo manifestado por (Rosso et al., 2018), (Dashti, Dhakal, et al., 2020a), (Shegay et al., 2020), (Dashti, Tripathi, et al., 2020) y (Dashti et al., 2021) sobre el efecto del espesor del muro. Otra medida secundaria para mejorar el comportamiento sísmico de muros de CR cuando por razones arquitectónicas no sea posible aumentar el espesor completo del muro, consiste en implementar secciones con elementos de mayor espesor en los extremos del muro, ya que la inestabilidad fuera del plano está precedida de la deformación por tracción generada en los extremos del muro (Rosso et al., 2020).

2.4. Influencia de la altura libre y condiciones de apoyo del muro

En la [Tabla 8](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 8. Referencias sobre la influencia de la altura libre y condiciones de apoyo del muro.

Fuente: Propia

Descripción	Referencia
Investigación paramétrica aplicada a muros de sección rectangular, realizada mediante modelos numéricos.	(Dashti et al., 2021)
Investigación paramétrica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Dashti, Dhakal, et al., 2020a)
Investigación experimental de muros rectangulares en la que se compara la observación el comportamiento observado con predicciones de modelos de elementos finitos.	(Dashti, Tripathi, et al., 2020)
Investigación numérica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Rosso et al., 2020)

La variación de la altura de entrepiso se relaciona generalmente con factores arquitectónicos y no puede ser un parámetro sobre el cual se pueda tener mucho control dentro del diseño de edificaciones, por lo que hay otras variables para mejorar el desempeño de edificaciones conformadas por muros de CR sobre las cuales se puede ejercer más control como el espesor de los muros.

Para investigar la influencia de la altura de entrepiso, Rosso et al. (2020) variaron la altura de entrepiso en tres muros de CR (2,00 m, 2,40 m y 2,80 m) con una sola capa de refuerzo y lo sometieron a cargas estáticas cíclicas en el plano. Como resultado se obtuvo que la deriva máxima en el plano alcanzada antes de que se generara una falla por inestabilidad fuera del plano para las tres configuraciones fue similar; sin embargo, al variar la altura de 2,00 a 2,40 m y de 2,40 a 2,80 m condujo en cada caso a una disminución aproximada de la deformación crítica del 20%, es decir el muro de 2,00 m experimentó una deformación crítica a tracción de 1,10%, el muro de 2,40 m una deformación de 0,90% y finalmente, el muro de 2,80 m una deformación de 0,70%. Por lo tanto, la altura libre de entrepiso influye en la inestabilidad fuera del plano, como también lo afirman Dashti, Dhakal, et al. (2020a).

La rotación y las condiciones de apoyo que brindan los elementos de arriostramiento de un muro de CR como lo pueden ser vigas o losas en el sistema industrializado, pueden incidir en el desarrollo de la inestabilidad fuera del plano. En la práctica constructiva general, el vaciado monolítico de muros de CR con la cimentación indicaría una condición de apoyo similar a un empotramiento en la parte inferior; sin embargo, la conexión del muro con la

losa o el elemento de arriostramiento podría representar en la realidad una combinación entre articulación y empotramiento. Para analizar este efecto, Rosso et al. (2020) utilizaron dos configuraciones de muros a las que se impuso una rotación inicial a media altura del elemento de arriostramiento superior de $0,3^\circ$ y $0,6^\circ$ (correspondientes a 0,005 y 0,01 radianes respectivamente), antes de aplicar el protocolo habitual de cargas estáticas cíclicas en el plano. Como resultado, se encontró que cuanto mayor es la rotación impuesta, mayor es el desplazamiento fuera del plano resultante y la deformación crítica de tracción que desencadena el fallo fuera del plano disminuye aproximadamente el 10% y el 30% para las rotaciones de $0,3^\circ$ y $0,6^\circ$, respectivamente. De esta forma, se puede concluir que la rigidez y la rotación del elemento de arriostramiento del muro pueden desempeñar un papel importante en su comportamiento frente a la inestabilidad fuera del plano. Por otra parte, las condiciones de apoyo empotrado-articulado pueden generar un desplazamiento fuera del plano dos veces mayor en comparación de las condiciones de apoyo empotrado-empotrado (Dashti, Dhakal, et al., 2020a).

Con respecto a la altura del muro involucrada en la inestabilidad fuera del plano, (Dashti, Dhakal, et al., 2020a), (Dashti, Tripathi, et al., 2020) y (Dashti et al., 2021) encontraron que depende del tipo de las condiciones de apoyo superior e inferior. Por ejemplo, para el caso en el que las condiciones de apoyo del muro no brinden ninguna resistencia a momento en la dirección fuera del plano, toda la altura libre del muro estaría involucrada en la formación de la inestabilidad fuera del plano.

2.5. Influencia de la longitud del muro

En la [Tabla 9](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 9. Referencias sobre la influencia de la longitud del muro. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación de predicción ciega realizado mediante un modelo de elementos finitos y un programa experimental para simular la respuesta de muros delgados de CR en forma de "T".	(Dashti et al., 2018a)

Investigación paramétrica en el que se aborda el efecto de diferentes variables.	
Investigación paramétrica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Dashti, Dhakal, et al., 2020a)
Investigación experimental de muros rectangulares en la que se compara la observación el comportamiento observado con predicciones de modelos de elementos finitos.	(Dashti, Tripathi, et al., 2020)

El comportamiento y los mecanismos principales de resistencia a cargas laterales en los muros se suele clasificar convencionalmente por la relación de aspecto (H_w/L_w). Los muros con una relación de aspecto mayor o igual 2, se clasifican como muros esbeltos (“Slender” en inglés) y aquellos con una relación de aspecto menor a 2 se clasifican como muros alargados (“Squat” en inglés). El comportamiento de un muro esbelto generalmente se encuentra dominado por la flexión, y no tendrá una respuesta inelástica significativa a cortante. Por el contrario, un muro alargado tendrá una respuesta controlada por el cortante (Moehle, 2015). En este sentido, la longitud de un muro es un parámetro de estudio importante a considerar en el comportamiento sísmico que pueden tener los muros de CR.

Con respecto al efecto de la longitud del muro en la respuesta ante de la inestabilidad fuera del plano, (Dashti et al., 2018a), (Dashti, Dhakal, et al., 2020a) y (Dashti, Tripathi, et al., 2020) encontraron que aumentos en la longitud de los muros dan lugar al desarrollo de mayores deformaciones de tracción en el acero de refuerzo longitudinal, por lo que los muros más largos son más susceptibles a la inestabilidad fuera del plano.

2.6. Influencia de la resistencia a la compresión del concreto

De acuerdo con la investigación experimental y numérica realizada a muros de CR a media escala de Tripathi, Dhakal, & Dashti (2020), la capacidad de deformación de los muros de CR puede mejorarse aumentando la resistencia a la compresión del concreto, debido a que incrementa la energía histerética disipada por los muros durante los ciclos de carga anteriores al fallo, cuando se someten a cargas laterales. Asimismo, el aumento de la resistencia a la compresión del concreto reduce las demandas de deformación inelástica en la base del muro, permitiendo que se retrase el inicio de modos de fallo locales como el desprendimiento del recubrimiento de concreto, pandeo de las barras longitudinales de refuerzo y el aplastamiento del concreto.

En el estudio de Tripathi, Dhakal, & Dashti (2020) también se encontró que los muros de alta resistencia a la compresión (80 MPa) mostraron un fallo final debido al desarrollo de una inestabilidad fuera del plano (tanto local como global) en comparación con los muros de resistencia normal (30 MPa) que perdieron capacidad de carga debido al desarrollo de una inestabilidad localizada fuera del plano.

El desarrollo del pandeo de las barras de refuerzo longitudinal y la deriva correspondiente a su inicio se vio favorecido también por el uso de concreto de alta resistencia (80 MPa) debido que esto dio lugar a una reducción de las demandas de deformación por compresión en el concreto (ya que pequeñas profundidades del bloque de esfuerzos de compresión del concreto eran adecuadas para equilibrar las fuerzas de tracción), de tal forma que se retrasó el inicio del pandeo en estos muros. Por el contrario, en los muros con resistencia a la compresión normal (30 MPa), ante niveles de deriva elevados, las grandes demandas de deformación inelástica de tracción y compresión en la base del muro causaron modos de fallo como el pandeo y fractura de barras, y aplastamiento del concreto, lo que conllevaron a provocar fallos debido a una inestabilidad localizada fuera del plano (Tripathi, Dhakal, & Dashti, 2020).

2.7. Influencia del tipo de refuerzo

En la [Tabla 10](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 10. Referencias sobre la influencia del tipo de refuerzo. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación numérica realizada a través de modelación no lineal de edificaciones.	(Arroyo et al., 2021)
Investigación analítica, experimental y numérica de muros rectangulares delgados, ligeramente reforzados.	(Blandon et al., 2018), (Blandón & Bonett, 2020)

Con el objetivo de reducir costos y aumentar la rapidez de construcción en la ejecución habitual de edificaciones de muros de CR del medio colombiano, es usual que el refuerzo de estos muros esté constituido con mallas de refuerzo electrosoldado de acero estirado en frío.

Debido a la naturaleza del proceso de trefilado mediante el cual se lamina en frío este acero de refuerzo, el alambre sufre una deformación inicial que implica reducciones en la capacidad de deformación y aumentos en la resistencia a fluencia. Este efecto puede observarse en las curvas de esfuerzo deformación mostradas en la [Figura 7](#) donde se comparan mallas de alambre electrosoldado y barras de acero convencionales.

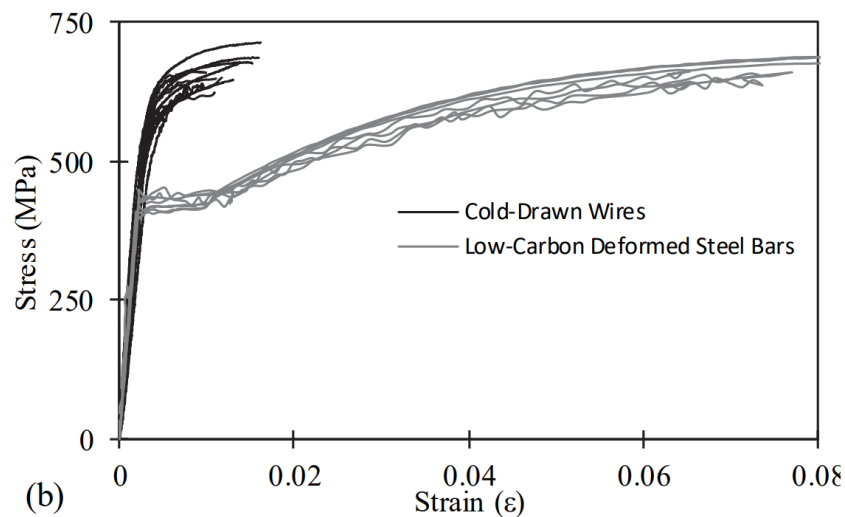


Figura 7. Esfuerzo vs deformación de mallas de alambre electrosoldado y barras de acero dúctiles. Tomada de Arteta et al. (2018)

El hecho de que el acero de refuerzo dentro de un elemento de concreto presente capacidades de disipación de limitadas, falta de endurecimiento por deformación y limitaciones en la deformación de ruptura, puede representar reducciones en la capacidad de disipación de energía de muros de CR bajo grandes demandas de deformación (Arteta et al., 2018).

Diversos ensayos experimentales han constatado las limitaciones de la malla electrosoldada como refuerzo de muros (Carrillo et al., 2017), (Blandon et al., 2018), (Blandón & Bonett, 2020); en otros estudios como el de Arroyo et al. (2021) se reportó el comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de CR con malla de alambre electrosoldado y barras de acero de refuerzo convencional, a través de la modelación no lineal de un edificio de 6 pisos diseñado y construido en 2011 en Bogotá bajo la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010) cuyas características son típicas del sistema industrializado debido a que la altura libre entre pisos

es de 2,45 m, los muros estructurales son de 100 mm de espesor, se encuentran reforzados con una malla de alambre electrosoldado y se conectan mediante losas de CR de 100 mm espesor. En este estudio se encontró que mientras el edificio reforzado con barras corrugadas soportó la deriva límite del 1,00%, el edificio reforzado con mallas electrosoldadas no alcanzó siquiera derivas del 0,60%, debido a la ruptura prematura del refuerzo.

Arroyo et al. (2021) afirman que actualmente el código colombiano NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010) carece de prescripciones o recomendaciones de diseño para edificios de muros delgados de CR con mallas de alambre electrosoldado. Por otra parte, presentan las siguientes recomendaciones relacionadas con su uso: a) evitar el uso de mallas de alambre electrosoldado en muros con secciones con geometrías no rectangulares (por ejemplo, muros en forma de T, C o I), ya que dichas mallas podrían fracturarse por tracción antes de que la fibra extrema en compresión alcance sus valores límite de $\epsilon_c = 0,003$, b) evitar el uso de mallas de alambre electrosoldado en muros delgados de CR rectangulares, o utilizar barras de acero al menos en el tercio inferior de los muros en las zonas en las cuales el edificio va a ser sometido a grandes demandas de deformación, c) restringir a tres pisos el límite de altura de los edificios con muros delgados de CR reforzados con mallas electrosoldadas en zonas de riesgo sísmico intermedio (en comparación al límite de cinco pisos que proponen para el caso en que se utilicen muros delgados, reforzados con barras dúctiles).

Un comportamiento similar observó Blandon et al. (2018) donde los autores indican que el principal mecanismo de fallo fue la ruptura del acero, especialmente en los muros con refuerzo del alma constituido por mallas de alambre electrosoldadas con respecto a los muros reforzados con barras de acero moderadamente dúctiles.

Lo anterior deja en evidencia que el uso de barras de refuerzo aumenta la ductilidad en los muros de CR y por tanto hace puedan soportar mayores demandas de desplazamiento lateral (deriva) en comparación con muros que se encuentran reforzados con mallas de alambre electrosoldado.

2.8. Influencia de los traslapos

En la [Tabla 11](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 11. Referencias sobre la influencia de los traslapos. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación analítica que reúne diferentes ensayos para estudiar la capacidad de deformación de los traslapos en muros de CR.	(J. P. Almeida et al., 2017)
Investigación numérica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Tarquini et al., 2017)

La transferencia de fuerzas entre barras de refuerzo que se empalman se basa principalmente en un mecanismo esencialmente frágil dado por la unión entre el concreto y el acero, debido a que, en ausencia de refuerzo de confinamiento transversal, la fuerza de unión debe ser resistido en su totalidad por los esfuerzos de tracción del concreto que actúan perpendicularmente al plano del traslapo (Moehle, 2015).

En la práctica convencional de construcción del sistema industrializado, por facilidad constructiva es común dejar embebido en la cimentación barras verticales cortas de acero convencional como refuerzo de arranque, que luego se empalman con las mallas de alambre electrosoldado u otras barras (Blandón & Bonett, 2020), (Velez, 2020). Esto significa que el refuerzo del elemento arranca en el nivel superior de la fundación donde los esfuerzos y deformaciones son mayores.

En las investigaciones analíticas y numéricas de J. P. Almeida et al. (2017) y Tarquini et al. (2017) se encontró que los parámetros que más inciden en la ductilidad de un elemento con empalmes por traslapo son la falta de refuerzo de confinamiento, la longitud del traslapo, el historial de la carga y el gradiente de momento. La longitud del traslapo suele beneficiar la transferencia de esfuerzos entre barras; sin embargo, si no se proporciona un refuerzo de confinamiento adecuado para evitar la degradación de la fuerza de unión, la longitud del traslapo adicional que se proporcione tiene poco valor añadido, ya que la fluencia tiende a penetrar rápidamente desde alguno o ambos extremos del traslapo; de igual forma, de los

ensayos experimentales se encontró que los empalmes por traslazo bien confinados pueden soportar más ciclos de carga; sin embargo, el confinamiento adecuado en la base del elemento suele tener un efecto negativo debido a que puede desplazar la sección crítica donde se concentra la respuesta inelástica del elemento por encima del traslazo, reduciendo así la resistencia y ductilidad del elemento.

2.9. Influencia de la dirección de la aplicación de la carga sísmica

En la [Tabla 12](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 12. Referencias sobre la influencia de la dirección de la aplicación de la carga sísmica. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación experimental de especímenes a escala real.	(Niroomandi, 2018), (Niroomandi et al., 2021) (J. Almeida et al., 2017)
Investigación numérica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Rosso et al., 2020)

En el diseño convencional, los muros de CR se suelen diseñar considerando las cargas de gravedad y sísmicas en el plano del muro, asumiendo que las fuerzas sísmicas se presentan en ambos sentidos (X e Y) se colocan muros también en disposición ortogonal. Sin embargo, en la realidad las fuerzas sísmicas pueden ocurrir también en un ángulo cualquiera con respecto al plano del muro por lo que ambos muros, tanto el enmarcado en el recuadro azul como el rojo en la [Figura 8](#), pueden sufrir cierto desplazamiento en su dirección fuera del plano para estos casos.

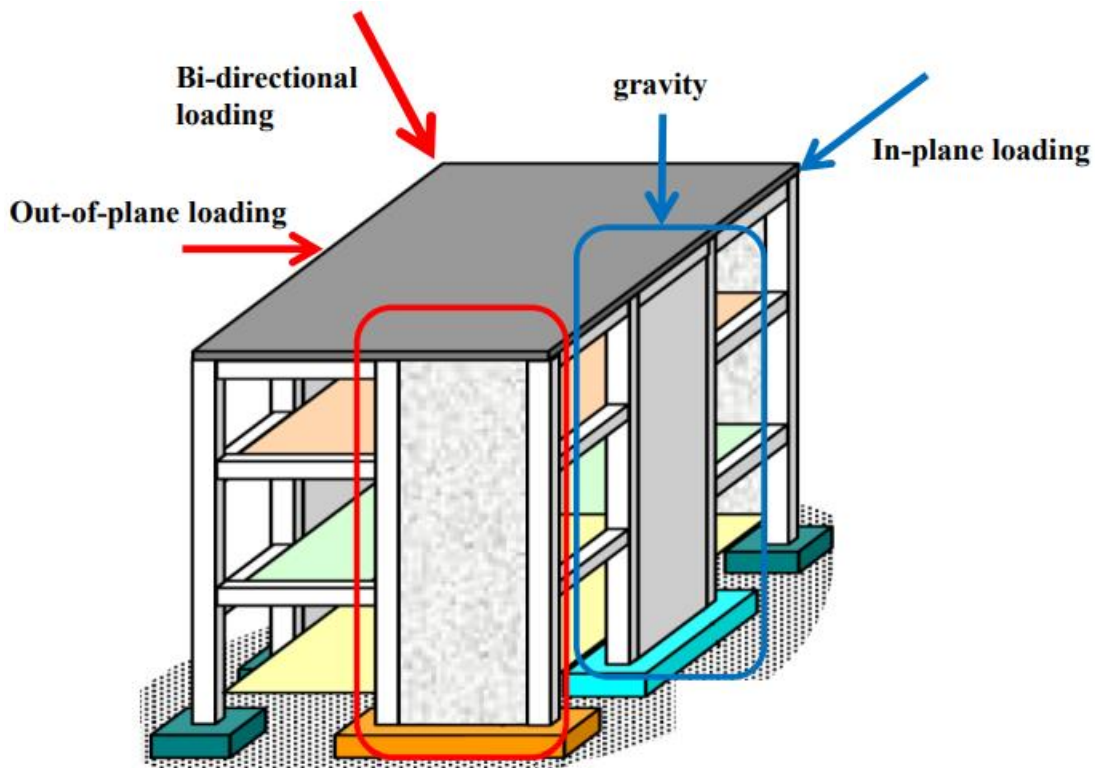


Figura 8. Descripción de cargas bidireccionales. Tomada de (Niroomandi, 2018)

Los efectos nocivos de la carga bidireccional en el comportamiento sísmico de muros de CR han sido observados en varias edificaciones después de los terremotos de septiembre de 2010 y febrero de 2011 en Caterbury (Niroomandi, 2018).

Se ha observado experimentalmente que la carga bidireccional contribuye a un fallo por cortante fuera del plano que implica un deslizamiento diagonal transversal al muro, que se produciría a lo largo de toda la longitud del muro, acortando el muro en cuanto a su altura y generando así una inestabilidad total en el muro. Durante el deslizamiento del muro, dependiendo de la cuantía de refuerzo longitudinal se podría generar o no a la rotura total o parcial de este refuerzo a lo largo del muro (Niroomandi, 2018), como se observa en la [Figura 9](#).

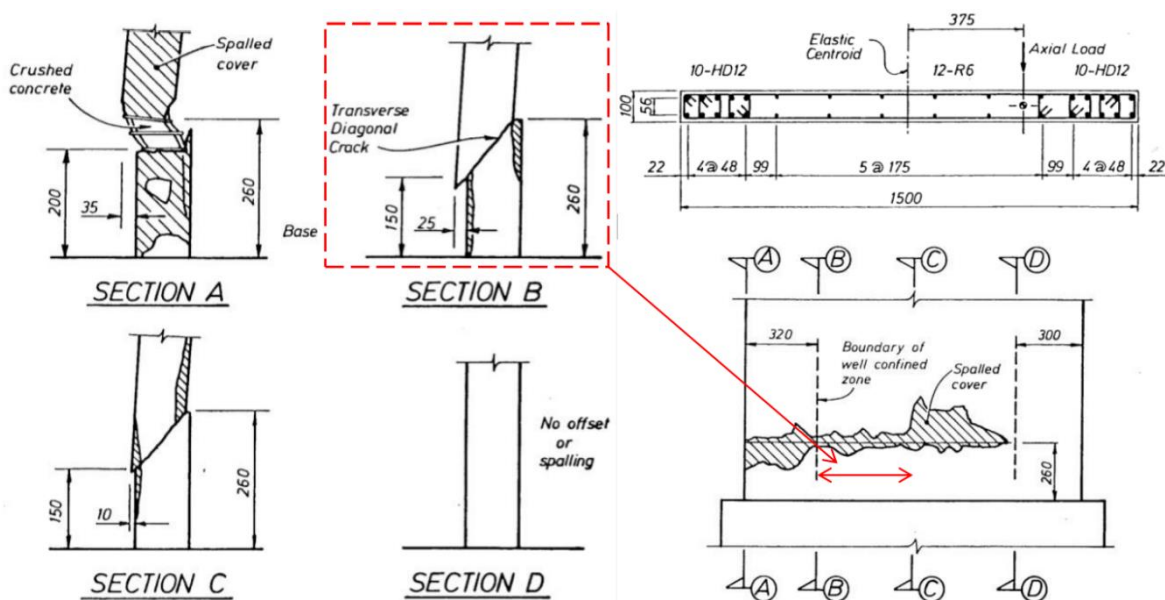


Figura 9. Descripción del fallo por cortante fuera del plano. Tomada de Niroomandi (2018)

Un fallo por cortante fuera del plano puede darse solo cuando el muro está sometido a cargas bidireccionales, debido a que la deformación por compresión en toda la longitud del muro debe ser mayor al límite que genera aplastamiento del concreto (por ejemplo, deformaciones unitarias de 0,003 para concreto no confinado) y dicho fallo no podría ocurrir cuando el muro se encuentra sometido bajo un patrón de carga cíclica en el plano ni siquiera con una carga axial importante, debido a que, aun así, cierta longitud del muro se encontraría sometida a esfuerzos de tensión (Niroomandi, 2018).

En los estudios numéricos y experimentales de Niroomandi (2018) y Niroomandi et al. (2021) se investiga el comportamiento sísmico de muros de CR rectangulares sometidos a diferentes patrones de carga (carga en el plano, carga inclinada con un ángulo de 45° y en forma de hoja de trébol) como se muestra en la [Figura 10](#). En los estudios se encontró que las cargas bidireccionales pueden generar primero el desprendimiento del recubrimiento de concreto, aplastamiento del concreto, pandeo o rotura de las barras longitudinales en un muro de CR, en comparación con un régimen de cargas cíclicas en el plano. Se encontró también que las deformaciones unitarias de compresión y tracción fueron mayores en el muro sometido a un patrón de carga diagonal a 45° en comparación con los otros dos patrones de carga. Ante cargas bidireccionales también se observó más susceptibilidad a la ruptura del acero longitudinal en comparación a las cargas en el plano. Adicionalmente,

el patrón de carga en forma de hoja de trébol fue el más perjudicial en cuanto a la disminución de la rigidez fuera del plano del muro y, por lo tanto, el fallo por inestabilidad lateral se produjo antes en el espécimen bajo este patrón de carga.

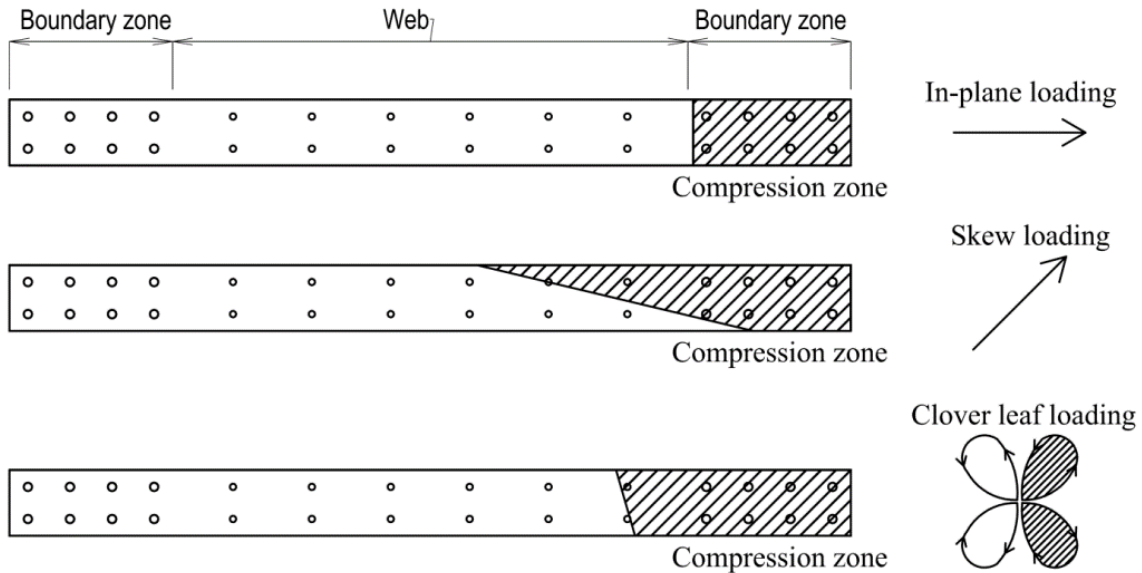


Figura 10. Esquema de los patrones de cargas aplicados en Niroomandi et al. (2021)

Rosso et al. (2020) evaluaron la inestabilidad fuera del plano ante cargas bidireccionales a través de modelación y la tendencia observada corresponde con lo observado en las investigaciones de Niroomandi (2018) y Niroomandi et al. (2021), ya que disminuyen tanto la deformación crítica de tracción como la deriva en el plano que desencadena la inestabilidad fuera del plano.

En el estudio experimental de J. Almeida et al. (2017), en el que se aplicaron cargas bidireccionales a muros en forma de "T" se observó que cuando la carga se dirige hacia el alma (dirección negativa en el plano del muro), los desplazamientos fuera del plano a media altura son considerablemente mayores que cuando se aplica la carga del muro hacia la aleta (dirección positiva en el plano del muro). Esto se debe a que el ala es más estable a la compresión que el alma del muro.

2.10. Influencia del nivel de carga axial

En la [Tabla 13](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 13. Referencias sobre la influencia del nivel de carga axial. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación experimental realizada mediante prismas aislados de CR que idealizan los elementos de borde en muros.	(Chrysanidis, 2019), (Chrysanidis, 2020)
Investigación de predicción ciega realizado mediante un modelo de elementos finitos y un programa experimental para simular la respuesta de muros delgados de CR en forma de "T". Investigación paramétrica en el que se aborda el efecto de diferentes variables.	(Dashti et al., 2018a)
Investigación paramétrica aplicada a muros de sección rectangular, realizada mediante modelos numéricos.	(Dashti et al., 2021)
Investigación paramétrica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(Dashti, Dhakal, et al., 2020a)
Investigación experimental de muros de CR a escala real.	(Shegay et al., 2018)

Los muros con cargas axiales superiores al punto balanceado fluyen por compresión en la zona de compresión del concreto y en general, los mecanismos de falla por compresión son indeseables en muros de CR debido a que reducen su capacidad de deformación (Moehle, 2015).

Dentro de los estudios a los que se hace referencia en este documento que investigaron sobre el efecto del nivel de carga axial en muros de CR, Dashti, Dhakal, et al. (2020a) encontraron que los elementos sometidos a una mayor demanda de deformación por compresión fueron susceptibles a desarrollar desprendimiento del concreto de recubrimiento y/o aplastamiento del concreto en etapas más tempranas de carga en comparación a elementos con menores demandas de compresión; y a su vez, estos fallos prematuros generaron el subsecuente desarrollo de la inestabilidad fuera del plano antes de que los muros alcanzaran la deriva de diseño cuando se sometían a cargas laterales, como se discutió en secciones anteriores. Lo anterior coincide con lo encontrado por

Chrysanidis (2019) y Chrysanidis (2020). Con respecto al efecto de la carga axial en la deformación fuera del plano, se encontró que, con cargas axiales bajas, el cierre de las fisuras durante el ciclo de carga y descarga inversa se produce más tarde en comparación con un mayor nivel de carga axial; por lo tanto, la deformación fuera del plano podría recuperarse más rápidamente en este último caso. Algo similar a esto también se observó en Dashti et al. (2018a). Sin embargo, una vez que el refuerzo longitudinal supera la deformación de tracción crítica, cualquier magnitud de carga axial de compresión puede resultar perjudicial al generar un momento P-Delta que agudiza la deformación fuera del plano de la sección (Dashti et al., 2021).

En Shegay et al. (2018) se investiga también el efecto de la variación de la relación de carga axial (ALR) de baja a moderada (0,10 a 0,20) en la capacidad de deformación de muros de CR. En este estudio se encontró que el aumento de la carga axial representó físicamente un mayor daño del concreto tanto en altura como a lo largo de los muros, adicionalmente, la capacidad de deformación lateral de los muros disminuía con el aumento de la carga axial.

Finamente, aunque la carga axial puede influir en la capacidad de deriva lateral de los muros, la variación de la ALR en rangos entre 0,0 a 0,35 no cambió significativamente la capacidad de deriva lateral del muro, por lo que no existe una correlación directa entre estos dos parámetros y no se recomienda establecer límites de la carga axial del muro por sí solos para obtener cierta capacidad de deriva en el muro (Abdullah & Wallace, 2019).

2.11. Capacidad de desplazamiento

En la [Tabla 14](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 14. Referencias sobre la capacidad de desplazamiento. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación analítica realizada mediante bases de datos de ensayos de muros de CR.	(Abdullah & Wallace, 2019)
Investigación analítica, experimental y numérica de muros rectangulares delgados, ligeramente reforzados	(Blandon et al., 2018), (Blandón & Bonett, 2020)

Investigación numérica realizada a través de modelación no lineal de edificaciones de muros rectangulares delgados, ligeramente reforzados.	(Ortega et al., 2021)
---	-----------------------

De acuerdo con Moehle (2015), uno de los objetivos principales de los códigos de diseño de estructuras es producir un sistema estructural con la capacidad de desplazamiento necesaria para resistir los movimientos sísmicos con un desempeño aceptable.

Con respecto a los ensayos experimentales que evaluaron la capacidad de deriva, Ortega et al. (2021) encontraron que la capacidad de deriva que pueden alcanzar muros de CR delgados fue de aproximadamente 1,60%; sin embargo, en el estudio de Blandon et al. (2018) se presentaron derivas menores al 1,43%. En Blandón & Bonett (2020), se encontró que a medida que se aumentaba la carga axial, la longitud del muro, la relación de esbeltez, o cuando se reducía el espesor de los muros, o no había elementos de borde, la capacidad de deriva se reducía, hasta valores como 0,70%. Aunque los muros cortos (longitud inferior a 1,50 m), con una sola capa de refuerzo, sin elementos de confinamiento, de espesores reducidos pudieron alcanzar derivas superiores al 1,50%. Es importante tener presente que para poder comparar directamente de los valores de deriva obtenidos experimentalmente con los valores de deriva límite de los reglamentos es necesario considerar el sistema estructural completo; en efecto, la deriva total de techo será mayor que la deriva medida en experimentalmente.

Abdullah & Wallace (2019) afirman que la capacidad de deriva de los muros de CR se encuentra relacionada de manera importante con parámetros como: la relación entre la profundidad del eje neutro y el ancho del elemento de borde, c/b ; la relación entre la longitud del muro y el ancho del elemento de borde, L_w/b ; la magnitud del esfuerzo cortante del muro y la configuración del refuerzo transversal del elemento de borde (estribos cerrados de confinamiento superpuestos vs. un solo estribo cerrado de confinamiento perimetral más ganchos suplementarios como se indicó anteriormente en la [Figura 6](#)). Dependiendo de estas variables, la capacidad de deriva lateral puede ser tan baja como 1,25% y tan alta como 3,50%. Por el contrario, variaciones en parámetros como: la relación entre área total de refuerzo transversal dentro de elemento de borde proporcionada y requerida ($A_{sh} \text{ proporcionada} / A_{sh} \text{ requerida}$); s/d_b ; el espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento, h_x ; la ARL

(en rangos entre 0 y 0,35), no demostraron tener una importancia significativa o correlación directa en la capacidad de deriva de los muros. En el capítulo III se analizará con más detalle la influencia de estos parámetros.

2.12. Degradación de rigidez

En la [Tabla 15](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 15. Referencias sobre degradación de rigidez. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación analítica, experimental y numérica de muros rectangulares delgados, ligeramente reforzados	(Blandon et al., 2018), (Blandón & Bonett, 2020)
Investigación realizada a través de modelación no lineal de edificaciones.	(Cando et al., 2020)
Investigación numérica realizada a través de modelación no lineal de edificaciones de muros rectangulares delgados, ligeramente reforzados.	(Ortega et al., 2021)
Investigación numérica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(R. D. Hoult & Beyer, 2020)
Investigación numérica realizada a través de modelación no lineal de edificaciones.	(Ramos & Hube, 2020)

Como se mencionó al inicio de este documento, los muros estructurales de CR son ampliamente utilizados como sistema de resistencia sísmica debido a que, por sus dimensiones, en el análisis estructural proporcionan una rigidez considerable que contribuye al control de desplazamientos y derivas en comparación con los sistemas tradicionales de pórticos. No obstante, durante un movimiento sísmico intenso, se espera que los muros de CR de una edificación sufran una reducción importante de su rigidez lateral a causa de diversos factores, entre ellos la fisuración del concreto y/o fluencia de los materiales.

Los análisis estructurales son muy sensibles a las suposiciones de rigidez que realiza el ingeniero diseñador, por lo que generalmente se suelen imponer límites en la rigidez para obtener estimaciones conservadoras de esfuerzos, derivas de piso y distribuciones de fuerzas internas. De acuerdo con Moehle, (2015), la rigidez de los muros estructurales

depende de las cuantías de refuerzo, deslizamiento del refuerzo desde la cimentación, rotación de la cimentación, fuerza axial, entre otros.

Para determinar la sensibilidad de los muros ante los cambios de rigidez, en el estudio de Cando et al, (2020), se evalúa el efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios conformados por muros de CR, a través de análisis dinámicos no lineales llevados a cabo en software de elementos finitos a un grupo de cuatro edificios de muros de 20 pisos (52 metros en altura total), en el que los muros tienen una relación de aspecto (H_w/L_w) mayor a 2 y cuyos parámetros geométricos, de los materiales, cargas y demás variables se describen de manera completa en la referencia del autor. En este estudio se encontró una reducción de la resistencia a la fluencia (definido como el punto en el cual el desplazamiento del techo de la edificación produce la primera fluencia en cualquier muro) y de la resistencia a cortante máxima que puede alcanzar un muro cuando disminuye la rigidez; asimismo se encontró que los edificios más rígidos tienen menos probabilidades que los flexibles de alcanzar el estado límite de servicio y de prevención de colapso ante demandas sísmicas.

Aunque Moehle (2015), afirma que los valores de rigidez a flexión y axial prescritos por el ACI 318-14 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-14, 2014) y por tanto por la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010) son razonables para muchos casos, en el estudio de (Ortega et al., 2021) se encontró que cuando se alcanzó una deriva del 0,50% en una edificación, los muros delgados de CR perdían entre el 37% y 53% de su rigidez inicial; cuando se alcanzó una deriva del 1,00%, perdían entre el 77% y 67% de su rigidez inicial y se daba inicio al aplastamiento del concreto; y cuando se alcanzó el límite de deriva del 1,43% habían perdido el 82% de su rigidez y el refuerzo del alma del muro estaba cerca de la fractura. En el estudio realizado por Blandon et al. (2018), los autores reportan que la degradación de la rigidez también fue severa ya que se observaron reducciones de la rigidez inicial de aproximadamente 50%, 85% y 90% para niveles de deriva del 0,10%, 0,50% y 0,70%, respectivamente. Finalmente, Blandón & Bonett, (2020) encontraron que para una deriva del 1,00%, los muros sufrieron una pérdida de rigidez entre el 63% y 72%. En todos los anteriores estudios se observó que la pérdida de rigidez se manifestó principalmente por el daño concentrado en la interfaz muro – cimentación y no se dio distribuida a lo largo de la altura del muro.

Lo anterior indica que se puede presentar un deterioro importante de la rigidez por lo que el desempeño de los muros delgados de CR podría ser limitado, ya que en el diseño de muros mediante análisis elástico se asume a criterio del diseñador valores menores de pérdida de rigidez (entre el 70% o 35% de la inercia bruta) ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019); o inclusive, en NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010) se permite no asumir ningún valor de pérdida de rigidez, producto de las acciones inelásticas que pueden ocurrir durante un sismo. A partir del comportamiento observado en las investigaciones anteriormente referidas, también se puede inferir que los límites de deriva de diseño establecidos en NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010) de 1,00 y 1,43% (este último válido en caso de utilizar secciones fisuradas) podrían ser elevados para este sistema estructural y no permitirían obtener un comportamiento sísmico adecuado. Por su parte, Blandon et al. (2018) y Arteta et al. (2018) sugieren implementar límites de deriva más restrictivos para este sistema.

Por otro lado, Ramos & Hube (2020) estudiaron el efecto de la reducción de rigidez disminuyendo los momentos de inercia en vigas, columnas, muros y losas, con los valores propuestos en el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) a través de modelos numéricos de edificaciones conformadas por muros de CR, que representan edificaciones construidas de 2005 a 2009 y que sufrieron daños durante el terremoto en Chile de 2010. Como resultado de este estudio, se encontró que la rigidez de la losa ejerce una influencia importante en las demandas de carga axial, cortante y momento sísmico; la tendencia observada fue que, al considerar secciones fisuradas, se predicen menores demandas sísmicas que cuando se utilizan secciones brutas. Por otra parte, se encontró que la rigidez de la losa ejerce también una influencia significativa en los perfiles de los diagramas de cortante y momento de las solicitaciones, tal así que hace que sean muy diferentes a los diagramas convencionales de muros en voladizo que son los que comúnmente se asumen en los códigos de diseño como el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) y NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010). Los perfiles que se obtuvieron del sistema de muros acoplados con losas también difieren de los perfiles convencionales para muros acoplados a través de vigas, por lo que la suposición común de diseño para relacionar el desplazamiento del techo

con la demanda de curvatura en un edificio de muros de CR puede ser inadecuada en este tipo de sistemas de muros delgados de CR (Ramos & Hube, 2020).

En los muros en forma de C, donde la rigidez torsional del muro completo depende de la rigidez de las alas y del alma, se espera que esta también disminuya con el aumento de las demandas de desplazamiento horizontal. Por otra parte, es probable que un muro de CR en forma de C sufra torsión cuando el edificio se vea sometido a movimientos sísmicos, lo cual se debe principalmente a que la posición del centro de cortante está fuera de la sección y a asimetrías del diseño de la planta del edificio que típicamente conllevan a que el centro de rigidez y el centro de masa no coincidan.

R. D. Hoult & Beyer (2020) estudiaron el efecto de la rigidez torsional en muros de CR en forma de C, y sugieren que a falta de un análisis más refinado, los factores de reducción de rigidez a cortante ($E_c A_g$) de 0,40 para niveles de desempeño en servicio (lineal) y 0,20 para el nivel de desempeño en el sismo máximo considerado pueden servir como una estimación inicial razonable de los factores de reducción de la rigidez a torsión para este tipo de muros; sin embargo, habría cierta diferencia debido a que se encontró que la rigidez torsional depende de la carga axial aplicada, mientras que la rigidez a cortante no depende de la carga axial.

Con respecto a los efectos de la carga axial en la rigidez a torsión R. D. Hoult & Beyer (2020) plantean y comprueban la hipótesis de que, en determinadas direcciones de aplicación de carga traslacional se genera un puntal de compresión en el muro que genera un aumento de la rigidez torsional; dicho de otra forma, la rigidez torsional aumentó con incrementos de la carga axial. Lo anterior valida que los incrementos de carga axial (hasta el régimen de carga balanceada), aumentan la resistencia a la flexión y rigidez secante traslacional en un elemento; sin embargo, debido a que existen tres modos diferentes de flexión para los muros en forma de C y para cada uno de ellos existe una rigidez traslacional correspondiente, no es fácil determinar si existe una relación directa entre la rigidez a torsión y la rigidez traslacional en función de la carga axial.

2.13. Efectos de retraso de cortante para secciones con aletas

El comportamiento sísmico de muros en forma de C difiere del de muros rectangulares debido a que las alas aumentan la resistencia y rigidez lateral de los muros. A diferencia de

las secciones rectangulares que solo tienen un modo de flexión principal sobre el eje fuerte, los muros en forma de C tienen tres modos de flexión, sobre el eje mayor o eje fuerte, y sobre el eje menor de tal forma que el alma quede en compresión (WiC) o con sobre el eje menor de tal forma que el alma quede en tensión (WiT); esto se representa en la [Figura 11](#):

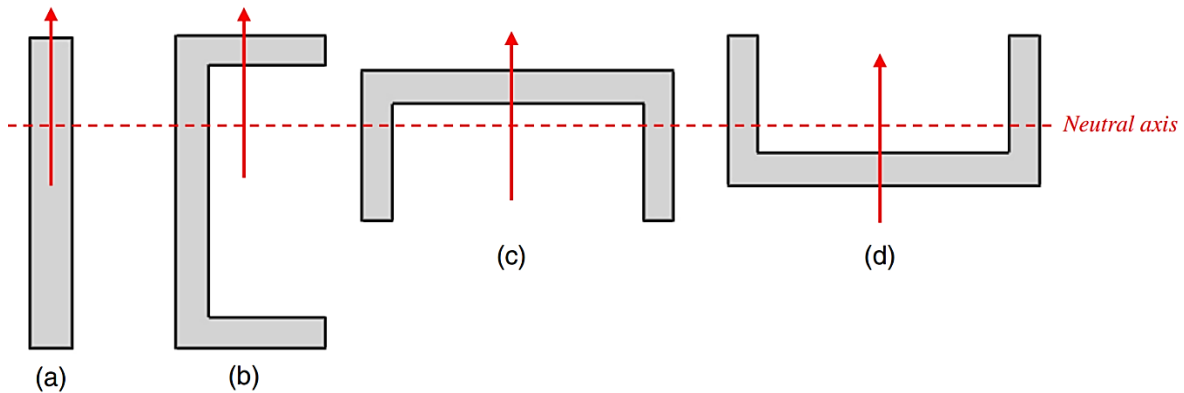


Figura 11. Modos de flexión en muros de CR. a) Eje fuerte, muro rectangular, b) Eje fuerte, Muro en “C” - aleta en compresión/tensión (FiT, FiC), c) Eje débil-Muro en “C” alma en compresión (WiC), d) Eje débil-Muro en “C” alma en tensión (WiT). Tomada de R. D. Hoult (2019)

De acuerdo con la investigación numérica realizada mediante modelación con software de elementos finitos de R. D. Hoult (2019), no sería adecuado aplicar la suposición de Bernoulli-Euler de que las secciones planas siguen siendo planas después de la flexión en muros en forma de “C” debido a que ésta es estrictamente aplicable solo cuando no hay fuerza de corte o cuando la estructura tiene una rigidez a cortante infinita. En los muros de CR en forma de C se desarrolla un flujo de cortante en el que las deformaciones longitudinales en el centro del alma y las alas se retrasa con respecto a las deformaciones en la intersección del alma y las aletas del muro. Este efecto donde se aprecia que las deformaciones a lo largo de la longitud del muro no son lineales se ilustra de forma idealizada en la [Figura 12](#), cuando el muro se somete a un momento flector alrededor del eje fuerte [Figura 12a](#), y flexión alrededor del eje débil con tensión en el alma [Figura 12b](#).

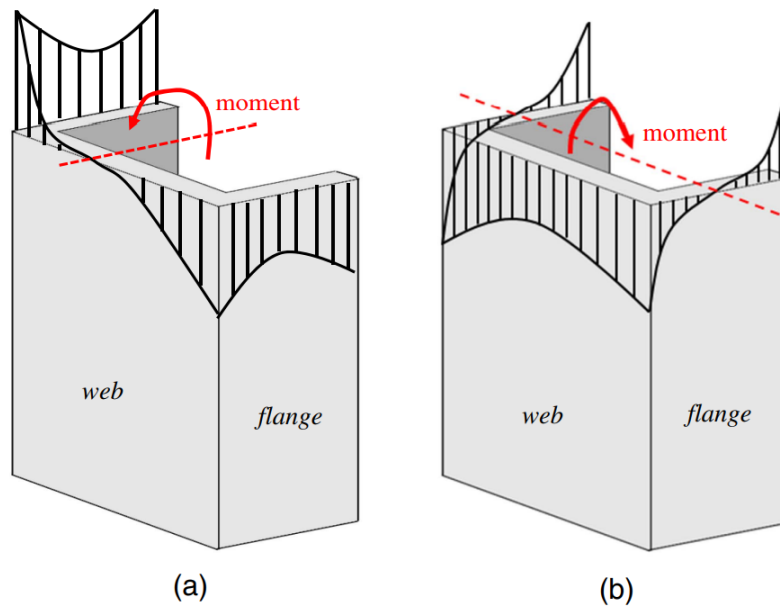


Figura 12. Distribución de esfuerzos esperada en muros en forma de “C” para momento alrededor de a) eje fuerte (FiT, FiC), b) eje débil (WiT). Tomada de R. D. Hoult (2019)

En la práctica convencional de diseño para tener en cuenta los efectos del retraso de cortante se suele recurrir al método del ancho efectivo, el cual consiste en considerar una única porción efectiva del ancho total del ala o del alma (la que se encuentre perpendicular a la dirección de la carga) que contribuye a resistir momento dentro de la sección del muro; dicho de otra forma, este ancho específico es el que se considera útil para resistir esfuerzos de compresión, y de igual forma, solo se toma el refuerzo longitudinal que se encuentra dentro de este ancho para resistir tensión. Omitir el efecto de retraso de cortante puede llevar a sobreestimar la capacidad a tensión y momento en la base del muro (R. D. Hoult, 2019).

De acuerdo con NSR-10 (C.21.9.5.2) y ACI 318-19 (18.10.5.2) “A menos que se realice un análisis más detallado, el ancho efectivo del ala en secciones con alas debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25% de la altura total del muro por encima de la sección bajo consideración”. Dicha formulación ha sido cuestionada por otros autores en la literatura debido a que lo consideran inexacto (R. D. Hoult, 2019).

En la investigación de R. D. Hoult (2019) se estudió la distribución de las deformaciones y los efectos del retraso de cortante en los muros de concreto reforzado en forma de C y se concluye que se ven afectados por la dirección de aplicación de la carga, la ALR y disposición del refuerzo, como sigue:

Para el ancho efectivo de las alas:

- Para el modo de flexión en el que el ala se encuentra en tensión no tiene efecto alguno el nivel de ALR, si el refuerzo se encuentra concentrado (es decir si el refuerzo longitudinal se encuentra agrupado principalmente en los elementos de borde).
- Para el modo de flexión en el que el ala se encuentra en tensión si el refuerzo se encuentra distribuido (es decir si el refuerzo longitudinal se encuentra uniformemente distribuido a lo largo de la sección del muro), a medida que aumenta el ALR, se vuelve menos efectiva.
- Para el modo de flexión en el que en el que el ala se encuentra en compresión, si el refuerzo está concentrado o distribuido, y para el estado de la fluencia a medida que aumenta el ALR, se vuelve más efectiva.
- Para el modo de flexión en el que el ala se encuentra en compresión, si el refuerzo está concentrado o distribuido, y para el estado limite ultimo (deriva última del 2,00%) a medida que aumenta el ALR, el ala se vuelve menos efectiva drásticamente (es decir tomaría menores valores).
- El ancho efectivo para el estado de flexión en el que el ala se encuentra en compresión tuvo poca dependencia de la distribución del refuerzo bien sea si se concentraba en los extremos del borde o si se distribuía uniformemente en el ala.

Para el ancho efectivo del alma:

- Para el modo de flexión en el que el alma se encuentra en tensión, si el refuerzo longitudinal está concentrado en los extremos del borde del alma, al aumentar la ALR aumenta la eficacia del alma para niveles de deriva anteriores al estado límite de fluencia; por otra parte, si el refuerzo está distribuido a lo largo del alma e independientemente del estado limite (fluencia o estado limite ultimo), el nivel de ALR no tiene efectos representativos en el ancho efectivo.

- Para el estado de flexión en el que el alma se encuentra en tensión, a niveles de deriva cercanas al 2,00% (estado limite último) el alma de los muros se vuelve más eficaz de forma ligera en comparación que para el estado limite anterior a la fluencia.
- Para el estado de flexión en el que el alma se encuentra en compresión (independientemente de si el refuerzo está concentrado en los extremos o distribuido uniformemente en el alma y para cualquier estado limite), el ALR no representa efectos en el ancho efectivo del alma.

2.14. Longitud de rótula plástica

En la [Tabla 16](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 16. Referencias sobre longitud de rótula plástica. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación analítica numérica realizada a través de modelación con software de elementos finitos.	(R. D. Hoult et al., 2018)
Investigación numérica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(R. Hoult et al., 2018)
Investigación numérica realizada mediante modelación con software de elementos finitos.	(R. Hoult, Goldsworthy, et al., 2020)

La longitud rótula plástica se define como la extensión de la “zona en fluencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando se alcanza el momento resistente teórico que se desarrolla en una sección transversal con todas sus fibras en fluencia (o momento plástico), de manera que, para cargas adicionales, se considera que tal sección actúa como una rótula” (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010).

Al analizar la respuesta de un elemento más allá del punto de fluencia, deben considerarse los efectos de las deformaciones no lineales tales como la curvatura, la deformación por cortante, deslizamiento del refuerzo longitudinal que se ancla, desplazamiento de la tensión (tensión shift) con las componentes de flexión y cortante (Moehle, 2015). Debido a que la consideración explícita de cada uno de estos efectos puede resultar complicada de aplicar de manera rutinaria, el modelo de rótula plástica surge como una herramienta aproximada

y practica que incorpora estos efectos para utilizar en evaluación y diseño de estructuras. El modelo de rótula plástica idealiza un comportamiento elastoplástico del momento y curvatura, el segmento lineal-elástico ϕ_y mostrado en la Figura 13 representa aproximadamente el comportamiento antes de la fluencia en una sección.

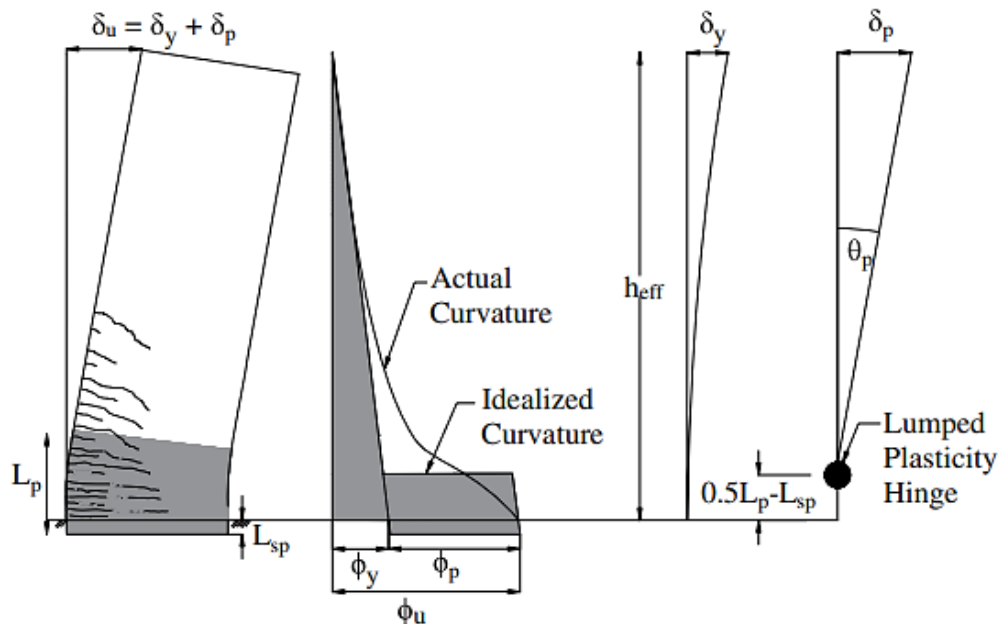


Figura 13. Modelo de plasticidad concentrada de acuerdo con Priestley et al. (2007)

Un análisis de rótulas plásticas concibe que el desplazamiento superior de una estructura de un muro en voladizo es la suma de la deformación debido a componentes de flexión, cortante y deslizamiento por tensión, y es uno de los métodos más utilizados para calcular las capacidades fuerza-desplazamiento en elementos de CR.

Definir adecuadamente la longitud de rótula plástica, tiene efectos directos en las metodologías de diseño basadas en desplazamiento aplicadas en muros delgados; de igual forma, en la evaluación sísmica de edificaciones es necesario definir asertivamente una longitud de rótula plástica L_p en la cual se concentra el daño para estimar la capacidad de desplazamiento de muros o para verificar las deformaciones del material en la base del muro.

Longitud de rótula plástica para muros rectangulares

A continuación, se presenta un recuento de algunas de las expresiones más reconocidas en la literatura para los análisis de rótulas plásticas en muros rectangulares:

Existen muchas expresiones para el cálculo de L_p ; por ejemplo, Priestley et al. (2007) propuso la ecuación (2) para muros de CR en voladizo:

$$L_p = k H_e + 0.10L_w + L_{yp} \quad (2)$$

Donde:

k = constante que refleja la distribución de plasticidad

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (3)$$

H_n = altura total del muro en voladizo hasta el nivel de techo

H_e = altura efectiva del muro en voladizo (asumida comúnmente como $0.70H_n$)

L_{yp} = Longitud de penetración de la deformación de fluencia.

$$L_{yp} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \quad (4)$$

Donde:

d_{bl} = diámetro de la barra longitudinal (en mm).

f_{ye} = es el esfuerzo de fluencia esperado del acero correspondiente a $1,10 f_y$ (en MPa)

Sin embargo, las ecuaciones (2) a (4) utilizadas en los análisis de rótulas plásticas para estimar la longitud de plastificación L_p , se han elaborado y calibrado para elementos de CR adecuadamente detallados, donde se asume que se desarrolla una adecuada distribución de plasticidad, por lo que es posible que estas expresiones sobreestimen la capacidad de desplazamiento de los muros de CR ligeramente reforzados y sin confinamiento, en los que la suposición de un perfil de curvatura lineal a lo largo de la altura del muro al iniciar la fluencia es muy diferente al perfil de curvatura de fluencia real.

Debido a esto, R. D. Hoult et al. (2018) presentan la ecuación (5) para determinar la L_p en muros rectangulares ligeramente reforzados y sin confinamiento. La cual fue debidamente comprobada y calibrada a través de ensayos experimentales y numéricos en R. Hoult et al. (2018).

$$L_p = (0.10L_w + 0.075 He)(1 - 6ALR) \leq 0.50L_w \quad (5)$$

Donde:

H_e = altura efectiva del muro en voladizo (asumida comúnmente como $0,70H_n$)

Debe existir una cantidad mínima de refuerzo longitudinal en el muro para que exista una distribución de fisuración adecuada a lo largo del muro; de lo contrario, los valores de L_p serían muy bajos y podría producirse la fractura del refuerzo longitudinal en pocas fisuras. El hecho de que aparezcan pocas fisuras en un muro de CR representa que no se transmite la suficiente tensión para que se desarrolle fisuración secundaria en el concreto; adicionalmente, esto conlleva a que la posterior fluencia del refuerzo se desarrolle en pocas fisuras anchas dentro de una longitud corta en la base del muro (longitud de rótula plástica) y de esta forma no se garantizaría un comportamiento dúctil en la sección.

Esta situación puede ser crítica en zonas de amenaza sísmica baja o moderada donde la mayoría de los edificios de muros de CR, cuentan con bajas cuantías de refuerzo longitudinal; por ejemplo, en Colombia la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010) establece una cuantía longitudinal mínima del 0,0012 a 0,0015 para muros de CR dependiendo del tamaño de las barras y el tipo de acero.

La [Figura 14](#) muestra de forma idealizada la distribución de las deformaciones del acero esperadas en condición última (es decir, las que ocurren cerca al borde de la fibra en tensión extrema) para dos casos: muros que desarrollan poca fisuración (línea continua negra) como ocurriría en muros de CR ligeramente reforzados y sin confinamiento, y muros que desarrollan fisuración distribuida a lo largo de la altura del muro (línea azul continua) como ocurriría en muros con adecuado refuerzo longitudinal y con confinamiento. Si se formara poca fisuración distribuida en el muro, la longitud de penetración de fluencia (L_{yp}) se convertiría en la única fuente de deformación plástica, y su magnitud correspondería con la profundidad a la que pueden penetrar las deformaciones inelásticas del acero de refuerzo,

la cual depende del alargamiento que se puede alcanzar de acuerdo con el tipo de acero de refuerzo del elemento. En la [Figura 14](#) se muestra que esta longitud L_{yp} se extiende hasta el interior de la cimentación y que la altura total en la que se concentra la fluencia del refuerzo (L_p) es menor en estos muros que desarrollan poca fisuración.

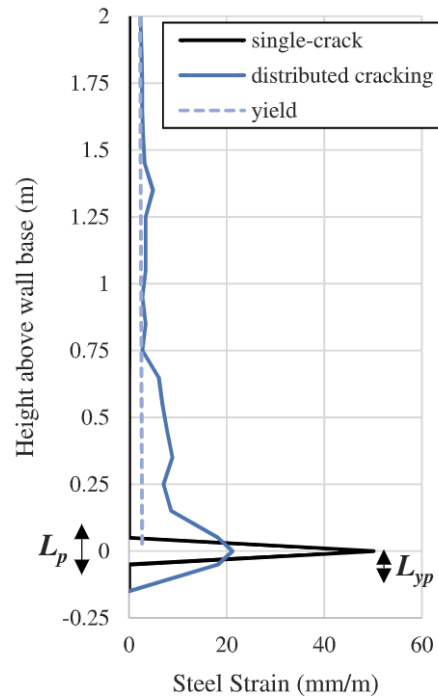


Figura 14. Resultados del gradiente de deformación esperado en muros de CR. Tomada de R. Hoult et al. (2018)

De acuerdo con lo anterior, la ecuación (6) propuesta por R. D. Hoult et al. (2018), establece la cantidad mínima de refuerzo longitudinal, $\rho_{wv.min}$, para que se desarrolle fisuración secundaria y una adecuada distribución de plasticidad:

$$\rho_{wv.min} = \frac{(t_w - n_t d_{bt}) f'_{ct.f}}{f_u} \quad (6)$$

Donde:

t_w = Espesor del muro

n_t = Número de ramas (capas) de acero de refuerzo transversal

f_u = Resistencia última a tracción del acero de refuerzo longitudinal

d_{bt} = Diámetro de la barra de refuerzo transversal

$f'_{ct.f}$ = Valor medio de la resistencia a la flexión del concreto, correspondería al valor del momento en el cual se produce fisuración por esfuerzos de flexión en el concreto y puede determinarse a partir de las siguientes expresiones.

$$f'_{ct.f} = \frac{f_r}{\alpha_f} \quad (7)$$

Donde:

f_r = Resistencia a la tracción directa del concreto.

$$f_r = 0.3(f'_c)^{\frac{2}{3}} \quad (8)$$

f'_c = resistencia a la compresión del concreto, en MPa.

$$\alpha_f = \frac{0.06L_w^{0.7}}{1 + 0.06L_w^{0.7}} \quad (9)$$

Adicionalmente, en la ecuación (7) se recomienda un límite superior e inferior de $f'_{ct.f}$, de $1,32 f_r$ y $0,68 f_r$ respectivamente.

Para los casos en los que la cuantía de refuerzo longitudinal es inferior a la mínima requerida para que exista fisuración secundaria ($\rho_{wv} < \rho_{wv.min}$) (R. D. Hoult et al., 2018), recomienda emplear un valor de L_p igual al obtenido mediante la ecuación (4), o utilizar un L_p de 100 mm para diseño y de 150 mm menos conservador para evaluación de edificaciones, para tener estimaciones conservadoras en muros que fallan debido a la fractura frágil de las barras de refuerzo longitudinal dentro de una única fisura en la base del muro.

Longitud de rótula plástica para muros en forma de C

Así como para muros rectangulares, existen otras expresiones en la literatura para determinar la longitud de rótula plástica en muros en forma de C, como la de Constantin (2016) la cual se presenta a través de la ecuación (10).

$$L_p = \left[0.05He + 0.05L_w \left(\frac{\tau}{0.17\sqrt{f'_c}} \right) \right] (1 + 4 ALR) \quad (10)$$

Donde:

ALR = Relación de carga axial ($P_u/A_g f'_c$)

τ = Esfuerzo cortante medio, determinado a partir de análisis momento curvatura o dividiendo el cortante en la base (V_b) entre el área efectiva de la sección

Sin embargo, es probable que las expresiones actuales disponibles en la literatura como la ecuación (10), sobreestimen la capacidad de desplazamiento de este tipo de muros, ya que al igual que la expresión de Priestley et al. (2007) para muros rectangulares, comúnmente se han derivado principalmente de estudios experimentales y/o numéricos sobre muros con adecuado confinamiento y con cuantías de refuerzo longitudinal pero que difieren del comportamiento de los muros ligeramente reforzados. Por lo que R. Hoult, Goldsworthy, et al. (2020) presentan tres expresiones diferentes obtenidas mediante análisis de regresión no lineal múltiple a partir de modelaciones numéricas para determinar la longitud de rótula plásticas correspondientes a cada modo de flexión (sobre el eje mayor ($L_{p. \text{ mayor}}$) ecuación (11) y sobre el eje menor con el alma en compresión ($L_{p. \text{ minor WiC}}$) ecuación (13) y el alma en tensión ($L_{p. \text{ minor WiT}}$), ecuación (14).

Para flexión alrededor del eje mayor:

$$L_{p\text{-mayor}} = (0.10L_{web} - 0.013He)(1 - 13 ALR)(7e^{-0.8v}) \leq 0.50L_{web} \quad (11)$$

Donde:

L_{web} = Longitud del alma del muro en forma de C.

v = Esfuerzo cortante medio normalizado determinado a partir de la ecuación (12), o utilizando un enfoque simplificado que consiste en dividir el cortante basal (V_b) del muro entre el área transversal bruta del muro (A_g).

$$v = \frac{\tau}{0.17\sqrt{f'c}} \quad (12)$$

- Para flexión alrededor del eje menor en la dirección WiC:

$$L_{p-menor\ WiC} = (0.50L_{flange} - 0.015He)(1 - 3 ALR)(1.6 e^{-0.1v}) \leq L_{flange} \quad (13)$$

- Para flexión alrededor de su eje menor en la dirección WiT es la siguiente:

$$L_{p-menor\ WiT} = (1.0L_{flange} - 0.073He)(1 - 8 ALR)(2.5 e^{-2.1v}) \leq 0.5L_{flange} \quad (14)$$

Donde:

L_{flange} = Longitud del ala del muro en forma de C.

Cada una de las expresiones contiene diferentes constantes que acompañan a las variables que inciden en la longitud de plastificación, y refleja los diferentes modos de fallo observados en cada investigación. Por ejemplo, la ALR resultó estar menos relacionada con la L_p para los muros con flexión sobre su eje menor (WiC), debido a que estaban gobernados por deformaciones de tensión, en comparación con los muros con flexión alrededor de su eje menor (WiT) que estaban gobernados por deformaciones de compresión. Por esto, la expresión para determinar L_p cuando el muro se somete a flexión sobre el eje menor (WiC) tiene una constante menor para el ALR, en comparación con la expresión para determinar L_p en muros con flexión alrededor del eje menor (WiT).

De igual forma que para muros rectangulares, estas expresiones están dadas para muros que tengan una cantidad suficiente de refuerzo longitudinal que permita la fisuración secundaria. Para los casos en que ($\rho_{wv} < \rho_{wv,min}$) se recomienda usar un L_p de 150 mm.

R. Hoult, Goldsworthy, et al. (2020) encontraron que la ausencia de confinamiento en los elementos de borde jugaba un papel importante dado que impedía una buena distribución de plasticidad en algunos de los muros analizados, debido a que la deformación unitaria última del concreto no confinado se alcanzaba en estos elementos con capacidades de desplazamiento muy bajas, por lo que nuevamente, las ecuaciones de Constantin (2016) y Priestley et al. (2007) serían inadecuadas para este tipo de muros con este detallado de específico de bajo refuerzo y ausencia de confinamiento.

Limitaciones de la ecuación (5) propuesta para muros rectangulares: La aplicación de la ecuación (5) se limita a muros de rectangulares de CR, sin confinamiento, con refuerzo longitudinal distribuido que obedece a una cuantía máxima del 1%, ALR máxima del 10%, relación de aspecto igual o mayor a 2, acero de refuerzo con una relación $f_u / f_y = 1.20$ y las demás características de los muros estudiados que se emplearon en la investigación, que se encuentran de forma completa en la referencia del autor (R. Hoult et al., 2018).

Limitaciones de las ecuaciones (11) a (14) propuestas para muros en forma de C: Las ecuaciones (11) a (14) son aplicables a muros en forma de C no confinados, con refuerzo longitudinal distribuido uniformemente, con un ARL máximo de 5%, cuantía de refuerzo longitudinal máxima del 1%, relación de aspecto de los muros $(H_w/L_w) \geq 2$, y las demás características de los muros estudiados que se emplearon en la investigación, que se encuentran de forma completa en la referencia del autor (R. Hoult et al., 2018).

Limitaciones generales de las ecuaciones (5), (11), (13) y (14): Las expresiones relacionadas anteriormente tanto en los estudios de muros rectangulares, como muros en forma de C, se limitan a las capacidades de los modelos de elementos finitos utilizados y del análisis de rótulas plásticas, y no consideran explícitamente fallos como el pandeo fuera del plano.

2.15. Efecto de acoplamiento con elementos horizontales

En la [Tabla 17](#), se presenta un listado de referencias de investigaciones que se citarán en este subcapítulo cuando se haga referencia al análisis de esta variable. En esta tabla se presentan de manera resumida las características de cada investigación.

Tabla 17. Referencias sobre efecto de acoplamiento con elementos horizontales. Fuente propia

Descripción	Referencia
Investigación numérica realizada a través de modelación no lineal de edificaciones.	(Ramos & Hube, 2020)
Investigación numérica realizada a través de modelación no lineal de edificaciones.	(Ramos & Hube, 2021)
Caso de estudio, realizado mediante modelación de edificaciones con software de elementos finitos.	(Vásquez et al., 2020)

Las configuraciones arquitectónicas del sistema industrializado obligan a que los muros estructurales se conecten mediante vigas y/o losas, generando así necesariamente una interacción entre dichos elementos que da lugar a un sistema estructural “acoplado”.

Por ejemplo, en la [Figura 15](#), dependiendo de la rigidez de las vigas de acople que conectan los dos muros, el comportamiento del sistema estructural puede variar; si la rigidez de las vigas se aproximan a cero, los muros pueden actuar como dos voladizos independientes; por el contrario, si la rigidez de las vigas de acoplamiento es alta, los dos muros pueden actuar como un solo voladizo en conjunto; siendo este último el caso en el cual se espera que el efecto de acoplamiento genere aumentos en los niveles de carga axial cuando el edificio se ve a sometido a demandas sísmicas, debido a que por equilibrio las vigas transmiten sus esfuerzos cortantes a los muro.

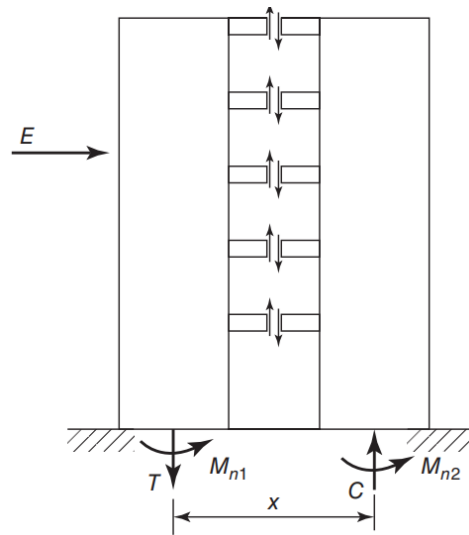


Figura 15. Resistencia al momento de volcamiento de un muro de CR acoplado. Tomada de Wight & MacGregor (2016)

En el estudio de Ramos & Hube (2020), se estimó también la contribución de los elementos de acoplamiento a las demandas sísmicas de carga axial, cortante y momento que se generan a lo largo de la altura de los edificios de muros de CR y se encontró que las losas tienen una contribución a la carga axial sísmica de aproximadamente más del 90%, seguido de las vigas. Por lo que esta interacción con los elementos de acoplamiento genera importantes demandas de carga axial sísmica en los muros de CR, tal así que en algunos casos las ALR sísmicos pueden superar a los obtenidos a partir de las cargas muertas.

Algo similar a lo anterior se encontró en el estudio numérico de Vásquez et al. (2020) realizado mediante análisis dinámicos no lineales modelando en software de elementos finitos una edificación de muros de CR, de 18 pisos y 2 sótanos, donde se evidenció un aumento significativo de la carga axial debido a los efectos dinámicos producidos por el efecto de acoplamiento de las losas, especialmente cuando las luces entre apoyos eran cortas.

Finalmente, Ramos & Hube (2021) evaluaron el comportamiento sísmico de un edificio de 16 pisos (41,60 m en total) conformado por muros CR con losas como elemento de acoplamiento y el efecto generado al variar la cuantía de refuerzo de las losas, mediante análisis no lineales estáticos, usando software de elementos finitos. En este estudio se encontró que, debido al efecto de acoplamiento entre muros y losas, la resistencia máxima

a cortante del edificio aumenta a medida que se incrementa la cuantía de refuerzo de la losa; sin embargo, se observa que se reduce la capacidad de deriva del edificio y se aumenta la demanda de cortante en algunos muros. Adicionalmente, el incremento de la cuantía generó un aumento de la carga axial transferida a los muros y, por lo tanto, la deformación unitaria en compresión que generó el fallo se alcanzó antes en algunos muros en el modelo con mayor cuantía de refuerzo en losas. De igual forma, el momento en la base de los muros sometidos a compresión aumentó a medida que se aumentaba la cuantía de refuerzo de la losa, por lo que esto generó también cambios en la capacidad a flexión en los muros, debido al efecto de interacción de la carga axial con el momento.

Capítulo III. Resumen de expresiones numéricas encontradas en la literatura aplicadas a muros delgados

A continuación, se presenta un análisis de expresiones sugeridas en la literatura que se encuentran validadas a partir del comportamiento observado en investigaciones experimentales y/o de modelaciones numéricas. Las expresiones se relacionan con algunas de las variables estudiadas en el capítulo II como el espesor del muro, el detallado del refuerzo transversal, rotación plástica, ductilidad de curvatura y desplazamiento, capacidad de desplazamiento, ancho efectivo a considerar para tener en cuenta los efectos del rezago de cortante, cuantías longitudinales, y longitud de rótula plástica para muros rectangulares y en forma de “C”, y pueden contribuir a mejorar la predicción de la respuesta de muros delgados de CR ante eventos sísmicos.

3.1. Relación de esbeltez máxima para evitar la inestabilidad fuera del plano

Dashti et al. (2021) proponen la ecuación (15) para muros controlados por flexión, que permite calcular la relación de esbeltez máxima (H/t_w) requerida para un determinado nivel de deriva deseado previendo que la deformación crítica de tracción exceda el límite de estabilidad, definido como aquel que permite que la deformación fuera del plano sea recuperable cuando se invierte la carga y de esta manera no ocurra una inestabilidad fuera del plano en el muro de CR.

La ecuación (15) tiene en cuenta directamente la cuantía de refuerzo longitudinal del elemento de borde y la relación entre la longitud del muro y la altura libre del muro, L_w/H . Sin embargo, como los parámetros que afectan la respuesta fuera del plano pueden ser más, la ecuación incluye un factor de 0,80 en el numerador a fin de tener un margen de seguridad para otros efectos potenciales. Adicionalmente, para el desarrollo de la ecuación se realizaron algunas suposiciones que se describen de manera completa en la referencia del autor (Dashti et al., 2021).

Por otro lado, en el estudio numérico realizado por Dashti et al. (2021) también se discute que las formulaciones planteadas por Chai & Elayer (1999) y Paulay & Priestley (1993) para determinar la deformación a tracción, $\epsilon_{glob, cr}$, que induce la inestabilidad fuera del plano podrían no ser válidas de aplicar en ciertos casos para muros delgados de CR. En el estudio

experimental de Rosso et al. (2018) se afirma que la formulación de Parra & Moehle (2017) tiende a sobreestimar la deformación crítica de tracción que desencadena el fallo fuera del plano, mientras que la de Paulay & Priestley (1993) la subestima en comparación con resultados vistos experimentalmente.

Dashti et al. (2021) analiza la validez de la ecuación (15) contra resultados experimentales obtenidos para diferentes muros representativos del sistema industrializado y en general se puede considerar aceptable y conservadora.

$$\frac{H}{t_w} = \frac{0.80 \alpha}{\sqrt{D} \rho^{0.25}} \quad (15)$$

Donde:

H = altura libre sin soporte del muro

t_w = Espesor del muro

D = nivel de deriva esperado, en %.

L_w = Longitud del muro

ρ = Cuantía de refuerzo del elemento de borde en %

$$\alpha = \frac{H}{L_w} \text{ para } \frac{L_w}{H} \leq 2$$

$$\alpha = 0.50 \text{ para } \frac{L_w}{H} > 2$$

En la [Figura 16](#), se muestra el espesor mínimo requerido de muros de CR empleando la ecuación (15), para diferentes cuantías del elemento de borde, diferentes longitudes de muro, asumiendo que los muros deberán alcanzar una deriva de 1,43% correspondiente con el límite permitido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010) si se emplean secciones fisuradas, y asumiendo adicionalmente una altura de muro, H, de 2200 mm, usado típicamente en Colombia en muros del sistema industrializado. En esta Figura se puede apreciar que entre mayor es la cuantía de refuerzo

del elemento de borde y la longitud del muro, se ha de requerir un espesor de muro mayor para evitar la inestabilidad fuera del plano.

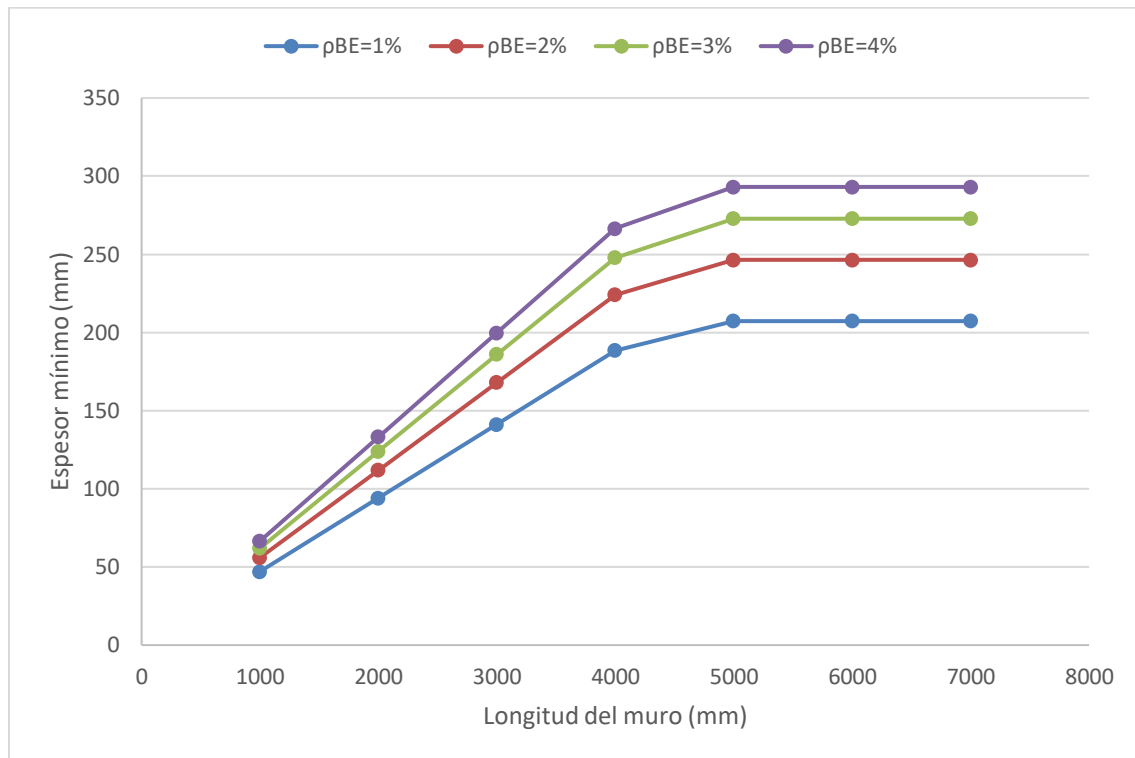


Figura 16. Longitud del muro vs. espesor mínimo para diferentes cuantías en el elemento de borde de acuerdo con la ecuación propuesta por Dashti et al. (2021). Fuente propia

De manera análoga, en la [Figura 17](#), se presenta el límite de la relación de esbeltez, H/t_w , de acuerdo con la misma ecuación (15), donde se puede apreciar que para muros de longitud mayor a 3000 mm y para todas las cuantías del elemento de borde, el límite de 16 establecido en el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) podría no ser conservador para ciertos casos. De igual forma para la elaboración de esta figura se asumió que los muros deberán alcanzar una deriva de 1,43% y poseen una altura, H , de 2200 mm.

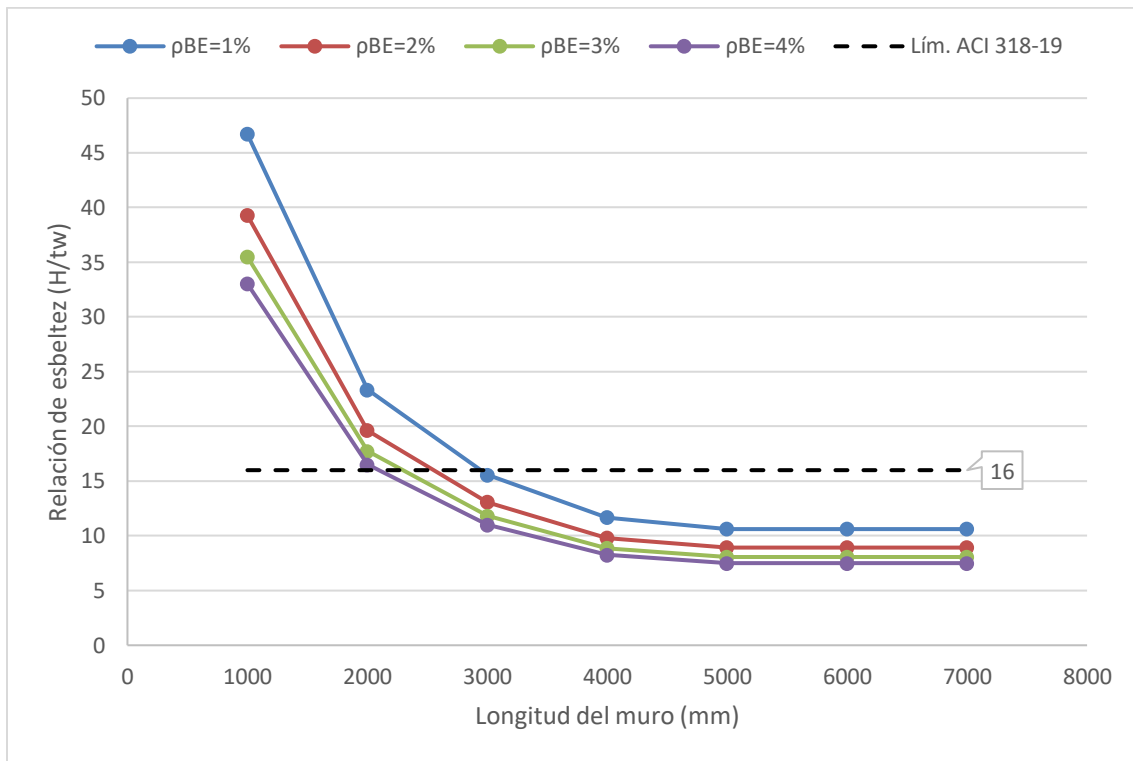


Figura 17. Longitud del muro vs relación de esbeltez para diferentes cuantías en el elemento de borde de acuerdo con la ecuación propuesta por Dashti et al. (2021). Fuente propia.

Finalmente, en la [Figura 18](#), se presenta el límite de la relación de esbeltez, H/t_w , de acuerdo con el nivel de deriva requerido en el muro. En esta se puede apreciar también que el límite de 16 establecido en el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) podría no ser conservador para ciertos casos. Para la elaboración de esta figura, se empleó nuevamente la ecuación (15) y se asumió que los muros tenían una cuantía de refuerzo longitudinal en el elemento de borde del 1,00% y contaban con una altura, H , de 2200 mm.

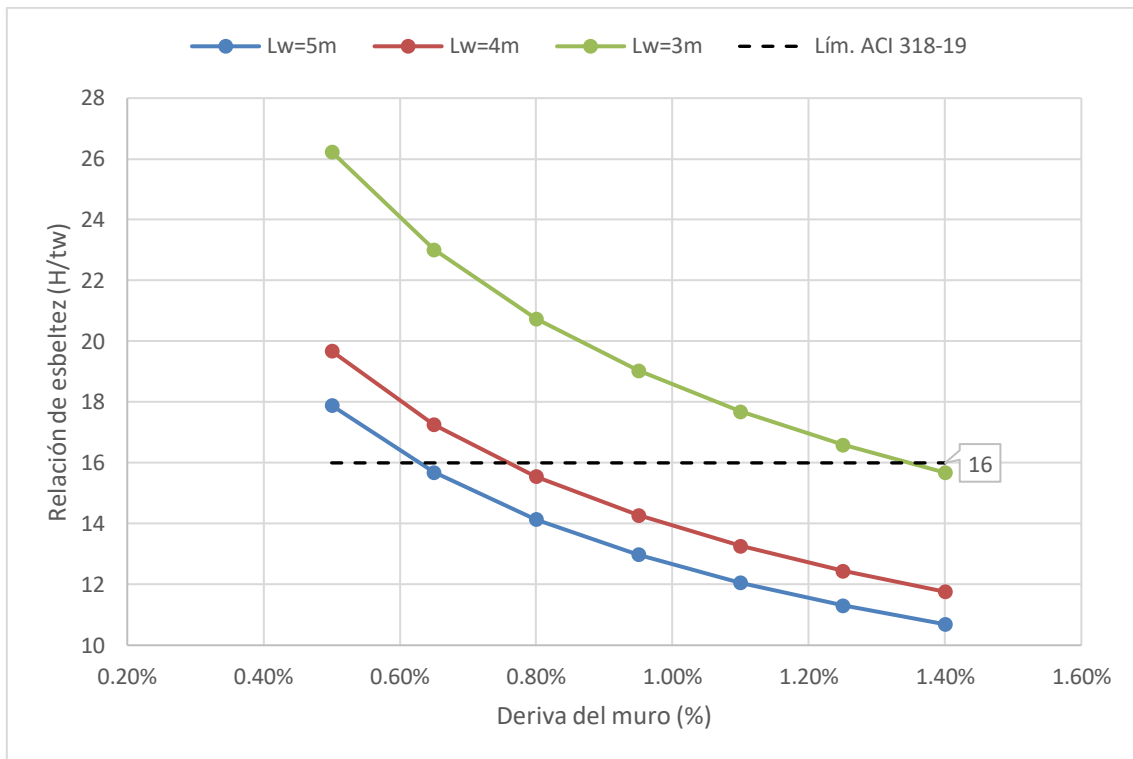


Figura 18. Deriva del muro vs relación de esbeltez del muro, para diferentes longitudes de muro de acuerdo con la ecuación propuesta por Dashti et al. (2021). Fuente propia.

3.2. Cuantía de refuerzo longitudinal mínima en muros rectangulares sin elementos de confinamiento

En el terremoto de Christchurch de 2011 se observó que la mayoría de los muros de CR con bajas cuantías de refuerzo longitudinal presentaron un comportamiento inadecuado debido a que la fluencia del refuerzo longitudinal se concentraba en una longitud corta desde la base, lo que daba lugar a una única fisura en la zona de rótula de plástica y una inapropiada distribución de la plasticidad; adicionalmente, como la cuantía de refuerzo longitudinal define la resistencia de fluencia del elemento estructural, bajas cuantías de refuerzo longitudinal del elemento pueden conducir a fallas frágiles cuando el momento de fluencia es menor o muy similar al momento de agrietamiento (Arteta et al., 2018), (Moehle, 2015).

Debido a esto, R. D. Hout et al. (2018) proponen la ecuación (6) para determinar la cuantía de refuerzo longitudinal mínima en muros rectangulares delgados sin elementos de

confinamiento, para que se produzca fisuración secundaria y haya una adecuada distribución de plasticidad en el muro. A diferencia de algunas normativas en las que la cuantía de refuerzo longitudinal mínima se deriva del principio de que haya control sobre los efectos de retracción y temperatura, esta expresión se encuentra basada en las propiedades de los materiales, distribución del acero, espesor del muro, entre otros parámetros típicos de muros de CR característicos de lugares de sismicidad baja a moderada en Australia.

$$\rho_{wv.min}(\%) = \frac{(t_w - n_t d_{bt})f'_{ct.f}}{f_u} \quad (6)$$

Donde:

t_w = Espesor del muro

n_t = Número de ramas (capas) de acero de refuerzo transversal

f_u = Resistencia última a tracción del acero de refuerzo longitudinal

d_{bt} = Diámetro de la barra de refuerzo transversal

$f'_{ct.f}$ = Valor medio de la resistencia a la flexión del concreto.

En la [Figura 19](#) se muestra gráficamente la aplicación de esta ecuación (6) en función de diferentes valores de resistencia a la compresión del concreto, f'_c , y espesor del muro, se asume una longitud de muro de 2000 mm, f_u de 550 MPa, y un número de capas, n_t , y diámetro de refuerzo transversal, d_{bt} , de 2 y 6,4 mm, respectivamente.

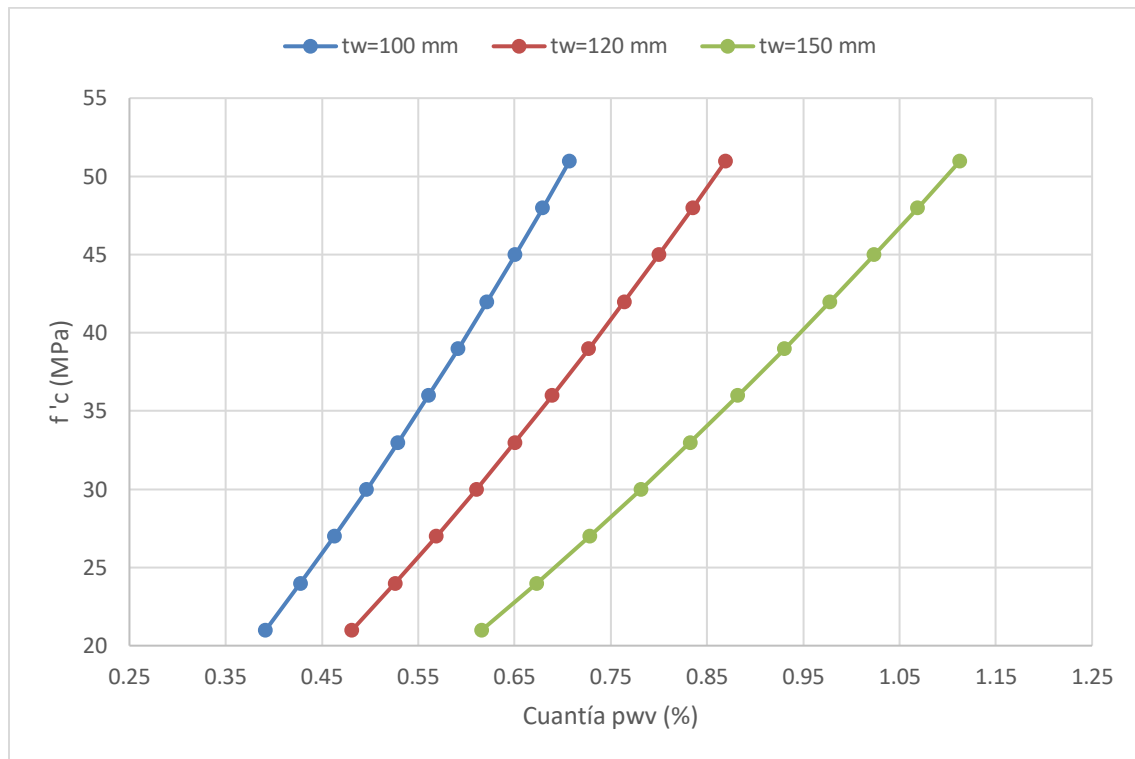


Figura 19. Cuantía de refuerzo longitudinal del muro para producir fisuración secundaria vs f'_c de acuerdo con la ecuación propuesta por R. D. Hault et al. (2018). Fuente propia.

De acuerdo con la [Figura 19](#), se puede inferir que aún para valores de f'_c bajo (21MPa), la cuantía de refuerzo longitudinal mínima para que ocurra fisuración secundaria es de 0,0039, muy superior al valor de 0,0012 establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10, 2010) (en el numeral C.14.3.2), e incluso 0,0025 especificado en este reglamento también para muros de CR con disipación especial de energía (en el numeral C.21.9.2.1). Adicionalmente, se puede apreciar que a medida que aumenta el espesor del muro y la resistencia a la compresión del concreto, aumenta la cuantía de refuerzo longitudinal mínima para que se produzca fisuración secundaria.

3.3. Cuantía de refuerzo longitudinal mínima concentrada en los extremos y alma del muro

Por su parte, Lu et al. (2018) proponen las ecuaciones (16) y (17) para determinar la cuantía de refuerzo longitudinal mínima concentrada en los extremos y alma del muro como se muestra en la [Figura 20](#), para lograr una adecuada distribución de plasticidad en la rótula

plástica del muro. A diferencia de la anterior ecuación, estas tienen en cuenta únicamente propiedades del concreto y el acero y no contemplan la geometría del muro.

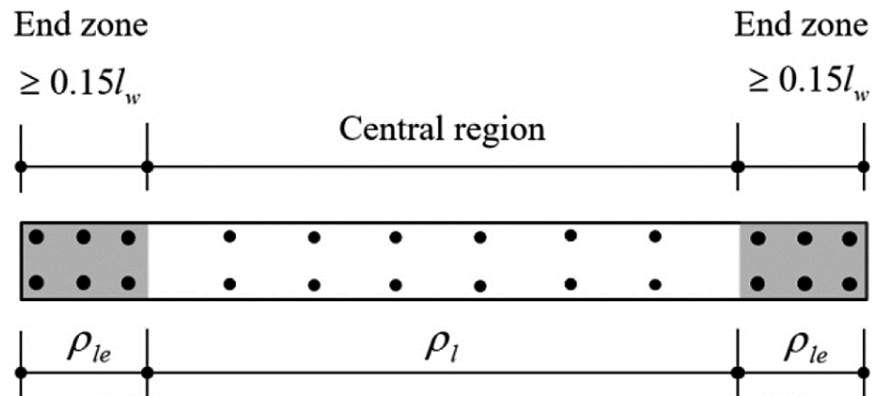


Figura 20. Longitud y distribución del refuerzo longitudinal para que se produzca adecuada distribución de plasticidad en la rótula plástica del muro. Adaptado de Lu et al. (2018)

$$\text{En la zona } \rho_{le} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{2f_y} \text{ (MPa)} \quad (16)$$

$$\text{En la zona } \rho_l \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \text{ (MPa)} \quad (17)$$

3.4. Detallado efectivo de refuerzo transversal para evitar pandeo de refuerzo longitudinal

Tripathi & Dhakal (2021) proponen la ecuación (18) para tener en cuenta el efecto de las cargas cíclicas (carga de deformación por tracción) sobre el pandeo prematuro que puedan presentar las barras de refuerzo longitudinal dentro de las zonas de rótula plástica, en el diseño del refuerzo transversal. Esta expresión también fue probada y ajustada experimentalmente y se basa en: i) que el pandeo de las barras longitudinales se restrinja a un solo espaciamiento entre estribos/ramas (para tener en cuenta la fatiga de bajo ciclo) y ii) que la separación del refuerzo transversal sea tal que evite la degradación de la

capacidad para resistir esfuerzos de compresión (para tener en cuenta el efecto del pandeo bajo cargas cíclicas).

La ecuación (18) expresa la rigidez axial de una rama/estribo como función del diámetro y longitud de este. Por lo que para aumentar la rigidez axial se debe aumentar el diámetro o reducir la longitud de la rama/estribo.

Para el uso de esta expresión, Tripathi & Dhakal (2021) proponen el siguiente procedimiento:

1. Estimar el refuerzo de flexión y cortante para satisfacer las demandas de diseño y diseñar el refuerzo transversal para proporcionar el confinamiento requerido, como se realiza de manera convencional en los códigos de diseño.
2. Comprobar que la longitud de las ramas/estribos propuestos anteriormente, en cada dirección del pandeo potencial no sea mayor que la longitud crítica evaluada mediante la ecuación (18). En caso de ser mayor, se deberá aumentar la rigidez axial reduciendo la longitud o aumentando el diámetro de las ramas/estribos.

$$\frac{l_e}{d_t} \leq \frac{8.7}{\sqrt{f_y}} \left(\frac{s}{d_b}\right)^3 \left(\frac{d_t}{d_b}\right) \left(\frac{n_t}{n_b}\right) \quad (18)$$

Donde:

l_e = longitud de la rama/estribo.

d_t = diámetro de ramas/estribos transversales que restringen el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal.

d_b = diámetro de barra longitudinal de refuerzo susceptible al pandeo.

s = separación del refuerzo transversal que restringe el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal.

f_y = esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

n_t = número de ramas/estribos orientados en la dirección del pandeo potencial.

n_b = número de barras de refuerzo longitudinal que sufren pandeo simultáneo, que dependen de n_l ramas/estribos.

En la [Figura 22](#), puede apreciarse el comportamiento de la ecuación (18) para diferentes configuraciones de refuerzo longitudinal y transversal, y diferentes direcciones potenciales de pandeo de refuerzo longitudinal como las mostradas en la [Figura 21](#).

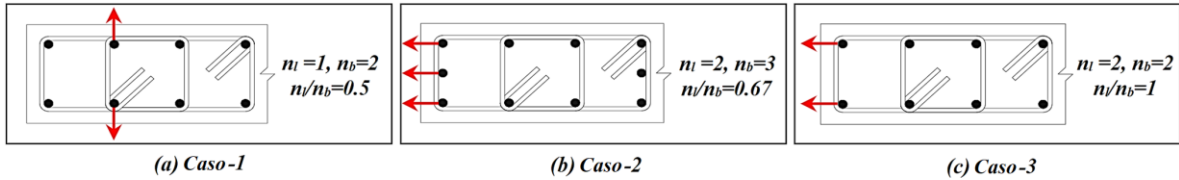


Figura 21. Configuraciones del refuerzo longitudinal y transversal en elementos de borde de muros de CR. Tomada de Tripathi & Dhakal (2021)

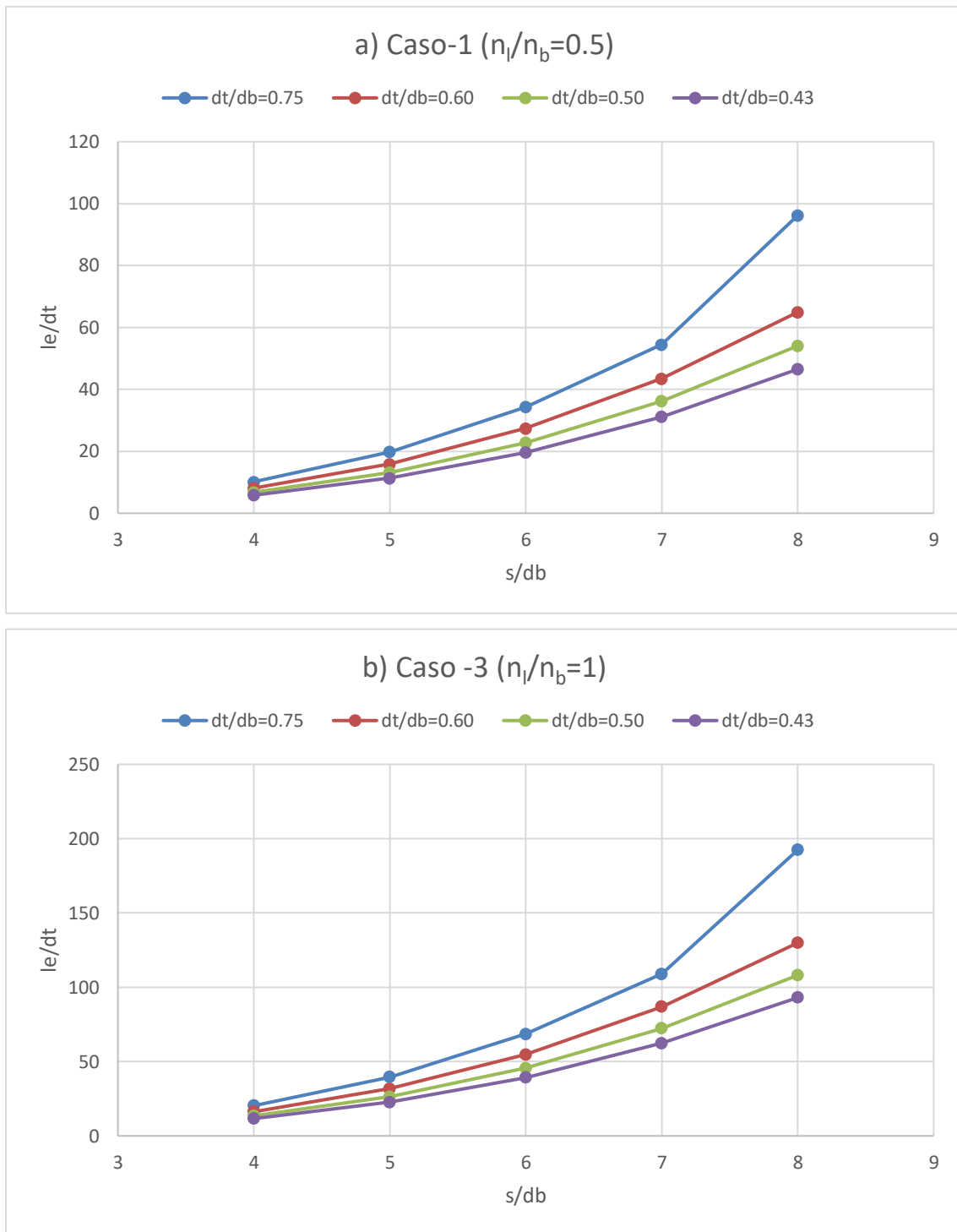


Figura 22. Variación de la longitud de la rama/estribo en función de la separación del refuerzo transversal y el diámetro de la barra longitudinal para barras de refuerzo de $f_y=420$ MPa para a) caso-1, b) caso-3. Fuente propia

De la [Figura 22](#) se puede concluir lo siguiente:

- El aumento de la separación del refuerzo transversal permite que se pueda disponer ramas/estribos de mayor longitud (lo cual representa menor rigidez axial requerida). De acuerdo con Tripathi & Dhakal (2021), lo anterior se debe principalmente a que los enfoques del refuerzo de confinamiento de los códigos convencionales y refuerzo contra el pandeo siguen filosofías totalmente diferentes. En el caso del refuerzo contra el pandeo, el aumento de la separación del refuerzo transversal reduce la demanda de pandeo impuesta por la barra de refuerzo longitudinal al refuerzo transversal; por lo tanto, a medida que aumenta la separación del refuerzo transversal, se permitiría reducir el diámetro de la rama/estribo necesario para restringir el pandeo de la barra longitudinal, de acuerdo con la ecuación (18). Por el contrario, algunos códigos recomiendan reducir el área de la armadura transversal a medida que se reduce la separación, y esto sería válido solo para el refuerzo de confinamiento, ya que, al reducirse la separación, aumenta la cuantía volumétrica del refuerzo transversal y esto aumenta la resistencia y la ductilidad del concreto confinado y, por lo tanto, mejora la respuesta lateral del elemento. Sin embargo, en el fenómeno del pandeo, como la reducción del espaciamiento del refuerzo transversal aumenta las demandas inducidas por el pandeo que ejercen las barras de refuerzo longitudinales sobre el refuerzo transversal, se requeriría que el refuerzo transversal tenga mayor capacidad para restringir el pandeo de las barras longitudinales a un único espaciamiento entre ramas/estribos.
- Como la longitud de las ramas/estribos es directamente proporcional a la relación entre el diámetro del refuerzo transversal y refuerzo longitudinal (d_t/d_b) en la ecuación (18), mayores relaciones d_t/d_b , permiten que se pueda disponer de ramas/estribos más largos (que proporcionarían menor rigidez axial) para obtener la rigidez necesaria para evitar el pandeo.
- La longitud de las ramas/estribos requerida, l_e , es inversamente proporcional al diámetro de las barras de refuerzo longitudinal, d_b , en la ecuación (18). Esto se debe a que en la medida en que aumenta el diámetro de la barra longitudinal, aumenta su rigidez a flexión (demandas) y, por lo tanto, la capacidad de rigidez axial que deben proporcionar las ramas/estribos deben ser mayores, y en este caso, la

longitud crítica de la rama/estribo, l_e , se debe reducir, o se debe aumentar su diámetro para que aumente su efectividad y permita restringir el pandeo.

- Puesto que el aumento del esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, f_y , incrementa también la rigidez a flexión e impone mayores demandas al refuerzo transversal, la longitud de las ramas/estribos tendrá que reducirse a medida que aumente el valor de f_y para poder restringir el pandeo.
- El aumento de la relación entre el número de ramas, n_r , que restringen las barras longitudinales propensas al pandeo y el número de barras longitudinales que sufren pandeo, n_b , representa que hay menos barras longitudinales por restringir para las ramas/estribos, por lo que las solicitaciones del refuerzo transversal para restringir pandeo serían menores. Por lo tanto, en este caso se pueden proporcionar ramas/estribos más largos (menos rigidez) para obtener la resistencia necesaria para evitar el pandeo de las barras longitudinales.

3.5. Deriva de techo para muros sin elementos de borde de confinamiento

Blandón & Bonett (2020) proponen la ecuación (19) en la que asume una L_p de $3t_w$, para obtener la capacidad de deriva máxima de techo de edificaciones de muros delgados de CR sin elementos de confinamiento, para diferentes longitudes de muros y altura del edificio.

$$\frac{\Delta_t}{H_w} = 0.22 \frac{\varepsilon_y}{L_w} H_w + \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{c} - 1.4 \frac{\varepsilon_y}{L_w} \right) 3t_w \quad (19)$$

Donde:

Δ_t = Desplazamiento de techo total

$\varepsilon_{cu} = 0.003$

H_w = Altura total del muro (altura de la edificación).

c = puede tomarse como $0,10L_w$ para muros con relación de carga axial cercana al 5%.

Mediante esta ecuación (19), se obtienen diferentes valores de deriva de techo de acuerdo con el número de pisos y la longitud de los muros, como se muestra en la [Figura 23](#).

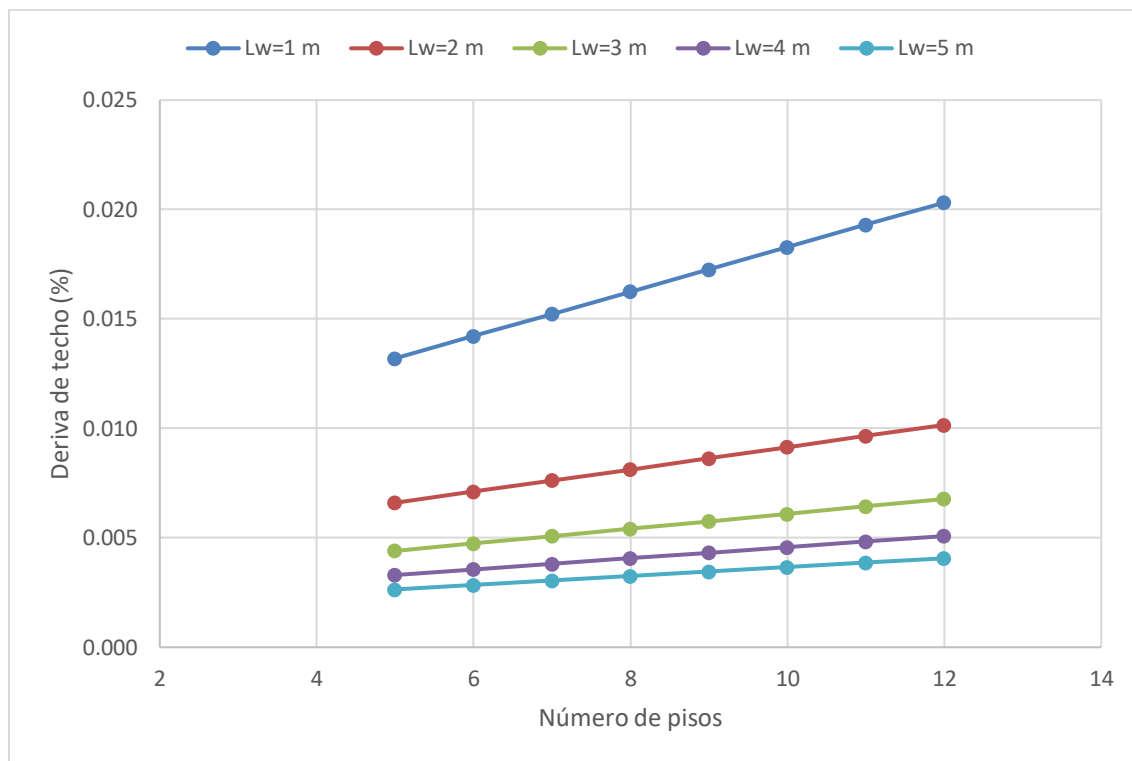


Figura 23. Deriva de techo vs número de pisos y longitud de muros de acuerdo con la ecuación propuesta por Blandón & Bonett (2020). Fuente propia

De la [Figura 23](#) se puede afirmar que los muros más largos tienen menores capacidades de deriva de techo, en comparación con los muros cortos. Esto corresponde también con la ecuación (15), en cuanto a que se requieren mayores espesores del elemento para evitar la inestabilidad fuera del plano, cuando se desean mayores capacidades de derivas.

Limitaciones de la ecuación (19): Blandón & Bonett (2020) sugieren validar esta expresión a través de más análisis detallados de edificios completos.

3.6. Capacidad de deriva de techo

Las disposiciones actuales del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010) no abordan algún requisito preciso y explícito para asegurar que la capacidad de deriva de techo de un muro con elementos de borde sea mayor que la demanda de deriva de techo impuesta por las cargas sísmicas. Debido a esto, Abdullah & Wallace (2019) proponen la ecuación (20) en la que se pretende que la capacidad de deriva lateral (definida como aquella que tiene el muro cuando se ha producido una pérdida del

20% de la resistencia a carga lateral) sea mayor que la demanda de deriva total de techo permitida por el código ASCE 7-10 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10, 2013), la cual es aproximadamente un 75% de la deriva de piso permitida del 2,00% (para edificios de CR en la categoría de riesgo I y II que usan muros estructurales como sistema de resistencia a carga lateral, mayores a cuatro pisos) x 1,50 (para tener en cuenta movimientos al nivel del máximo sismo considerado, MCE). Lo anterior supone que esta ecuación debe ser ajustada de acuerdo con los niveles de deriva actuales o a los que se permitirán en Colombia en la nueva versión de la NSR.

$$\frac{\delta_c}{H_w} (\%) = 4.0 - \frac{\lambda_b}{\alpha} - \frac{V_u}{0.68 \sqrt{f'_c} A_{cv}} (MPa) \quad (20)$$

Donde:

δ_c = capacidad de desplazamiento del muro en la parte superior (al nivel de techo).

α = 50 para estribos cerrados de confinamiento superpuestos, y 40 para un único estribo exterior perimetral y ganchos suplementarios.

$$\lambda_b = L_w c/b^2$$

b = ancho de la zona en compresión del muro (elemento de borde).

A_{cv} = Área bruta de la sección ($t_w * L_w$)

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección

El primer término de la ecuación anterior representa la capacidad de deriva media máxima. El segundo término representa el impacto de c/b y L_w/b , la cual incorpora la influencia de las propiedades del material (por ejemplo, f'_c y f_y), la carga axial, la geometría y la cantidad y distribución del refuerzo ubicado en los extremos del muro y dentro del alma. El tercer término tiene en cuenta la reducción de la capacidad de deriva del muro debido al nivel fuerza cortante del muro normalizado por la fuerza cortante máxima permitido por el ACI 318-14 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-14, 2014).

De acuerdo con Abdullah & Wallace (2019), las capacidades de deriva más bajas resultan para muros con $L_w/b \geq 15$ y $c/b \geq 3,0$. Para niveles de esfuerzos cortantes altos (mayores a

$0,42\sqrt{f'_c}$, MPa), la capacidad de deriva de los muros puede ser aproximadamente un 0,50% menos que para muros con relaciones de esfuerzo cortante bajas; también afirman que la demanda de cortante puede reducir la capacidad de deriva del muro hasta en un 1,00%, para todo el rango posible de relaciones de esfuerzo cortante.

En el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) se incluye la ecuación (20), tomando $\alpha = 50$. Adicionalmente, se incluye la ecuación (21) la cual tiene en cuenta a la anterior y tiene como objetivo que la capacidad de deriva de techo, δ_c/H_w , sea 1,50 veces mayor que la demanda de deriva última de techo, δ_u/H_w , para que la probabilidad de pérdida de resistencia para el sismo de diseño sea baja.

$$\frac{\delta_c}{H_w} \geq 1.50 \frac{\delta_u}{H_w} \quad (21)$$

Finalmente, se incluye en este código la ecuación (22), proviene de la ecuación (21) la cual asume valores aproximados de δ_u/H_w de 0,015, lo cual es conservador debido a que para el caso colombiano usualmente este valor se encuentra por debajo del límite inferior de 0,007 (Arteta et al., 2018). La ecuación (22) también asume que la relación $V_u/(0.68\sqrt{f'_c})A_{cv}$ es de 1,00 lo cual también es conservador, debido a que esto indica que el cortante del muro V_u , es igual al límite impuesto por el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019); los anteriores escenarios no son usuales para el caso colombiano debido a la alta densidad de muros con las que cuentan las edificaciones del sistema industrializado, por lo que esta expresión podría tener un margen de seguridad moderado.

$$b \geq \sqrt{0.025cL_w} \quad (22)$$

Limitaciones de las ecuaciones (20) a (22): La ecuación (20), de la cual se derivan las ecuaciones (21) y (22), fue realizada de acuerdo con una base de datos de muros de CR que cumplieron con ciertos requisitos, por lo que se sugiere que el uso de estas expresiones se limite a muros de CR con características similares. Algunas de estas son: $f'_c \geq 20,7$ MPa, relación $f_u/f_y \geq 1,20$, espesor del alma del muro ≥ 90 mm, muros con dos capas de refuerzo vertical y horizontal en el alma, ρ_{le} mayor o igual a lo propuesto por Lu et al. (2018), $s/d_b \leq$

8,0, entre otras. Las demás características y suposiciones empleadas en la investigación de Abdullah & Wallace (2019) se describen de manera completa en la referencia del autor.

3.7. Rotación plástica y ductilidad de curvatura como función de la carga axial

La relación entre la carga axial, y la rotación plástica, θ_p , y ductilidad de curvatura, K_d , ha sido estudiada por Shegay et al. (2018). Las ecuaciones (23) y (24) obtenidas a partir de varios ensayos a muros de CR existentes en la literatura expresan la rotación plástica y ductilidad de curvatura en función de la ALR para muros rectangulares con bajas demandas de esfuerzo cortante, y para ser empleada en muros con valores menores de carga axial a $0,50 A_g f'_c$.

$$\theta_p = 0.04 - 0.09 \left(\frac{Pu}{A_g f'_c} \right) \quad (23)$$

$$K_d = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 20 - 45 \left(\frac{Pu}{A_g f'_c} \right) \quad (24)$$

En la [Figura 24](#), elaborada a partir de las ecuaciones (23) y (24) puede apreciarse que a medida que aumenta la ALR, la rotación plástica y ductilidad de curvatura que pueden desarrollar los muros de CR se reduce linealmente.

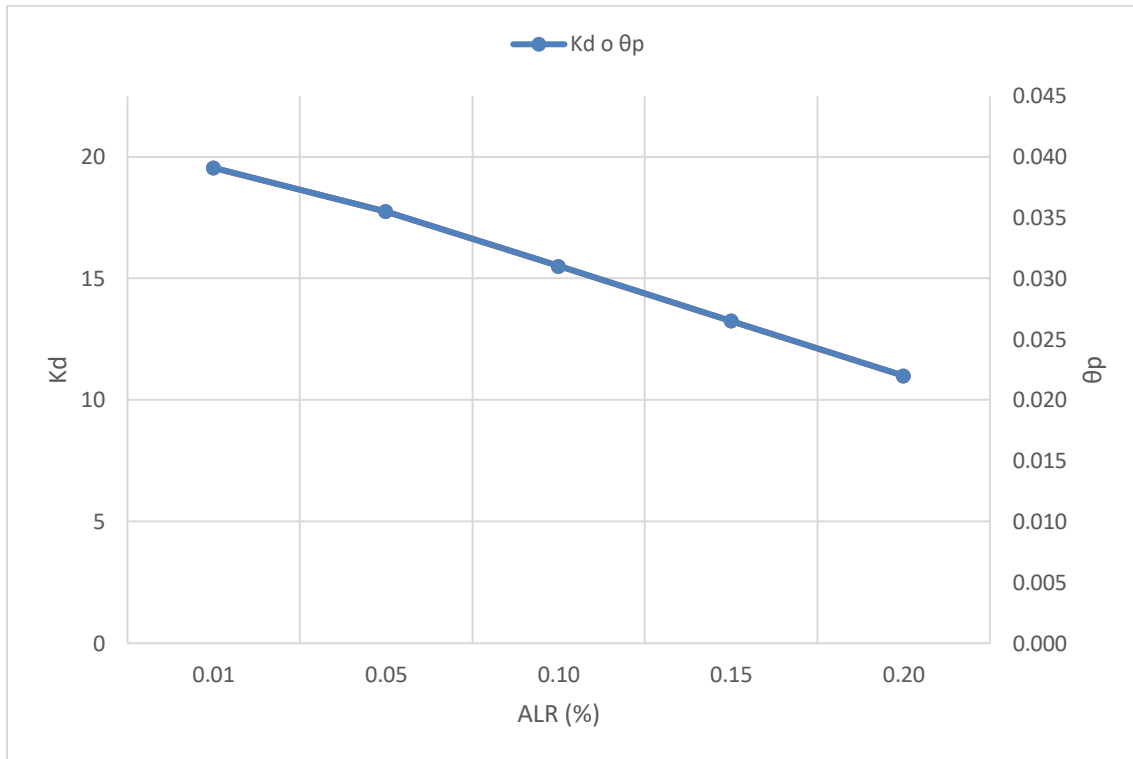


Figura 24. Ductilidad de curvatura y rotación plástica vs relación de carga axial, de acuerdo con la ecuación propuesta por Shegay et al. (2018). Fuente propia

Limitaciones de las ecuaciones (23) y (24): Shegay et al. (2018) recomiendan que las ecuaciones anteriormente descritas sean aplicadas en muros con características similares a las de su estudio.

3.8. Ductilidad de curvatura tanto para diseño como para evaluación de estructuras

Shegay et al. (2019) proponen la ecuación (25) para estimar la ductilidad de curvatura de muros tanto para el diseño de edificaciones nuevas, como para la evaluación de edificaciones existentes. La ecuación se basa tanto en datos experimentales, como en la mecánica de secciones.

$$K_d = \frac{\varepsilon_{cm}}{2\varepsilon_y \left(\frac{c}{L_w}\right)} \leq K_{d_{m\acute{a}x}} \quad (25)$$

Los valores de la deformación unitaria por compresión del concreto límite, ϵ_{cm} y de la ductilidad de curvatura máxima, K_{d_max} , se proporcionan en la [Tabla 18](#) para dos tipos diferentes de detallado, muros dúctiles y muros de ductilidad nominal/limitada, de acuerdo con la clasificación establecida en la norma de diseño de estructuras de concreto de Nueva Zelanda (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017).

Tabla 18. Límites de deformación unitaria y K_{d_max} para el modelo propuesto con la ecuación (25)

	Muros dúctiles		Muros de ductilidad nominal/limitada	
	Diseño	Evaluación	Diseño	Evaluación
ϵ_{cm}	0.014	0.018	0.008	0.015
$K_{d_m\acute{a}x}$	$12 \text{ para } \frac{s}{d_b} \geq 5$ $22 \text{ para } \frac{s}{d_b} \leq 4$ <i>Para valores entre $4 \leq \frac{s}{d_b} \leq 5$ se permite interpolar linealmente</i>		12	

La ecuación (25) da lugar a una estimación media más precisa de la capacidad de ductilidad de curvatura probable y capacidad de deformación probable con una diferencia media de 1,10 a 1,30, en comparación con los límites del ASCE 41-17 y NZSEE 2017 que resultan moderadamente conservadores, debido a que son entre 1,70 a 2,50 veces menores que los valores medidos experimentalmente en Shegay et al. (2019).

Asimismo, los límites de ductilidad de curvatura de la ecuación (25) aplicados para el diseño de edificaciones nuevas son conservadores ya que son entre 1,40 a 1,70 veces inferiores a la ductilidad de curvatura promedio obtenida de las pruebas experimentales realizadas por Shegay et al. (2019).

La relación entre la profundidad del eje neutro y la longitud del muro, c/L_w , ubicada en el denominador de la ecuación (25), también indica que la ductilidad es proporcional al nivel

de carga axial, debido a que bajas relaciones de c/L_w suelen indicar secciones con baja demanda de carga axial.

Limitaciones de las ecuaciones (25): Los muros con una demanda de esfuerzo cortante elevados ej. $0,66 \sqrt{f'_c}$ (formula en MPa) correspondiente al límite establecido en el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) pueden no ajustarse a esta ecuación y podrían requerir el uso de otras formulaciones que consideren la demanda de esfuerzo cortante en la capacidad de deformación de los elementos. Adicionalmente, Shegay et al. (2019) sugieren que la ecuación (25) sea aplicada a muros con características similares a los de la base de datos de muros empleadas en su estudio. Las demás suposiciones implícitas para la elaboración de las ecuaciones se explican de forma completa en la referencia del autor.

De acuerdo con Pérez (2019), la ductilidad por desplazamiento para un muro de CR se puede relacionar con la ductilidad de curvatura mediante la ecuación (26).

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3(Kd - 1) \frac{L_p(1 - \frac{0.5L_p}{H_e})}{H_e} \quad (26)$$

En la [Figura 25](#) se muestra el comportamiento de la ecuación (26) para diferentes longitudes de muros, la cual fue construida empleando un L_p de $0,20L_w$, el cual recomienda R. D. Hoult et al. (2018), una ductilidad de curvatura límite, K_{d_max} de 12, y una altura efectiva, H_e , de 18480 mm ($0.70H_n$) representativa de un edificio de 12 pisos. En esta puede apreciarse que el valor promedio de ductilidad por desplazamiento para este caso particular de ejemplo es de 2,56; asimismo, se aprecia que su valor disminuye a medida que aumenta la altura del muro y aumenta en la medida que los muros tengan mayor longitud.

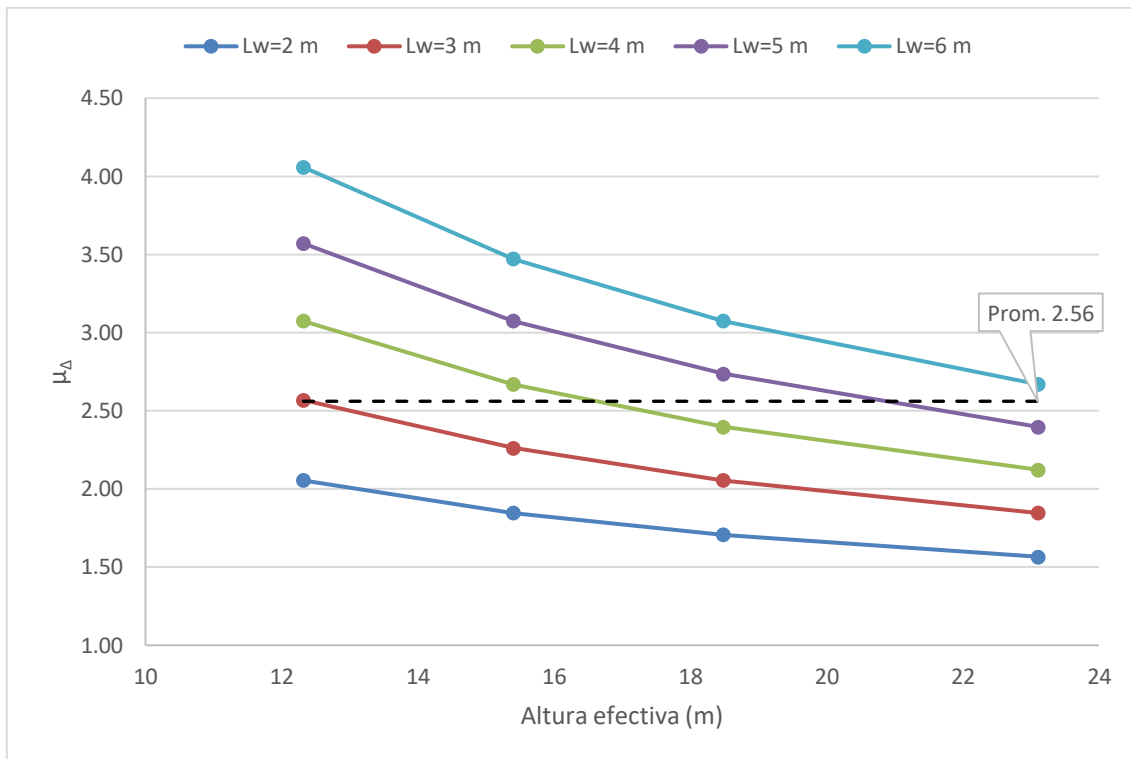


Figura 25. Ductilidad por desplazamiento μ_{Δ} en función de la altura efectiva, para diferentes longitudes de muros, de acuerdo con la ecuación (26). Fuente propia

3.9. Ancho efectivo para muros en forma de “C”

En la investigación de R. D. Hoult (2019) se propone la ecuación (27), para estimar el ancho efectivo (b_{eff}) en muros de CR en forma de “C”, en función del espesor del alma o del ala, b , (que corresponde a la longitud total del alma o del ala dependiendo de la dirección de la carga), de la dirección de aplicación de la carga (que generará un modo de flexión respectivo), de la ALR, disposición del refuerzo longitudinal (concentrado, es decir si el refuerzo longitudinal se encuentra agrupado principalmente en los elementos de borde; o distribuido, si el refuerzo longitudinal se encuentra uniformemente repartido a lo largo de la sección del muro) y del nivel de desempeño (siendo Yield el estado antes de la fluencia y ULS Estado límite último, consistente en una deriva del 2,00%).

La ecuación (27) es aplicable con los parámetros establecidos en la Tabla 19, y un rango de ALR que debe estar de 0 a 20%.

$$b_{eff} = \alpha b(1 + \beta ALR) \quad (27)$$

Tabla 19. Parámetros y valores para determinar b_{eff} en la ecuación propuesta por R. D. Hoult (2019) para muros en forma de C.

Modo de flexión	Estado límite	Distribución del refuerzo	α	β
Eje mayor (FiT)	Yield/ULS	Concentrado	0,72	0,00
		Distribuido	0,81	-1,00
Eje mayor (FiC)	Yield	Concentrado/distribuido	0,64	0,80
	ULS	Concentrado/distribuido	0,80	-3,60
Eje menor (WiC)	Yield/ULS	Concentrado/distribuido	0,87	0,00
Eje menor (WiT)	Yield	Concentrado	0,73	1,00
		Distribuido	0,84	0,00
	ULS	Concentrado/distribuido	0,88	0,00

Como se mencionó anteriormente, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010), y ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) incluyen el efecto del retraso de cortante en muros de CR con aletas de forma simplificada y no tienen en cuenta el efecto de variables que se encontraron como aspectos claves en el efecto del retraso de cortante en R. D. Hoult (2019).

A modo de ejemplo, en la [Figura 27](#) y [Figura 28](#) se comparan los resultados de la formulación de R. D. Hoult (2019) y de planteamiento establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010), para estimar el ancho efectivo de un muro con aletas para rangos de ARL entre 0,05 a 0,25%, altura total, H_w , de 22000 mm, semejante a un muro de 10 pisos con alturas de entrepiso de 2200 mm, y cuya sección transversal se muestra en la [Figura 26](#).

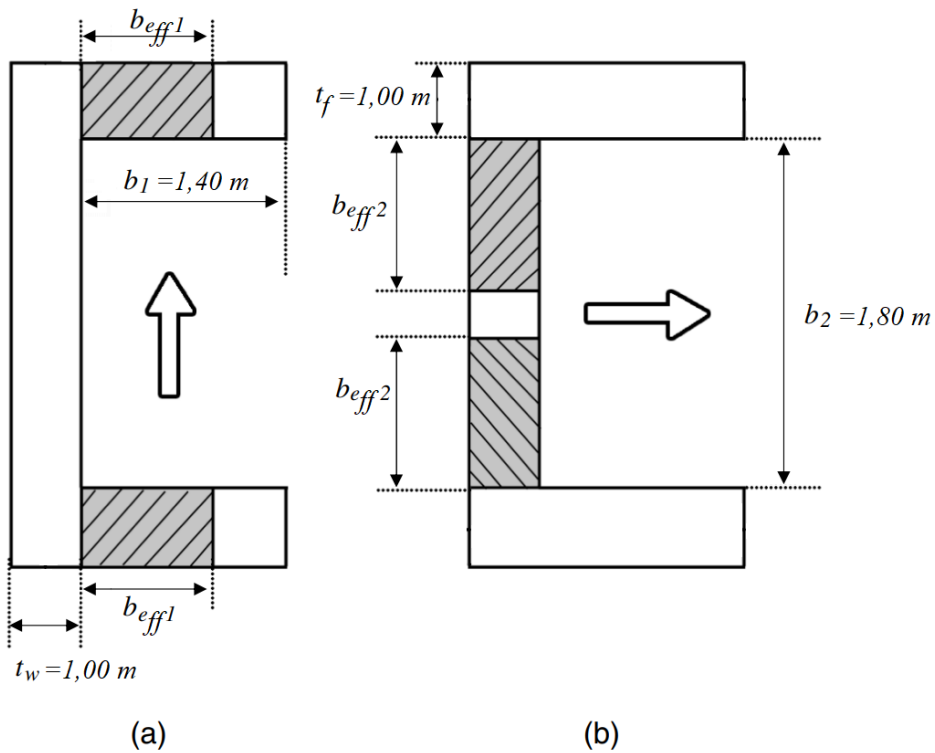


Figura 26. Geometría de muro en C, con ancho efectivo de las alas (b_{eff1}) y alma (b_{eff2}).

Adaptado de R. D. Hoult (2019).

En la [Figura 27](#), se muestra el ancho efectivo como un porcentaje del ancho total del ala para el modo de flexión alrededor del eje mayor que genera tensión en el ala (FIT), asumiendo un refuerzo distribuido y para el estado límite de fluencia. En esta se puede inferir que los requisitos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010) y ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) son conservadores con respecto a la propuesta de R. D. Hoult (2019); adicionalmente, para estas condiciones se observa que a medida que disminuye la carga axial, el ala aumenta su efectividad.

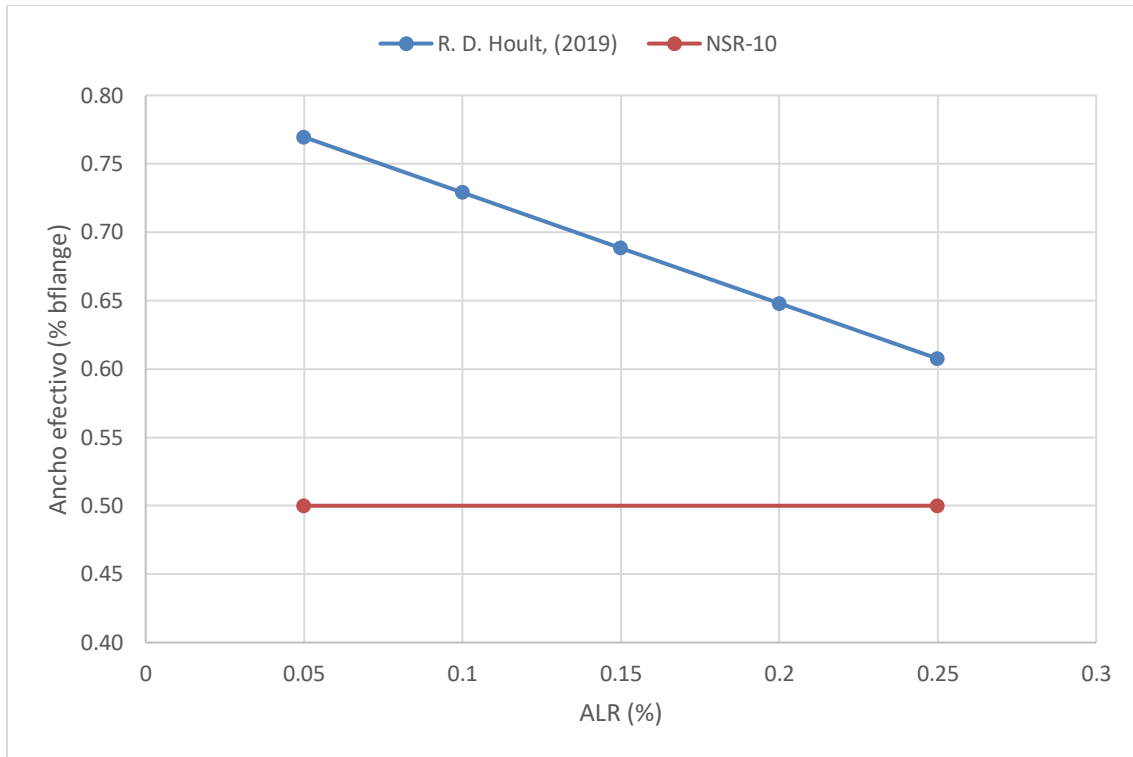


Figura 27. Ancho efectivo del ala vs relación de carga axial de acuerdo con NSR-10 y la ecuación propuesta por R. D. Houtl (2019). Fuente propia

De manera similar, en la [Figura 28](#), se muestra el ancho efectivo del alma como un porcentaje del ancho total del alma, para el modo de flexión alrededor del eje menor que genera tensión (W_{iT}) y compresión en el alma (W_{iC}), asumiendo un refuerzo longitudinal distribuido y para el estado límite de fluencia. De esta [Figura 28](#), se puede afirmar también que los requisitos de NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010) y ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) son conservadores con respecto a la propuesta de R. D. Houtl (2019), y adicionalmente, para estas condiciones particulares se observa que la efectividad del alma es indiferente a la relación de carga axial.

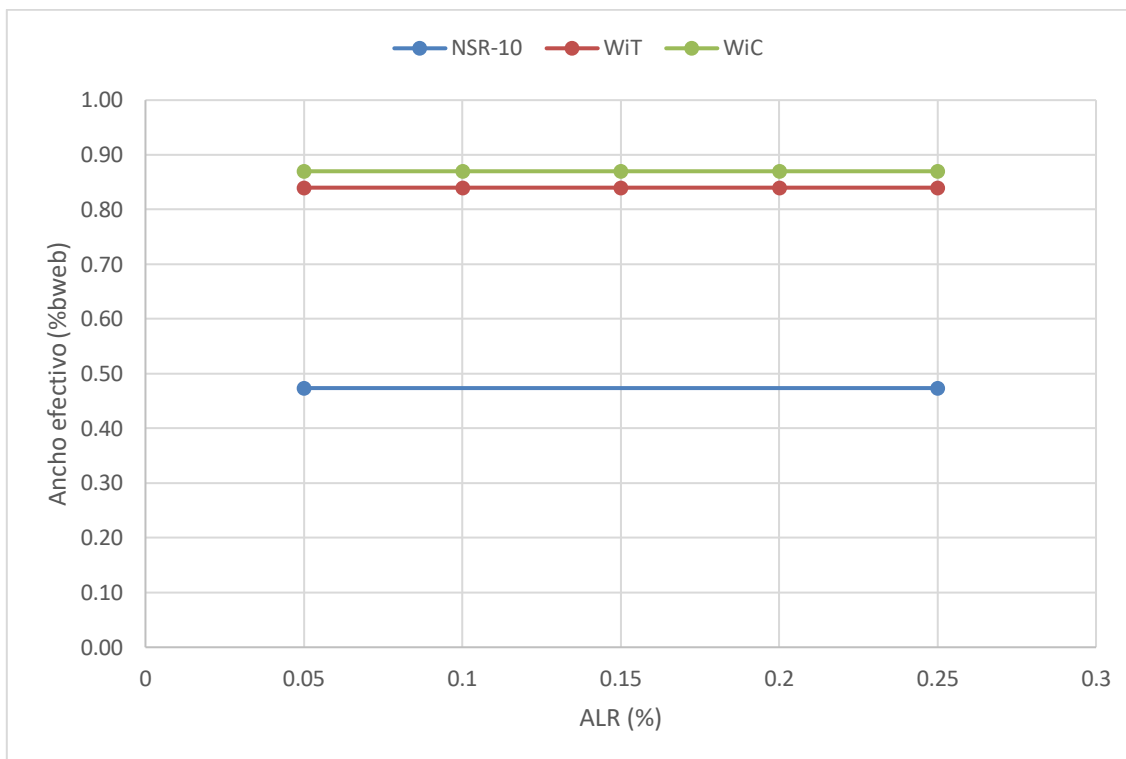


Figura 28. Ancho efectivo del alma vs relación de carga axial de acuerdo con NSR-10 y la ecuación propuesta por R. D. Hoult (2019). Fuente propia

3.10. Longitud de rótula plástica para muros delgados

Como se mencionó anteriormente, las expresiones de Priestley et al. (2007) y Constantin (2016) comúnmente encontradas en la literatura para estimar la longitud de rótula plástica han sido elaboradas a partir de muros de CR con características diferentes a las del sistema industrializado, por lo que podrían conducir a resultados erróneos. A continuación, se presentan dos expresiones que permiten estimar la longitud de rótula plástica en muros delgados de CR.

3.10.1. Muros rectangulares

R. D. Hoult et al. (2018) Proponen la ecuación (5) para determinar el L_p en muros rectangulares de CR delgados y ligeramente reforzados.

$$L_p = (0.10L_w + 0.075 He)(1 - 6ALR) \leq 0.50L_w \quad (5)$$

Si $\rho_{wv} < \rho_{wv.min}$, $L_p = 100$ mm para diseño y 150 mm para evaluación de edificaciones o tomar L_p igual al valor obtenido mediante la ecuación (4).

En la Figura 29, se muestra la longitud de rótula plástica para muros rectangulares de CR empleando la ecuación (5), para muros con diferentes longitudes, edificaciones con alturas entre 6 y 15 pisos aproximadamente y ALR que varían entre 0,03 y 0,015. Los valores de ALR fueron obtenidos del estudio de caracterización de muros delgados de edificaciones en Colombia (Bonett et al., 2022). En esta Figura se puede apreciar que entre mayor sea la relación de carga axial, altura de la edificación y longitud del muro, se obtienen menores valores de L_p , y por lo tanto de ductilidad en el muro. Lo anterior corresponde con las ecuaciones (23) y (24) propuestas por Shegay et al. (2018), en cuanto al comportamiento de la rotación plástica y ductilidad de curvatura con la variación de la ALR.

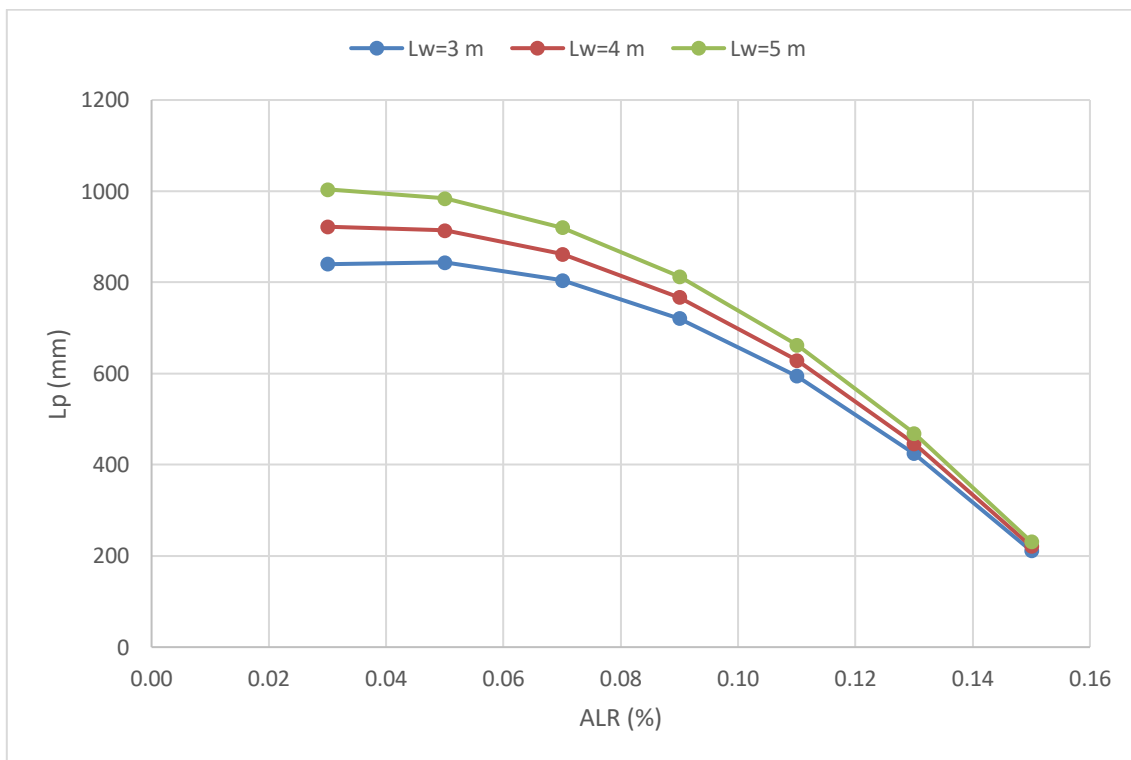


Figura 29. Longitud de rótula plástica para muros rectangulares vs ALR de acuerdo con la ecuación propuesta por R. D. Hoult et al. (2018). Fuente: Propia

3.10.2. Muros en forma de “C”

Por su parte, R. Hoult, Goldsworthy, et al. (2020) proponen las ecuaciones (11) a (14) para determinar la L_p en muros en forma de C delgados, de acuerdo con la dirección de aplicación de la carga:

$$L_{p-mayor} = (0.10L_{web} - 0.013He)(1 - 13 ALR)(7e^{-0.8v}) \leq 0.50L_{web} \quad (11)$$

$$L_{p-menor\ wic} = (0.50L_{flange} - 0.015He)(1 - 3 ALR)(1.6 e^{-0.1v}) \leq L_{flange} \quad (13)$$

$$L_{p-menor\ wIT} = (1.0L_{flange} - 0.073He)(1 - 8 ALR)(2.5 e^{-2.1v}) \leq 0.5L_{flange} \quad (14)$$

Donde:

L_{web} = Longitud del alma del muro en forma de C.

L_{flange} = Longitud del ala del muro en forma de C.

v = Esfuerzo cortante medio normalizado determinado a partir de la ecuación (12), o utilizando un enfoque simplificado que consiste en dividir el cortante basal (V_b) del muro entre el área transversal bruta del muro (A_g).

Capítulo IV. Aspectos normativos

4.1. Prescripciones generales de la NSR-10 para el diseño de edificios con muros estructurales de CR

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10, 2010) establece el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, R_0 , asociado principalmente a la ductilidad y sobre resistencia del sistema estructural. Este factor permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales, al contrario de aceptar deformaciones no lineales y un cierto nivel de daño.

De acuerdo con el nivel de amenaza sísmica (alta, intermedia o baja) se establece el tipo del detallado del refuerzo mínimo permitido, el cual corresponde a cierta capacidad de disipación de energía que puede desarrollar el sistema. La capacidad de disipación especial de energía (DES) obligatoria para zonas de amenaza alta y admitida en las otras dos zonas de amenaza sísmica, permite una reducción de la demanda sísmica de hasta el 80% en muros estructurales de CR ya que su factor de reducción de fuerza sísmica R_0 es de 5,0; la capacidad de disipación moderada de energía (DMO) admitida en zonas de amenaza sísmica intermedia y baja, permite una reducción de la demanda sísmica de hasta el 75% en muros estructurales de CR ya que su factor de reducción de fuerza sísmica R_0 es de 4,5; y finalmente, la capacidad de disipación mínima de energía (DMO) admitida solo en zonas de amenaza sísmica baja, permite una reducción de la demanda sísmica de hasta el 60% en muros estructurales de CR ya que su factor de reducción de fuerza sísmica R_0 es de 2,5.

Con respecto a las derivas máximas permitidas para muros estructurales de CR, el límite es del 1,00% de la altura del piso. Si se han empleado reducciones en las inercias brutas en el análisis, se permite multiplicar las derivas por 0,70 antes de comparar con el límite del 1,00%.

La cuantía de acero de refuerzo en el alma tanto longitudinal como transversal, es de 0,0025 aunque en algunos casos, dependiendo de los esfuerzos cortantes actuantes y el uso de la edificación, se permiten cuantías de hasta 0,0012.

En algunos casos, dependiendo de los esfuerzos de compresión en el concreto los muros pueden requerir elementos de borde de confinamiento que generalmente tienen el mismo

espesor del alma del muro y su refuerzo transversal se rige generalmente por algunos requisitos de detallado sísmico de columnas, el refuerzo longitudinal está compuesto por barras dúctiles que son soportadas por estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios.

De acuerdo con el comentario CR21.9.6.2, la ecuación (28) para determinar si se requieren elementos de borde en muros de CR, proviene de un enfoque basado en desplazamientos que supone que se es necesario confinar el concreto en lugares donde la deformación unitaria en la fibra extrema de compresión excede un valor de $\varepsilon_c = 0,003$ cuando el muro alcanza un desplazamiento δ_u en la parte superior del muro; así mismo, se asume que la longitud de rótula plástica se extiende en una longitud $L_w/2$.

$$c \geq \frac{L_w}{600 (\delta_u/H_w)} \quad (28)$$

La anterior ecuación proviene de las expresiones:

$$\theta_p = \frac{\delta_u}{H_w}; \theta_p = \left(\phi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} \right) * \left(l_p = \frac{L_w}{2} \right)$$

Igualando las expresiones de tiene:

$$\varepsilon_c = 2 \left[\frac{\delta_u}{h_w} \right] \left[\frac{c}{L_w} \right]$$

Despejando el valor de la profundidad del eje neutro, c , se tiene:

$$\text{Límite de } c \geq \frac{0.003L_w}{2 (\delta_u/H_w)} = \frac{L_w}{667 (\delta_u/H_w)} \cong \frac{L_w}{600 (\delta_u/H_w)}$$

Por lo que, si se excede el valor de límite de la profundidad del eje neutro “ c ”, se requerirían elementos de borde de confinamiento en el muro.

Aunque en el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) se incluyen ajustes más restrictivos a esta expresión para exigir elementos de borde bajo menores demandas de diseño, definiendo el límite máximo permitido para la deformación unitaria a compresión en concreto no confinado igual a $\varepsilon_c =$

0,0015, con el objetivo de reducir las probabilidades de colapso cuando los muros sean sometidos a niveles del sismo máximo considerado (MCE, por sus siglas en ingles), el enfoque del valor límite de la profundidad del eje neutro, c , también tiene dependencia directa de la longitud asumida como longitud de rótula plástica.

Sin embargo, en muros de CR con características del sistema industrializado, la longitud de rótula plástica puede concentrarse en distancias mucho menores que $0,50L_w$. Por ejemplo, en el estudio de Blandón & Bonett (2020) realizado a este tipo de muros, la longitud de rótula plástica máxima observada experimentalmente corresponde a 240 mm, aproximadamente el 10% de la altura libre de piso (o $15d_b$ o $3t_w$) e incluso, también se encontraron valores de L_p muy inferiores correspondientes a 100 mm aproximadamente o el 4,16% de la altura libre de piso (o $6.2 d_b$ o $1.20 t_w$). Lo anterior fue similar a lo observado por Ortega et al. (2021), Blandon et al. (2018) y Alarcon et al., (2014).

De esta forma, al emplear un valor de $L_p = 0,20L_w$ que es el recomendado por R. D. Hoult et al. (2018) para muros ligeramente reforzados, en el enfoque anterior basado en desplazamientos, conllevaría a la ecuación (29) que representaría tener límites de la profundidad del eje neutro, c , inferiores en comparación con la ecuación empleada en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010), para los cuales se requerirían elementos de borde de confinamiento en el muro.

$$c \geq \frac{L_w}{1500(\delta_u/h_w)} \quad (29)$$

Aplicando el enfoque basado en desplazamientos, los límites de rotación plástica del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010) para muros delgados de CR se podrían estimar con la ecuación (30).

$$\theta_p = \frac{\delta_u}{H_w}$$

$$\theta_p \leq \frac{1}{1500 \left(\frac{c}{L_w} \right)} \quad (30)$$

4.2. Prescripciones de códigos internacionales para el diseño de edificios con muros estructurales de CR

4.2.1. Requisitos relacionados con inestabilidad lateral fuera del plano

La mayoría de los códigos sísmicos restringen la probabilidad de fallo por inestabilidad lateral o pandeo transversal, limitando el espesor del muro y/o la relación de esbeltez (H/t_w). En la [Tabla 20](#), se resumen las disposiciones para evitar la inestabilidad fuera del plano de acuerdo con algunos códigos sísmicos internacionales; algunos de estos países comparten características de amenaza sísmica similar a la que se encuentra en Colombia.

Tabla 20. Resumen de requisitos de códigos internacionales para evitar la inestabilidad lateral fuera del plano. Adaptada de Dashti, Dhakal, et al. (2020b)

Perú	$tw \geq l_u/25$ y 100 mm $bc \geq 150\text{ mm}$ Para edificaciones de hasta 8 niveles, de lo contrario: $tw \geq 150\text{ mm}$	l_u : altura libre de piso t_w : espesor del muro bc : espesor del elemento de borde	Edificaciones de muros de ductilidad limitada
Chile	Se permiten en edificaciones de hasta 5 niveles. $e > l_u/16$ O diseñar teniendo en cuenta problemas de inestabilidad. $b \geq 300\text{ mm}$	l_u : altura libre de piso e : espesor del muro b : espesor del elemento de borde	Muros estructurales ordinarios Muros estructurales especiales
Ciudad de México	$t \geq 130\text{ mm}$ y $0.06 hu$ A menos que se realice un análisis de pandeo lateral en los bordes del muro. Para edificaciones de hasta 2 niveles $t \geq 100\text{ mm}$ $t \geq 180\text{ mm}$ y $0.06 hu$ A menos que se realice un análisis de pandeo lateral en los bordes del muro.	t : espesor del muro h_u : altura no restringida lateralmente.	Muros de ductilidad baja Muros de ductilidad media

	$t \geq 250 \text{ mm}$ y $0.06 h_u$ A menos que se realice un análisis de pandeo lateral en los bordes del muro		Muros de ductilidad alta
USA	$b \geq h_u/16$ Para muros con: $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ y $\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8} = b \geq 300 \text{ mm}$	h_u : altura libre de piso b : ancho de la zona de compresión por flexión (EB) h_w : altura de todo el muro l_w : longitud de todo el muro c : profundidad del eje neutro	ACI 318-19
Nueva Zelanda	$100 \text{ mm} < e < 250 \text{ mm}$ $t_m = \frac{\alpha_r k_m \beta (A_r + 2) L_w}{1700 \sqrt{\xi}}$ $\alpha_r = 1.0$ Para muros con dos capas de refuerzo $\beta = 5$, para muros con regiones plásticas de ductilidad limitada (RPDL) $\beta = 5$ para muros con regiones plásticas dúctiles (RPD) $\xi = 0.3 - \frac{\rho_l f_y}{2.5 f'c} \geq 0.1$ $k_m = \frac{h_n}{(0.25 + 0.055 A_r) L_w} \leq 1.0$	e : espesor del muro t_m : espesor del elemento de borde L_w : longitud del muro A_r : Relación de aspecto del muro h_n : altura vertical libre entre pisos u otros elementos que brinden apoyo lateral efectivo	Muros con una capa de refuerzo Muros doblemente reforzados
Canadá	$l_u/16 < e < l_u/10$ $l_u/20 < e < l_u/14$	l_u : altura libre de piso e : espesor del muro	Muros dúctiles Muros moderadamente dúctiles
Japón	$e < 150 \text{ mm}$, $e < h_u/20$	h_u : altura libre de piso e : espesor del muro	Muros estructurales
Europa	$b_{wo} \geq \max(0.15m, h_s/20)$ $b_w \geq h_s/15$ ó $h_s/10^* \geq 200 \text{ mm}$	b_{wo} : espesor del alma	Muros estructurales

	* Dependiendo de la longitud del elemento de borde.	h _s : altura de piso libre b _w : espesor del elemento de borde	
--	---	---	--

Como puede observarse en la [Tabla 20](#), el código peruano de diseño sismo resistente (Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030, Diseño Sismorresistente, 2018) agrupa este sistema de muros de CR delgados como uno aparte de los demás, y los caracteriza como muros que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes dados sus espesores reducidos que hacen que no se pueda disponer de elementos de borde de confinamiento y en los que el refuerzo principal se debe disponer en una sola capa; de igual forma, se considera que este sistema no es apto para edificaciones con grupo de uso importantes, y solo se pueden usar en edificaciones de hasta 8 pisos. El código de la ciudad de México (Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-DCEC, 2017) establece ciertos requisitos de espesor mínimo de acuerdo con la ductilidad del muro, aunque permite emplear espesores menores siempre y cuando se realice un análisis de pandeo lateral en los bordes del muro o se les suministre restricción lateral adecuada. En la norma ACI 318-11 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-11, 2011) no existían límites de esbeltez para los elementos de borde y se permitía una única capa de refuerzo en el alma siempre y cuando el esfuerzo cortante no superara un valor específico, a partir de la norma ACI 318-14 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-14, 2014) se exige cumplir requisitos de espesor mínimo del elemento de borde para muros con detallado especial y se aumenta el requisito de las capas de refuerzo; esta limitación del espesor también se incluye para la norma Chilena (Reglamento Que Fija Los Requisitos de Diseño y Cálculo Para El Hormigón Armado, D.S. N° 60 (V. y U.), 2011). En Nueva Zelanda (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017) se exige un espesor mínimo de 100 mm, a excepción de los sótanos, donde el espesor puede aumentar hasta 250 mm, el pandeo fuera del plano de los muros esbeltos también se aborda en una sección de esta norma, y de igual forma se establecen requisitos para el espesor del elemento de borde a partir de ciertos rangos de ALR y de la clasificación del elemento de borde. El código canadiense (Design of Concrete Structures, CSA A23.3:19, 2019) exige también ciertos requisitos de espesor mínimo, basado la altura libre del piso para evitar inestabilidad en la zona de compresión (elemento de borde). La

norma europea (Eurocode-8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, 2005) y japonesa también cuentan con ciertas limitaciones para el espesor del alma y elemento de borde de los muros estructurales (Dashti, Dhakal, et al., 2020b).

4.2.2. Requisitos relacionados con el detallado del elemento de borde

El desempeño sísmico de los muros de CR controlados por flexión se encuentra gobernado por el comportamiento de los elementos de borde del muro. Los edificios de muros de CR sin elementos de borde adecuadamente confinados pueden tener una reducción importante de su capacidad de deformación después de un terremoto en comparación con muros con elementos de borde adecuadamente confinados (Moscoso et al., 2021).

En la [Tabla 21](#) se resumen algunas de las disposiciones de códigos sísmicos internacionales para estos elementos, con el fin de que los muros puedan alcanzar una respuesta dúctil y así permitan evitar el desarrollo de inestabilidades que conduzcan a fallos indeseados en estos elementos.

Tabla 21. Resumen de requisitos de códigos internacionales para el detallado del elemento de borde. Adaptada de Tripathi, Dhakal, Dashti, et al. (2020)

Requisito	Nueva Zelanda (NZS 3101.2006)	Estados Unidos (ACI 318-19)	Europa (Eurocode-8)
Clasificación del elemento de borde	Región plástica dúctil (RPD) y región plástica de ductilidad limitada (RPDL)	Elemento de borde especial (EBE)	Basado en el nivel de la clase de ductilidad, DCM y DCH.
Longitud del elemento de borde	$c' \geq c - 0.7c_c \geq 0.5c$ $c_c = \frac{0.1\Phi_{ow}L_w}{\lambda}$ <p>Donde: c'=Longitud del elemento de borde c=Profundidad del eje neutro λ=1 (RPDL) y 2 (RPD)</p>	$c' \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1L_w \\ c/2 \end{array} \right.$	$c' \geq c \left(1 - \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{cu2,c}} \right)$ $c' \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.15 L_w \\ 1.5 t_w \end{array} \right.$ <p>Donde: ε_{cu2}=Deformación de compresión para el desprendimiento del concreto (0.0035) ε_{cu2,c}=Deformación del concreto confinado última.</p>
Espaciamiento del refuerzo transversal	<p>Refuerzo para evitar el pandeo:</p> $s \leq \begin{cases} 6d_b & \text{RPD} \\ 10d_b & \text{RPDL} \end{cases}$ <p>Refuerzo de confinamiento:</p> $s \leq \begin{cases} 6d_b \text{ ó } 0.5 t_w & \text{RPD} \\ 10d_b \text{ ó } t_w & \text{RPDL} \end{cases}$ <p>Donde: s=espaciamiento de los estribos centro a centro d_b=diámetro de la barra longitudinal</p>	$s(EBE) \leq \min \left\{ \begin{array}{l} t_w/3 \\ 6d_b \\ 100 + \\ \frac{350 - h_x}{3} \end{array} \right.$ <p>Donde: h_x=Distancia entre las barras longitudinales soportadas por estribos o ganchos suplementarios</p>	$s(DCM) \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_o/2 \\ 8d_b \\ 175 \end{array} \right.$ $s(DCH) \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_o/3 \\ 6d_b \\ 125 \end{array} \right.$ <p>Donde: b_o= mínima dimensión del núcleo de concreto</p>

<p>Área del refuerzo transversal para confinamiento</p>	$A_{sh} \geq \alpha s h_c \frac{A_g f'_c}{A_c f_{yt}} \left(\frac{c}{L_w} - 0.07 \right)$ <p>Donde: A_{sh}=Área de las ramas de estribos A_g=Área bruta de la sección A_c=Área del núcleo de concreto h_c=dimensión del núcleo de concreto en la dirección perpendicular al estribo o rama. α=0.175 (RPDL) y 0.25 (RPD)</p>	$A_{sh}(EBE) \geq \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$	$\alpha_c \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (V_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{h'}{h_c} - 0.035$ <p>Donde: ω_{wd}=Cuantía volumétrica mecánica del refuerzo de confinamiento μ_ϕ= Ductilidad por curvatura requerida V_d=Relación de fuerza axial de diseño ω_v=Cuantía mecánica del refuerzo vertical $\varepsilon_{sy,d}$= Deformación de fluencia de tensión de diseño h'=Ancho bruto de la sección transversal α_c=factor de eficacia del confinamiento</p>
<p>Área del refuerzo transversal para evitar pandeo del refuerzo longitudinal</p>	$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{96 f_{yt} d_b}$ <p>Donde: A_{te}= área de los estribos. f_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal f_{yt}=esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal $\sum A_b$=Sumatoria del área de refuerzo longitudinal dependiente de la rama del estribo.</p>	<p>Se asume que el refuerzo de confinamiento es adecuado. Sin embargo, recomienda un diámetro mínimo de las barras transversales en función de las barras longitudinales.</p>	<p>Se asume que el refuerzo de confinamiento es adecuado</p>

El objetivo del refuerzo transversal en los elementos de borde, establecidos en la mayoría de los códigos de diseño como los de la [Tabla 21](#), son 1) proporcionar resistencia al cortante, 2) proporcionar confinamiento al concreto en las zonas de rótula plástica 3) Restringir las barras longitudinales contra el pandeo. En zonas de amenaza sísmica alta, por ejemplo, el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) establece que el refuerzo transversal (tanto estribos como ramas) tiene como objetivo principal confinar el concreto y restringir el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal ubicado en los elementos de borde para garantizar una respuesta dúctil en el muro hasta que se alcance la deriva de diseño.

Generalmente, los requisitos del refuerzo transversal dentro del elemento de borde se basan principalmente en no exceder de cierta separación máxima del refuerzo transversal, e incluso, en algunas normas este criterio también se considera adecuado para restringir el pandeo de las barras longitudinales. El código de Nueva Zelanda (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017) por el contrario, cuenta con prescripciones específicas tanto para el refuerzo transversal de confinamiento, como para el refuerzo transversal para evitar el pandeo (“anti-blucking ties” en inglés).

4.2.3. Requisitos relacionados con la carga axial

La norma neozelandesa de diseño de estructuras de concreto (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017) impone un límite de ALR de 0,30 para muros con detallado dúctil; de manera comparativa, existe un límite de 0,35 en la norma canadiense de diseño de estructuras de concreto (Design of Concrete Structures, CSA A23.3:19, 2019) y en la Norma Chilena de diseño de estructuras de concreto (Reglamento Que Fija Los Requisitos de Diseño y Cálculo Para El Hormigón Armado, D.S. N° 60 (V. y U.), 2011). De acuerdo con el ASCE 41-17 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17, 2017), los muros sometidos a una ALR superior a 0,35 no se consideran eficaces para resistir las fuerzas sísmicas dentro del ejercicio de realizar evaluaciones sísmicas a estructuras. En la norma ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) no hay límite explícito de la carga axial para elementos sometidos a compresión, aunque se establecen requisitos adicionales de refuerzo transversal para columnas cuando la carga P_u es mayor a $0.30A_gf'_c$, bajo el argumento de que las secciones controladas por compresión tienden a tener un comportamiento más

frágil, por lo que se debe proveer un mejor confinamiento al elemento; de esta forma establecen como referencia el valor de $0.30A_g f'_c$ como el límite aproximado que da inicio del comportamiento controlado por compresión para estos elementos, aunque no se limita explícitamente. En el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010) no existe un límite, ni recomendaciones para las cargas axiales en muros de CR, como si lo hacía la versión NSR-98 (Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98, 1998) donde se establecía que la carga axial última de los muros DES debía ser menor que un 35% de la resistencia nominal a carga axial para excentricidad de cero, o de lo contrario, el muro no podía considerarse como parte del sistema de resistencia sísmica.

4.2.4. Requisitos relacionados con límites de deformación

La forma en la que algunas normas de diseño de estructuras nuevas y de evaluación de estructuras existentes aseguran que el detallado de los muros de CR puedan proporcionar la suficiente capacidad de deformación son diferentes. Por ejemplo, la norma para el diseño de estructuras nuevas de Nueva Zelanda (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017), establece los límites de deformación a través de la ductilidad de curvatura, K_d , de acuerdo con tres tipos diferentes de detallado: ductilidad nominal, ductilidad limitada y dúctil. Mientras que el estándar para la evaluación sísmica de edificios existentes de Nueva Zelanda, NZSEE 2017 (The Seismic Assessment of Existing Buildings: Technical Guidelines for Engineering Assessment. Part C5 - Concrete Buildings, 2017) especifica que la curvatura máxima del muro se determine mediante análisis momento-curvatura de la sección y a partir de límites establecidos a la deformación unitaria del concreto y el acero. Por otra parte, en Estados Unidos, la norma para Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificios Existentes, ASCE 41-17 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17, 2017), establece los límites de rotación plástica, θ_p , directamente basado en categorías específicas de demanda de esfuerzo cortante, nivel de confinamiento, carga axial, entre otros. La norma para el diseño de estructuras nuevas de concreto ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019), no establece límites específicos a la rotación plástica o curvatura, aunque exige que se diseñe un elemento de borde especial si la demanda de rotación plástica (estimada a partir

de la relación de deriva de techo) es tal, que genera deformaciones unitarias de compresión en el concreto en la fibra extrema superiores a $\epsilon_c = 0,003$.

En la [Figura 30](#), se comparan los límites de rotación plástica (θ_p) establecidos en las normas de Nueva Zelanda y Estados Unidos mencionadas anteriormente, para un rango de relaciones entre la longitud del eje neutro (c) y la longitud del muro (L_w) que dan cuenta de varias cargas axiales y cuantías de refuerzo, para dos secciones transversales de muros diferentes, confinados (ver [Figura 30a](#)) y no confinados (ver [Figura 30b](#)). Las bajas relaciones de c/L_w indican secciones con baja demanda de carga axial o baja cuantía de refuerzo, en los que la ductilidad de la sección está gobernada por la rotura por tracción de la armadura de refuerzo.

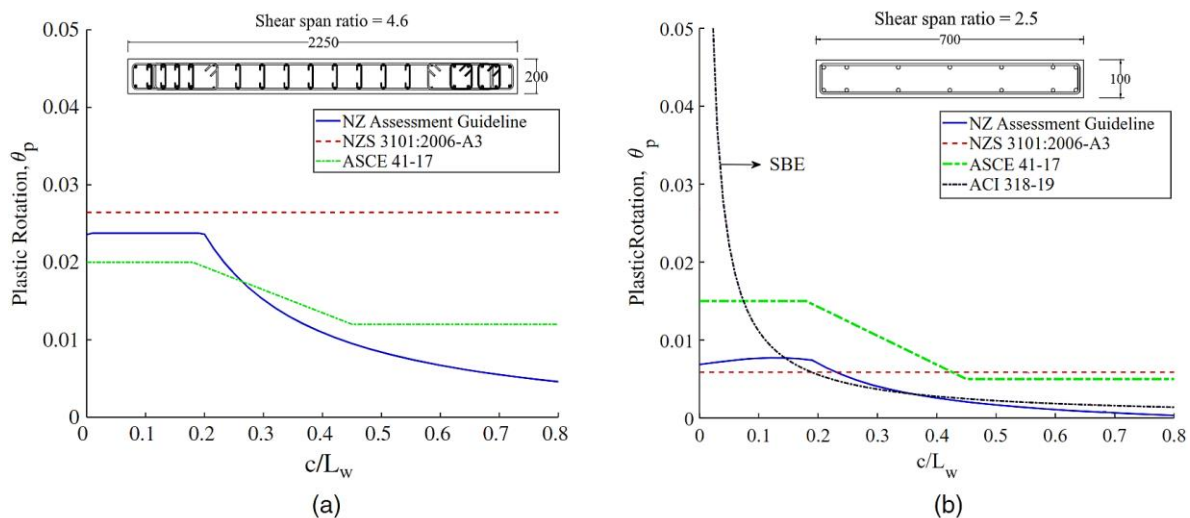


Figura 30. Comparación de los límites de deformación expresados en términos de rotación plástica para diferentes relaciones c/L_w de acuerdo con diferentes normativas para a) Muros con elementos de confinamiento b) muros sin elementos de confinamiento.

Adaptada de Shegay et al. (2019)

Conceptualmente, los límites de diseño de estructuras nuevas deberían ser inferiores a los límites de evaluación, ya que los límites de diseño se basan en estimaciones conservadoras e inferiores de la capacidad de deformación de los elementos; por el contrario, los límites para realizar evaluaciones a estructuras existentes pretenden proporcionar una estimación probable más cercana a la realidad. En este sentido, las disposiciones de la norma NZS 3101:2006 (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017) y de la norma de

evaluación de estructuras de Nueva Zelanda (The Seismic Assessment of Existing Buildings: Technical Guidelines for Engineering Assessment. Part C5 - Concrete Buildings, 2017) no tienen cierta coherencia, debido a que el límite de ductilidad de curvatura de diseño de estructuras nuevas supera el límite implementado para la evaluación de estructuras. Adicionalmente, en la [Figura 30](#), se aprecia que los límites de la norma NZS 3101:2006 (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017) son los únicos límites que son completamente invariables con respecto a c/L_w . De acuerdo con Shegay et al. (2019), los límites de evaluación y diseño de las normas estadounidenses representan inadecuadamente la capacidad de ductilidad de curvatura y son muy sensibles a la variabilidad de parámetros como s/d_b , c/L_w y la demanda de esfuerzo cortante.

Capítulo V. Caso de estudio

Como se explicó en capítulos anteriores, las características propias del sistema de industrializado como los espesores reducidos, conllevan a que la capacidad de disipación de energía y ductilidad de estas edificaciones sean menores en comparación con edificaciones conformadas por muros de mayor espesor y con adecuado confinamiento.

En el presente capítulo se aborda un ejemplo donde se comparan dos detallados del refuerzo para un tramo del muro resaltado en color azul en el edificio mostrado en la [Figura 31](#). El primer detallado (llamado también D-NSR10) fue realizado de acuerdo con los lineamientos actuales de diseño del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010); y el segundo (llamado también D-SG), realizado de acuerdo con ajustes sugeridos por el autor a los requisitos normativos actuales, con base en las debilidades potenciales en el comportamiento sísmico discutidos en los capítulos anteriores, recomendaciones encontradas en la literatura y lineamientos de algunos códigos internacionales.

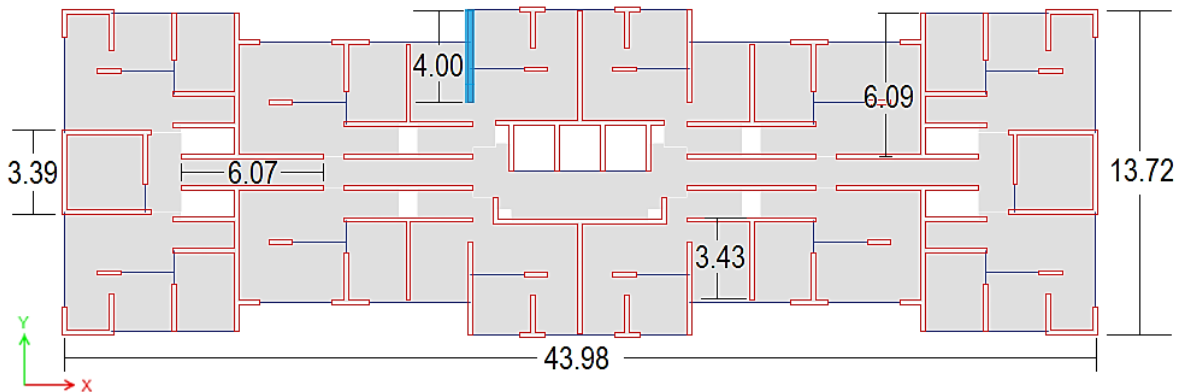


Figura 31. Planta típica del edificio del caso de estudio (dimensiones en metros). Fuente: Propia

El ejemplo fue realizado de acuerdo con la metodología tradicional basada en fuerzas (FBD) a través del software ETABS (Computers and Structures Inc., 2018). La vista 3D de la edificación se muestra en la [Figura 32](#).

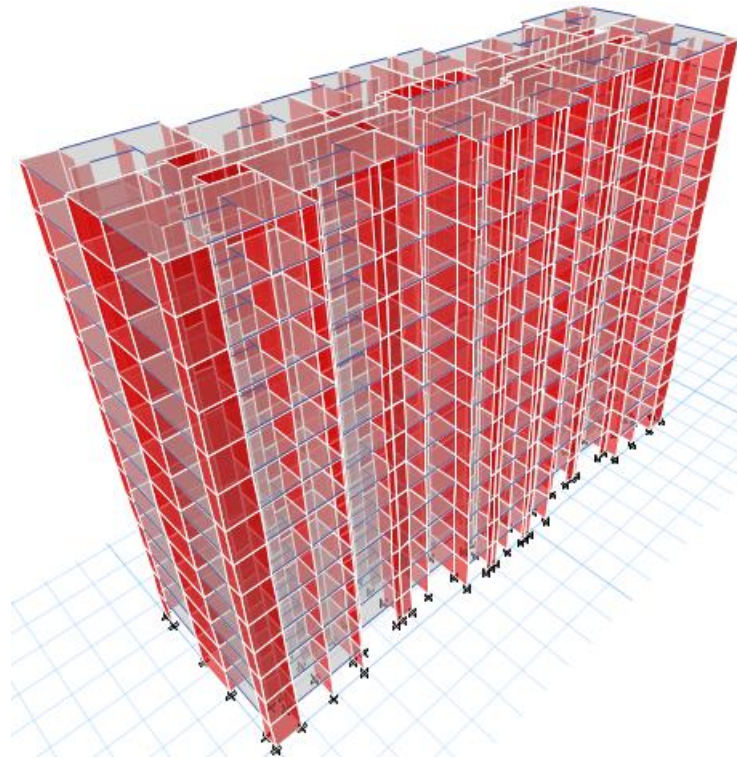


Figura 32. Vista tridimensional del modelo de elementos finitos del edificio del caso de estudio. Fuente: Propia

Las suposiciones para el análisis y diseño del detallado D-NSR10 se describen a continuación:

- Edificación ubicada en el municipio de La Estrella, correspondiente a zona de amenaza sísmica alta (aceleración horizontal pico efectiva $A_a = 0,15$, velocidad horizontal pico efectiva $A_v = 0,25$)
- Suelo tipo D (factores de amplificación por efectos locales $F_a = 1,50$ y $F_v = 1,90$)
- Grupo de uso residencial (coeficiente de importancia $I = 1,00$)
- Cargas muertas debidas al peso propio de la estructura calculado automáticamente por el software asumiendo un concreto reforzado de densidad de 2400 kg/m^3
- Cargas muertas diferentes al peso propio de 2 kN/m^2 (acabados de piso y techo, ductos e iluminación), excepto en zonas de escaleras donde se utilizó $3,00 \text{ kN/m}^2$
- Cargas muertas de muros de fachada asumiendo mampostería de densidad de 1500 kg/m^3 , la cual fue asignada en el perímetro de la edificación donde correspondiera

- Cargas vivas de $1,80 \text{ kN/m}^2$, excepto en zonas de escaleras donde se utilizó $3,00 \text{ kN/m}^2$
- Masa sísmica debida exclusivamente por las cargas muertas
- Análisis con secciones brutas, como suele realizarse en el medio colombiano
- Diafragmas rígidos en su plano, pero con rigidez despreciable fuera del plano
- Excentricidad accidental del 5%
- Edificio regular en planta y altura, y redundante estructuralmente ($\phi_p = 1,0$; $\phi_a = 1,0$; $\phi_r = 1,0$), de modo que $R = R_0 = 5,0$
- Análisis dinámico espectral, con ajuste al 80% del cortante basal obtenido por el método de la fuerza horizontal equivalente
- Concreto para los muros de $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y concreto para las losas de entrepiso de $f'_c = 21 \text{ MPa}$ en todos los niveles
- Refuerzo de los muros $f_y = 490 \text{ MPa}$ (malla electrosoldada), $f_y = 420 \text{ MPa}$ (barras corrugadas)
- Módulo de elasticidad para concreto de densidad normal, calculado mediante $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (formula en MPa), y para el acero de 200000 MPa
- Número de pisos = 15
- Altura libre de entrepiso de $2,40 \text{ m}$
- Espesor de los muros de 120 mm
- Losas de entrepiso de 100 mm
- Periodo fundamental en dirección larga del edificio $T_{1y} = 0,91 \text{ s}$.
- Periodo fundamental en dirección corta del edificio $T_{1x} = 0,91 \text{ s}$.
- Máxima aceleración horizontal de diseño en la dirección larga, $S_{ay} = 0,56$
- Máxima aceleración horizontal de diseño en la dirección corta, $S_{ax} = 0,56$
- Deriva máxima en dirección larga $0,82\%$
- Deriva máxima en dirección corta $0,96\%$

Puesto que las derivas son inferiores al $1,00\%$, el edificio cumple con el límite establecido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010).

Los ajustes sugeridos a los requisitos actuales de análisis y diseño de la NSR-10 de edificaciones conformadas por muros delgados de CR que cuenten con elemento de borde de confinamiento, se presentan en la [Tabla 22](#); la mayoría de los ajustes sugeridos se

orientan a requisitos para muros con detallado DES y DMO. Estos ajustes fueron implementados al realizar el segundo detallado del refuerzo, D-SG, del muro de estudio.

Tabla 22. Ajustes sugeridos para muros delgados de CR con elementos de borde de confinamiento. Fuente propia

Requisito	Debilidades/Problemas potenciales	Ajuste sugerido
Tabla A.3-1	Se espera que los muros de concreto reforzado de espesores reducidos posean una capacidad de disipación de energía limitada ante cargas sísmicas.	Emplear un valor de $R_0 = 3$.
A.4.4.1.f C.8.7.1	Ante cargas sísmicas se esperan pérdidas importantes de rigidez a flexión en este tipo de muros incluso ante valores bajos de deriva, por lo que utilizar secciones brutas en un análisis elástico no sería realista.	Implementar como mínimo los valores de fisuración de rigidez a flexión sugeridos para muros por el ACI 318-19 para análisis elásticos.
C.14.3.2, C.21.9.2.1	La plasticidad podría distribuirse inadecuadamente a lo largo de la región de rótula plástica cuando no existe una cuantía mínima y/o distribución adecuada de refuerzo longitudinal, por lo que la capacidad de deformación de los muros durante las acciones sísmicas podría ser reducida.	Promover la formación de fisuras de flexión secundarias bien distribuidas en la zona de rótula plástica mediante el cumplimiento de las ecuaciones (16) y (17) en los extremos y alma del muro, respectivamente.
C.14.3.4 C.21.9.2.3	Al usar dos capas de refuerzo se proporciona mayor estabilidad durante la construcción, la inestabilidad fuera del plano ocurre de manera más lenta y se produce una mejor distribución de la fisuración, en comparación con muros con una sola capa de refuerzo que son más inestables desde su comportamiento sísmico hasta su proceso construcción.	Limitar el uso de muros con una sola capa de refuerzo en edificaciones ubicadas en zona de amenaza sísmica alta e intermedia.
C.14.3.6	Las barras de refuerzo longitudinal del alma del muro pueden verse sometidas a deformaciones de tracción durante las acciones sísmicas que pueden ocasionar que se doblen cuando no existe refuerzo transversal que restrinja estas deformaciones.	Emplear un refuerzo transversal mínimo para restringir el pandeo en el refuerzo vertical del alma del muro, por ejemplo, como lo establece la norma NZS 3101.2006 y posteriormente validar su efectividad contra el

		pandeo mediante la ecuación (18), especialmente para muros DES.
C.21.9.2.4	Los empalmes por traslapeo ubicados en las zonas potenciales de rótula plástica pueden generar fallos repentinos debido a que las altas concentraciones de deformaciones inelásticas de esta zona se suman al trabajo a tracción del concreto generado por el mecanismo de transferencia de esfuerzos de un empalme.	Restringir los empalmes por traslapeo en las secciones críticas a flexión y fuerzas axiales del muro como lo establece el numeral 18.10.2.3.c del ACI 318-19.
C.21.9.6.2	Dentro de las suposiciones del enfoque basado en desplazamientos para requerir elemento de borde se asume que la rótula plástica se concentra en una longitud igual a $0.50L_w$; sin embargo, se ha encontrado que en muros característicos del sistema industrializado la rótula plástica se concentra en una longitud menor, por lo que la ecuación (C.21-11), debería ajustarse para estos muros.	Utilizar la ecuación (29), para validar si se requieren elementos de borde de confinamiento en muros delgados de CR, con detallado DES o DMO.
C.21.9.6.4.c	Las disposiciones del refuerzo transversal del elemento de borde tendientes a evitar el pandeo de las barras longitudinales ubicadas dentro de las zonas de rótulas plásticas, no se basan en suficientes respaldos teóricos y pueden ignorar efectos de cargas cíclicas y fatiga de bajo ciclo.	Verificar que la disposición del acero transversal en el elemento de borde dentro de las zonas de rótula plástica cumpla con la ecuación (18), para elementos de borde de muros DES.
No incluido	La ausencia de requisitos que limiten el espesor del elemento de borde genera un alto potencial de que se produzcan fallas por inestabilidad lateral.	Utilizar como mínimo los requisitos de esbeltez del ACI 318-19 o de espesor mínimo establecido en la norma NZS 3101:2006, o emplear como aproximación la ecuación (15) para determinar la relación de esbeltez máxima permitida.
No incluido	Las altas ALR hacen que las secciones se encuentren controladas por compresión, sea susceptibles de sufrir fallas frágiles y tengan menor ductilidad.	Limitar la ALR a valores máximos de 0.35.

Adicional a los ajustes sugeridos en la [Tabla 22](#), en la [Tabla 23](#) se presentan los requisitos para muros delgados de CR en los que se prescinde de elemento de borde de confinamiento.

Tabla 23. Ajustes sugeridos para muros delgados de CR sin elementos de borde de confinamiento. Fuente propia

Requisito	Debilidades potenciales	Ajuste sugerido
Tabla A.6.4-1	Los muros de espesores reducidos en los que se omite el elemento de borde de confinamiento no alcanzan a desarrollar niveles de deriva del 1.00%, por lo que este límite normativo sería elevado.	Emplear el valor límite recomendado en la literatura para la deriva de entepiso de 0.50% o usar la ecuación (19) para estimar una capacidad de deriva de techo como referencia.
C.21.9.2.1, C.14.3.2	La plasticidad podría distribuirse inadecuadamente a lo largo de la región de rótula plástica cuando no existe un elemento de borde confinamiento y una cuantía de refuerzo longitudinal mínima, por lo que la capacidad de deformación durante las acciones sísmicas puede ser reducida.	Promover la formación de fisuras de flexión secundarias bien distribuidas en la zona de rótula plástica mediante el cumplimiento de la ecuación (6).

A continuación, se presenta en la [Tabla 24](#) un resumen de las principales diferencias de los parámetros utilizados en la elaboración de los dos despieces.

Tabla 24. Resumen de las diferencias principales de los despieces de los dos muros del caso de estudio. Fuente propia

Parámetro	Diseño de acuerdo con NSR10 (D-NSR10)	Diseño de acuerdo con ajuste sugerido (D-SG)
Coefficiente de fisuración para el momento de inercia (I_e/I_g)	1,00	0,50
t_w	120 mm	200 mm
ALR	9,13%	6,62%
H/t_w , máximo ^a	12,61	13,45
H/t_w , actual	20,00	12,00
L_p asumida ^b	2000 ^c	800 ^d
L_p estimada ^e	1036	1381

¿Requiere elemento de borde por el método basado en esfuerzos?	Si	Si
¿Requiere elemento de borde por el método basado en desplazamientos?	No	Si ^f
ρ_l	0,25%	0,47%
ρ_t	0,25%	0,25%
ρ_{BE}	1,04%	0,80%
ρ_{le} , requerido ^g	0,63%	0,63%
ρ_{le} , suministrado ^h	0,99%	0,86%
ρ_l , requerido ^g	0,27%	0,31%
ρ_l , suministrado ^h	0,26%	0,34%
Tipo de refuerzo longitudinal y transversal	Malla electrosoldada ⁱ	Barras convencionales
d_b , elemento de borde	9,5 mm	12,7 mm
d_t , elemento de borde	9,5 mm	9,5 mm
s/d_b	4,21	5,12
Ductilidad de curvatura ^j	N/A ^p	12
Ductilidad de desplazamiento ^k	N/A	2,76
Coefficiente de disipación de energía, R	5	3
Modo de pandeo esperado (dir. X) ^l	Mayor a 1	1
Modo de pandeo esperado (dir. Y) ^l	1	1
$V_u / ((0.68\sqrt{f'_c})A_{cv})$	0,11	0,13
Deriva máxima de entrepiso de todo el edificio ^m	0,96 %	1,42 %
Demanda de deriva de techo del muro de estudio (δ_u/H_w) ⁿ	0,60 %	0,88 %
Capacidad de deriva de techo del	N/A ^p	2,46 %

muro de estudio (δ_c/H_w) ^o		
--	--	--

^a Estimado de acuerdo con la expresión del estudio de Dashti et al. (2021). ^b Longitud de rótula plástica asumida para la estimación del requisito del elemento de borde de acuerdo con el enfoque basado en desplazamientos. ^c $L_w*0.50$. ^d $L_w*0.20$. ^e Estimado de acuerdo con la expresión del estudio de R. D. Hoult et al. (2018). ^f Estimado a partir de la ecuación (C.21-11) de la NSR-10 con la longitud de rótula plástica asumida ($L_w*0.20$). ^g Estimado de acuerdo con las expresiones del estudio de Lu et al. (2018). ^h Suministrado en la longitud recomendada por Lu et al. (2018). ⁱ Malla electrosoldada como refuerzo para entender esfuerzos de flexo-compresión y cortante, y barras convencionales en el elemento de borde como es común emplear en la práctica colombiana. ^j Estimado de acuerdo con la expresión del estudio de Shegay et al. (2019). ^k Estimado de acuerdo con la expresión del estudio de (Pérez, 2019). ^l Estimado de acuerdo con el procedimiento establecido por Tripathi & Dhakal (2021). ^m Deriva horizontal máxima de entrepiso de todo el edificio, estimada de acuerdo con el capítulo A.6 de la NSR-10. ⁿ Deriva horizontal máxima de techo del muro de estudio. ^o Estimada de acuerdo con la expresión del estudio de Abdullah & Wallace (2019). ^p Debido a que se emplearon mallas de alambre electrosoldado ($f_u/f_y < 1,20$), no es adecuado emplear las expresiones del estudio de Shegay et al. (2019) y Abdullah & Wallace (2019) para estimar la ductilidad de curvatura y capacidad de deriva de techo del muro, respectivamente.

Para el despiece D-NSR10, se pensó en implementar los detalles de acero de refuerzo típicos que actualmente se utilizan en Colombia, por ejemplo, el uso de mallas de alambre electrosoldado como refuerzo de flexo-compresión y cortante y elementos de borde conformados por barras de acero dúctiles.

La relación de esbeltez máxima calculada fue aproximadamente de 13 para ambos detallados, lo cual se cumplió aumentando el espesor del muro t_w en el detallado D-SG a 200 mm, esto también representó que disminuyera la ALR de 9,13 a 6,62%.

La longitud de rótula plástica estimada fue de 1036 mm y 1381 mm para D-NSR10 y D-SG, respectivamente, muy inferior a 2000 mm ($0,50L_w$) que comúnmente se asume en algunas normas de diseño, como por ejemplo la colombiana; en este sentido, al emplear una longitud de rótula plástica menor se hubiera requerido elemento de borde de confinamiento en ambos detallados tanto por el método de los desplazamientos, como por el método de los esfuerzos. Con los requisitos actuales del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010), no era necesario disponer elemento de borde por el método de los desplazamientos.

Para el diseño a flexo-compresión del detallado D-NSR10 bastó con la cuantía mínima ρ_l y ρ_t de 0,25 %; por el contrario, para el detallado D-SG se requirió aumentar la cuantía ρ_l a 0,47 % de para atender los esfuerzos de flexo-compresión; este aumento se puede deber al uso de un coeficiente disipación de energía, R, de 3 y al uso de las secciones fisuradas

($I_e/I_g = 0,50\%$). Los requisitos de ρ_{le} y ρ_l para promover la distribución de plasticidad y fisuración distribuida en las zonas de rótula plástica (Lu et al., 2018) se cumplieron en ambos detallados; sin embargo, en el detallado D-SG fue necesario aumentar el diámetro de las barras longitudinales del elemento de borde a #4 para cumplir con esto.

La ductilidad de curvatura estimada mediante el enfoque de Shegay et al., (2019) para el detallado D-SG fue de 12; lo anterior, debido a que la relación s/d_b fue de 5,12 y terminó gobernando el límite $K_{d_m\acute{a}x}$. De igual forma, la ductilidad por desplazamiento estimada fue de 2,76. Para el detallado D-NSR10 no fue posible calcular la ductilidad de curvatura, ni la ductilidad por desplazamiento debido a que como la relación f_u/f_y era menor a 1,20, se salía del rango de aplicación de algunas expresiones.

A pesar de que el detallado D-NSR10 tenía una separación $s/d_b = 4,21$, el modo de pandeo esperado en la dirección X de acuerdo con la metodología de Tripathi & Dhakal (2021) era mayor a 1. Para la dirección Y, se espera un modo de pandeo igual a 1 debido a que la corta longitud de las ramas/estribos brindan una alta rigidez axial. El detallado D-SG fue concebido para cumplir con un modo de pandeo igual a 1 en ambas direcciones, lo cual se logró usando estribos cerrados de confinamiento superpuestos, especialmente para un eventual pandeo potencial en dirección X; para la dirección Y fue fácil cumplir con esto, nuevamente debido a que los cortos espesores del elemento favorecen la implementación de refuerzo transversal con alta rigidez.

La capacidad de deriva de techo del detallado D-SG fue de 2,46%, superior al $1,5(\delta_u/H_w)$ que establece el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) como nuevo requisito para elementos de borde especiales. Para el muro D-NSR10 no era adecuado emplear la expresión de (Abdullah & Wallace, 2019) para estimar la capacidad de deriva de techo debido a que la relación f_u/f_y era menor a 1,20 por haber implementado mallas de alambre electrosoldado.

La relación entre el cortante último, V_u , y el límite de cortante, $(0.68\sqrt{f'_c})A_{cv}$, impuesto por el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) fue de 0,11 y 0,13 para los detallados D-NSR10 y D-SG, respectivamente, muy inferior al valor de 1,00 asumido en la expresión (22); de igual forma, la relación δ_u/H_w fue de 0,60% y 0,88%, para los detallados D-NSR10 y D-SG, respectivamente, inferiores al

1,50% asumido en esta misma expresión. Lo anterior puede deberse a la alta densidad de muros estructurales en dirección Y con las que cuenta la edificación en estudio.

Con el fin de obtener un estimativo del costo de los dos detallados, se realizó el cálculo aproximado de la relación entre la masa de acero de refuerzo y el volumen teórico de concreto para cada detallado, sin considerar desperdicios de materiales, ni traslapes y/o ganchos del acero. Para el detallado D-NSR10 se obtuvo una relación total de 161 kg/m³ discriminados así: 119 kg/m³ correspondientes al acero longitudinal y transversal del elemento de borde, y 42 kg/m³ correspondientes a las mallas de alambre electrosoldado. Para el detallado D-SG se obtuvo una relación total de 121 kg/m³ discriminados así: 77 kg/m³ correspondientes al acero longitudinal y transversal del elemento de borde, y 45 kg/m³ correspondientes al acero de refuerzo vertical del alma del muro y al refuerzo horizontal del muro. Cabe señalar que el detallado D-NSR10 tiene una sección transversal de 0,48 m² y el detallado D-SG de 0,80 m², lo cual significa que se requeriría un mayor volumen de concreto (67% más aproximadamente) para construir un metro lineal de muro en altura en el detallado D-SG. En este orden de ideas, se requeriría un total aproximado de 77 y 97 kg de acero para construir un metro lineal de muro en alzado para los detallados D-NSR10 y D-SG, respectivamente (26% más de acero, aproximadamente).

Finalmente, en las [Figura 33](#) y [Figura 34](#), se presentan las secciones transversales y detallado en alzado para los casos D-NSR10 y D-SG, respectivamente.

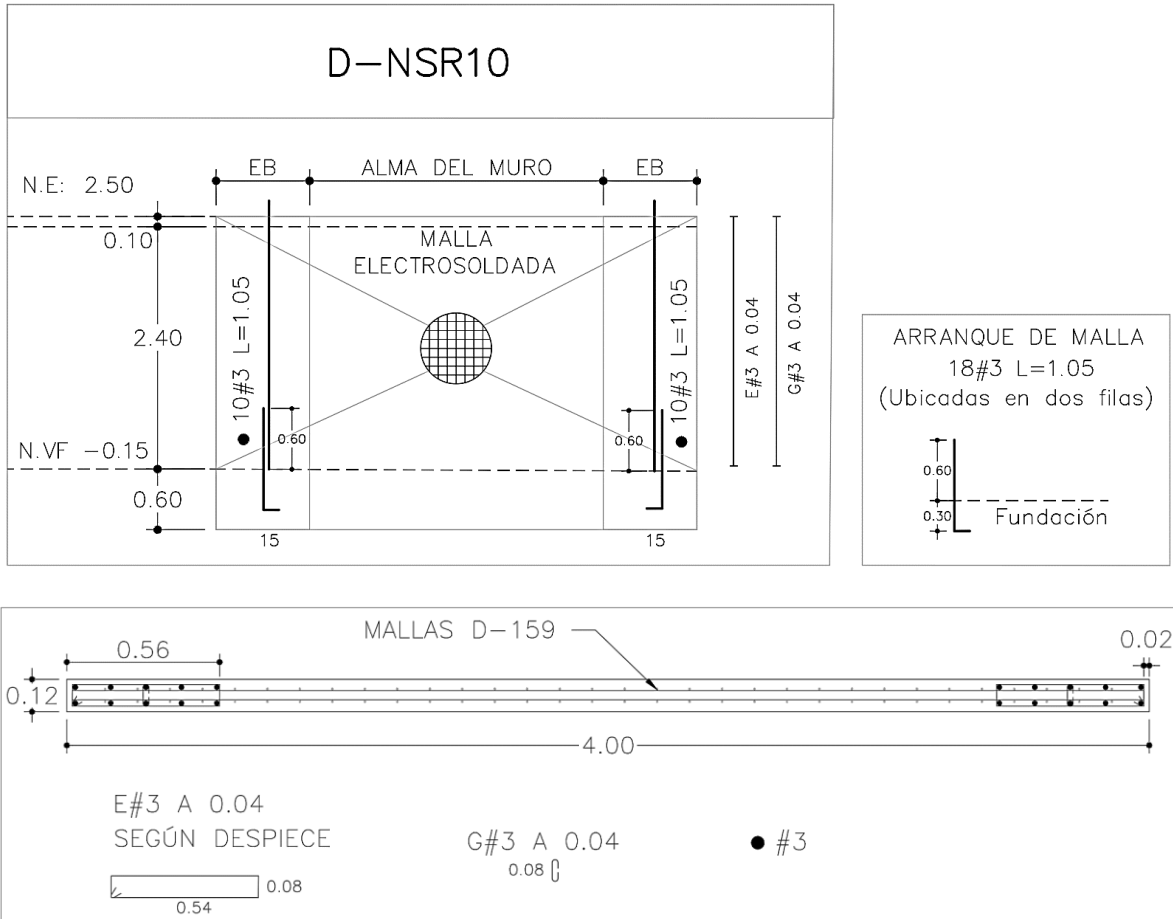


Figura 33. Despiece D-NSR10. Fuente: Propia

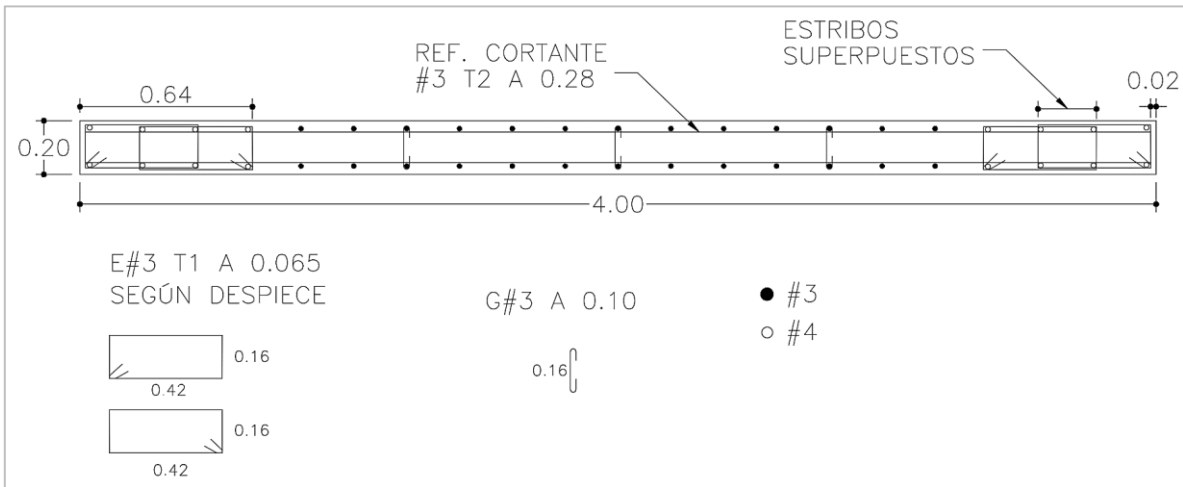
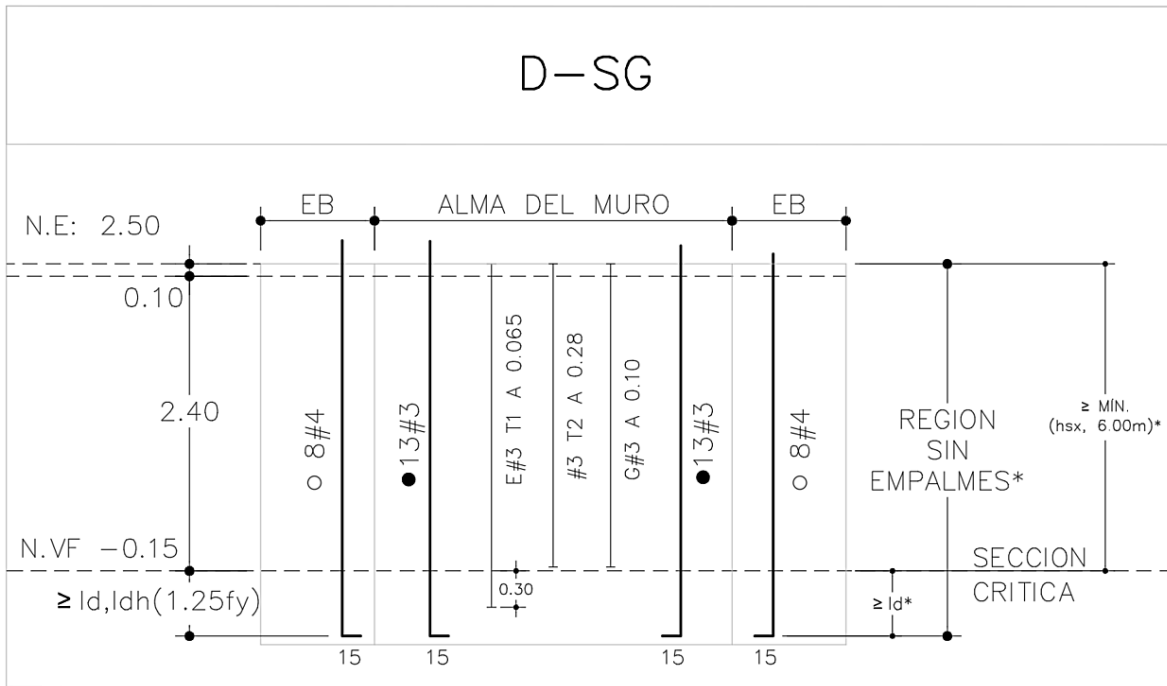


Figura 34. Despiece D-SG. Fuente: Propia

Capítulo VI. Conclusiones, recomendaciones para el diseño de edificios con muros delgados de CR y sugerencias para investigaciones futuras

En el presente trabajo se analizaron las más recientes investigaciones realizadas a muros de CR para conocer su comportamiento sísmico esperado ante diferentes parámetros. Teniendo en cuenta estas evidencias -algunas experimentales otras numéricas o analíticas- relatadas a lo largo del documento aplicadas a muros delgados de CR, se concluye de manera general que el efecto de cada uno de estos parámetros en la respuesta ante cargas sísmicas conduce a un cuestionamiento sobre el desempeño y vulnerabilidad de este sistema estructural, por lo que a criterio del autor se hace necesario complementar las disposiciones normativas relacionadas al diseño y análisis de este tipo de sistema constructivo en el país, como ya se ha realizado en las normativas de diseño de otros países.

6.1. Conclusiones

A continuación, se presentan las conclusiones provenientes de la revisión de literatura sobre el efecto de las variables estudiadas en el Capítulo II y III en el comportamiento sísmico de muros delgados de CR.

- El uso de cuantías de refuerzo longitudinal pequeñas en el elemento de borde es deseable en comparación con cuantías de refuerzo longitudinal grandes (entiéndase por cuantías pequeñas las cercanas a las cuantías mínimas sugeridas en la literatura y cuantías grandes las cercanas al 4%), debido conducen a que aumente la $\epsilon_{glob,cr}$ que desencadena el fallo por inestabilidad fuera del plano; sin embargo, debe haber una cuantía de refuerzo longitudinal mínima concentrada en los extremos del muro para que se produzca una adecuada distribución de plasticidad como ha sido comprobado por Lu et al. (2018).
- Los muros reforzados con dos capas de refuerzo requieren que una de las dos capas fluya en compresión antes de que puedan producirse grandes desplazamientos fuera del plano, y esto puede ocurrir cuando la rigidez de una capa de refuerzo se reduce debido al efecto Bauschinger y/o a la plastificación en compresión. De esta forma, en los muros con dos capas de refuerzo, la aparición

de deformaciones fuera del plano y la posterior formación de la inestabilidad requieren fuerzas de compresión más grandes, en comparación con muros de una sola capa de refuerzo.

- La cuantía de refuerzo longitudinal del alma del muro no tuvo efectos importantes en el desarrollo de la inestabilidad lateral fuera del plano, por lo que el comportamiento de este fenómeno está controlado principalmente por el elemento de borde.
- El espesor de los muros de CR es uno de los aspectos más importantes en el desarrollo de la inestabilidad fuera del plano, siendo más benéfico implementar secciones de muros con mayor espesor. El espesor contribuye a mejorar el comportamiento porque permite el uso de mayores espesores de concreto de recubrimiento que aumentan la restricción contra el pandeo de las barras longitudinales, facilita el proceso constructivo en cuanto a la adecuada colocación del refuerzo, contribuye a la disposición apropiada de elementos de borde que confinen adecuadamente el concreto, entre otros.
- Al aumentar la altura del libre del muro y la rotación de los elementos que le brindan apoyo, se incrementa la posibilidad de que se produzca inestabilidad lateral fuera del plano; de igual forma, las condiciones de borde de los apoyos del muro inciden en la altura involucrada en la inestabilidad fuera del plano.
- La longitud del muro también incide en el desarrollo de la inestabilidad fuera del plano. Los muros más largos desarrollan mayores deformaciones de tracción en el acero de refuerzo longitudinal y por lo tanto son más susceptibles al pandeo.
- El uso de concretos con mejores capacidades a compresión retrasa el inicio de fallos localizados como desprendimiento del concreto de recubrimiento y/o aplastamiento; debido a esto, los muros con concretos de menor resistencia a la compresión son más susceptibles de sufrir inestabilidad lateral fuera del plano.
- El nivel de carga axial en un muro tiene un efecto similar al anterior, debido a que los elementos con mayores demandas de compresión son más susceptibles de sufrir desprendimiento del concreto de recubrimiento y/o aplastamiento del concreto en etapas más tempranas de carga y de esta forma inducen modos de fallas locales en el elemento; asimismo, los elementos sometidos a flexo compresión con cargas

axiales que exceden el punto balanceado, son susceptibles a desarrollar fallas frágiles que disminuyen la capacidad de deformación lateral del elemento.

- La inestabilidad lateral fuera del plano es uno de los aspectos indeseados que más toma importancia en el comportamiento sísmico de muros delgados de CR, por lo que el ingeniero diseñador debe considerar en el diseño alguna condición que limite la deformación global de tracción crítica del refuerzo longitudinal de acuerdo con la demanda de desplazamiento en el plano a la que se pueda someter un muro y así, permita evitar el pandeo por inestabilidad lateral global. Aunque se evidenció que hay muchas variables que inciden directamente en el pandeo lateral como la carga axial, longitud del muro, cuantía de refuerzo longitudinal, cuantía del elemento de borde, resistencia a la compresión del concreto, altura libre del muro, condiciones de borde de los apoyos, disposición del refuerzo longitudinal, cargas fuera del plano, entre otras, algunas de estas pueden ser más controlables que otras por el ingeniero diseñador desde el punto de vista práctico del diseño como la relación de esbeltez, disposición del refuerzo y cuantía de refuerzo del elemento de borde; por el contrario, hay otras variables sobre las cuales no se puede ejercer tanto control desde el diseño como por ejemplo la altura libre y las condiciones de apoyo. De esta forma, se sugiere abordar parámetros como el espesor y detallado del refuerzo para controlar la inestabilidad fuera del plano.
- Las mallas de alambre electrosoldado elaboradas mediante trefilado son menos dúctiles que las barras de refuerzo convencionales debido a su proceso de fabricación. Por lo que los muros en los que el refuerzo se encuentra conformado por estas mallas presentan menores capacidades de disipación de energía. Este aspecto toma mayor importancia para el comportamiento sísmico en edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, donde se requieren grandes capacidades de ductilidad en los elementos.
- Las cargas bidireccionales poseen un mayor potencial de producir inestabilidad fuera del plano, debido a que reducen tanto la deformación crítica de tracción como la deriva en el plano que desencadena la inestabilidad fuera del plano; por esto, siempre es importante tener en cuenta desde la modelación que las fuerzas sísmicas en un muro pueden provenir con una inclinación cualquiera con respecto a su plano, y por lo tanto, actuar de manera simultánea en las dos direcciones

principales de la edificación. Por ejemplo, en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, (NSR-10, 2010) se propone contemplar esto a través de los efectos ortogonales; por su parte, en los estudios de Niroomandi (2018) y Niroomandi et al. (2021) se encontró que el efecto más desfavorable en cuanto a inestabilidad lateral fuera del plano es un patrón de carga diagonal horizontal actuando a 45°.

- La capacidad de deriva de muros de CR tiene una relación directa con parámetros como: la relación entre la profundidad del eje neutro y el ancho del elemento de borde, c/b ; la relación entre la longitud del muro y el ancho del elemento de borde, L_w/b ; la magnitud del esfuerzo cortante último del muro y la configuración del refuerzo transversal del elemento de borde. En cambio, no demostró tener una relación directa con la variación de parámetros como: la relación entre área total de refuerzo transversal dentro de elemento de borde proporcionada y requerida ($A_{sh \text{ proporcionada}}/A_{sh \text{ requerida}}$); s/d_b ; el espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento, h_x ; la ARL (en rangos entre 0 y 0,35).
- Los muros con espesores reducidos característicos del sistema industrializado sufren grandes pérdidas de rigidez a flexión cuando se someten a cargas laterales por lo que su desempeño sísmico podría ser limitado.
- La rótula plástica de los muros de CR característicos del sistema industrializado se concentra en longitudes reducidas en comparación con muros de CR que cuentan con un detallado adecuado y en los que se espera una adecuada distribución de plasticidad. Esto implica que las expresiones comúnmente usadas en la literatura para estimar la longitud de rótula plástica podrían no ser válidas para este tipo de muros con espesores reducidos.
- El efecto de acoplamiento de muros de CR con otros elementos como losas o vigas genera en los muros un aumento de las demandas de carga axial, cortante y momento producidas por efectos sísmicos, siendo mayores cuando se incrementa la cuantía de refuerzo y rigidez del elemento de acoplamiento.
- En R. D. Hault (2019), se sugiere una formulación para calcular el ancho efectivo de las aletas en muros en “C” para tener en cuenta los efectos del retraso de cortante; sin embargo, para la mayoría de los casos, los requisitos para estimar el ancho

efectivo que se establecen en la NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, 2010) y ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) resultan más conservadores.

6.2. Recomendaciones

A continuación, se presentan las recomendaciones del trabajo de investigación, algunas de ellas tendientes a las pautas de diseño actuales de la normativa colombiana. Es importante mencionar que para algunas recomendaciones se hará referencia a los requisitos establecidos en otras normas latinoamericanas como las de Chile, Perú, e internacionales como Nueva Zelanda, donde también se ha visto implementado este sistema constructivo de muros delgados:

- Se sugiere implementar un valor máximo normativo a la relación de esbeltez en la nueva versión de la NSR, especialmente en edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, como se realiza en otras normativas internacionales que fueron descritas en el capítulo IV, o que el ingeniero diseñador considere la posibilidad de que se presente inestabilidad lateral en los muros; por ejemplo, podría realizarse mediante la ecuación predictiva (15) de Dashti et al., (2021) para determinar la relación de esbeltez máxima de muros en función de la deriva esperada, la cuantía de refuerzo del elemento de borde y longitud del muro.
- Debido a que la deformación fuera del plano es mayor en muros rectangulares con grandes cuantías de refuerzo longitudinal en el elemento de borde y muros largos; en lugar de emplear un único muro corto con cuantía de refuerzo longitudinal elevada, sería más conveniente emplear varios muros cortos con cuantías de refuerzo longitudinal bajas que brinden un comportamiento equivalente al de un muro largo para controlar la inestabilidad lateral, como se observó en Dashti, Tripathi, et al. (2020).
- Dado el efecto nocivo de cuantías elevadas en el elemento de borde en la inestabilidad fuera del plano, se sugiere emplear un adecuado detallado del refuerzo transversal que contribuya a evitar el pandeo prematuro de las barras longitudinales antes de cumplir las exigencias de derivas del diseño, especialmente en muros de

edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta; por ejemplo, se sugiere emplear la metodología para el detallado de refuerzo transversal en las zonas de rótula plástica propuesta en Tripathi & Dhakal (2021), y tener presente que el uso de estribos cerrados de confinamiento superpuestos es más efectivo que emplear un único estribo cerrado de confinamiento perimetral y ganchos suplementarios.

- Aunque generalmente las barras de refuerzo longitudinal localizadas en el alma no cuentan con requisitos de refuerzo transversal para evitar el pandeo, en terremotos pasados se ha observado que algunas barras de refuerzo longitudinal del alma de muros de CR también han sido susceptibles de sufrir daños, y aunque estas no se encuentran sometidas a grandes deformaciones de compresión, si suelen sufrir deformaciones de tracción que pueden ocasionar que se doblen durante las fuerzas sísmicas (Tripathi & Dhakal, 2021). Por lo que las disposiciones de la ecuación (18) también podrían ser aplicadas a las barras de refuerzo del alma ubicadas en las zonas de rótula plástica, además de que este refuerzo transversal aumentaría la resistencia a la compresión del concreto del alma debido al confinamiento y así se contribuye a mejorar la resistencia al cortante. Aunque el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) no cuenta con requisitos de refuerzo transversal para evitar pandeo de las barras longitudinales localizadas en el alma dentro de la zona de rótula plástica, la norma de diseño de Nueva Zelanda (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017) si cuenta con algunas disposiciones para esto.
- Se sugiere limitar el uso de muros con una sola capa de refuerzo ya que son más susceptibles a la inestabilidad fuera del plano, debido a la poca estabilidad estructural que tienen en comparación con los muros con dos capas de refuerzo, especialmente en muros de edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, que tengan una altura mayor a 20 y 12m, respectivamente.
- Se sugiere evitar el uso de muros con malla de alambre electrosoldado de baja ductilidad, especialmente en muros de edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, o al menos restringir su uso en las secciones críticas del muro como por ejemplo los primeros pisos de la edificación, en los cuales se espera que se concentren las deformaciones inelásticas del muro. Por ejemplo,

como valor de referencia, Arteta et al. (2018) recomiendan utilizar este tipo de refuerzo solamente en el tercio superior de la altura de la edificación.

- Se sugiere implementar valores menores del coeficiente de disipación de energía, R_0 , en la nueva versión de la NSR. Por ejemplo, como valor de referencia Arteta et al. (2018) sugieren tomar 3,0 o la norma peruana (Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030, Diseño Sismorresistente, 2018) implementa un valor de 4,0, para el sistema de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada.
- Se sugiere implementar en la nueva versión de la NSR una disposición relacionada con la cuantía mínima de refuerzo longitudinal para que ocurra fisuración secundaria y así se garantice que la plasticidad se distribuya adecuadamente a lo largo de la longitud de la rótula plástica en este tipo de muros. Por ejemplo, se sugiere implementar una ecuación similar a la (6) sugerida por R. D. Hoult et al. (2018) o a las ecuaciones (16) y (17) propuestas por Lu et al. (2018). Cabe mencionar que las ecuaciones (16) y (17) han sido adoptadas como requisitos en la norma de Nueva Zelanda (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017) para muros dúctiles y con ductilidad limitada, mientras que en el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario, ACI 318S-19, 2019) se ha adoptado la ecuación (16) para muros especiales.
- Se sugiere implementar límites a la relación de carga axial en la nueva versión de la NSR, ya que se evidenció que esta variable se encuentra relacionada directamente con la ductilidad del muro. Este aspecto puede tomar más importancia en este tipo de muros delgados de CR en los que se presume que por sus características alcanzarán valores más bajos de ductilidad. Por otra parte, en Niroomandi (2018) y Niroomandi et al. (2021) se observó que controlar los valores de carga axial fue importante para evitar un fallo por cortante fuera del plano en los muros. Como valores de referencia se pueden emplear los límites establecidos en otras normativas, como por ejemplo la norma neozelandesa (Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, 2017) que recomienda un valor límite máximo de ALR de 0,30 para muros con detallados dúctiles o el valor de 0,35 establecido en la norma chilena (Reglamento Que Fija Los Requisitos de Diseño y Cálculo Para El Hormigón Armado, D.S. N° 60 (V. y U.), 2011).

- Se sugiere emplear valores de la longitud de rótula plástica acordes con muros delgados; por ejemplo, en el estudio de R. D. Hoult et al. (2018) y R. Hoult, Goldsworthy, et al. (2020) se evidenció que la longitud de rótula plástica se concentraba en menores longitudes que las que se obtienen mediante algunas de las expresiones encontradas en la literatura como las de Priestley et al. (2007) y Constantin (2016). Asimismo, se sugiere ajustar la ecuación (C.21-11) del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10, 2010) a las características de muros delgados, teniendo en cuenta que la L_p se concentra en una menor longitud a la asumida como se presentó anteriormente en el capítulo II y III.
- Dada la ductilidad limitada que pueden presentar los muros delgados de CR, se sugiere limitar la deriva máxima de entrepiso que puede alcanzar este sistema constructivo. Por ejemplo, como valores de referencia se tienen los establecidos en la norma peruana y en el estudio de Arteta et al. (2018), los cuales sugieren un límite de deriva de 0,50% de la altura de piso cuando se empleen secciones sin fisurar y 0,71% cuando se empleen secciones fisuradas. Sin embargo, cabe resaltar que Blandón & Bonett (2020) afirman que los muros cortos, delgados, con una sola capa de refuerzo y sin elementos de borde de confinamiento se podrían usar en edificaciones en las que existen otros muros largos que si se encuentren adecuadamente detallados (especialmente en cuanto al confinamiento), debido a que, en este caso, los muros cortos no controlarán el comportamiento sísmico del edificio.
- Se sugieren implementar coeficientes mínimos de fisuración (I_e/I_g) para el análisis y diseño de muros delgados de CR, para tener en cuenta el efecto de la respuesta inelástica de los miembros producto de los efectos sísmicos y la consecuente disminución de la rigidez efectiva, debido a que Blandon et al. (2018), Blandón & Bonett (2020) y Ortega et al. (2021) evidenciaron que los muros delgados rectangulares sufrían grandes pérdidas de la rigidez inicial incluso sin alcanzar un nivel de deriva de entrepiso del 0,70%. Adicionalmente, para muros en “C” donde las aletas desempeñan un papel importante en los esfuerzos cortantes, R. D. Hoult & Beyer (2020) sugieren un coeficiente de reducción de rigidez a cortante de 0,40

para niveles de desempeño en servicio (lineal) y 0,20 para el nivel de desempeño en el sismo máximo considerado.

- Se sugiere tener en cuenta que el efecto de acoplamiento que pueden generar otros elementos conectados a los muros como losas o vigas y la rigidez de los mismos, genera aumentos en las solicitaciones provenientes de efectos sísmicos, tal como lo observó en Ramos & Hube (2020) y Ramos & Hube (2021) con edificios de muros con losas como elementos de acoplamiento.
- Si el ingeniero diseñador opta por emplear muros con espesores menores o iguales a 150 mm con una sola capa de refuerzo, se sugiere limitar la altura máxima de la edificación de acuerdo con los valores de referencia propuestos por Arteta et al. (2018), por ejemplo, un máximo de 24 m para edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja, 20 m para edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y 12 m para edificaciones ubicadas en zonas de amenaza sísmica alta.
- Finalmente, se sugiere al ingeniero diseñador abordar con cautela el diseño de estos muros delgados de CR, teniendo en cuenta los aspectos tratados a lo largo de este documento sobre el comportamiento sísmico que pueden presentar y más aún cuando actualmente no existen requisitos normativos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10, 2010) que regulen este sistema constructivo en el país.

6.3. Sugerencias para futuras investigaciones

Se sugiere realizar más investigaciones analíticas, numéricas y/o experimentales a edificaciones conformadas por muros delgados de CR, que permitan aportar recomendaciones a las pautas de diseño de la próxima versión de la NSR. A continuación, se presentan sugerencias sobre oportunidades futuras de investigación que pueden servir para aumentar el conocimiento sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de CR:

- Se sugiere realizar estudios para adaptar las expresiones numéricas encontradas en la literatura y algunos códigos internacionales de referencia al medio colombiano, debido a que algunas de ellas se basan en suposiciones de análisis y diseño que actualmente no son empleadas típicamente en Colombia. Por ejemplo, límites de deriva menos restrictivos, expresiones que vienen dadas a partir de análisis en los

que es obligatorio emplear coeficientes de fisuración, expresiones derivadas a partir de elementos con secciones de mayores espesores, entre otras.

- Se sugiere realizar investigaciones sobre aspectos relacionados con temas constructivos del sistema industrializado y las implicaciones que puedan tener en su comportamiento sísmico.
- Se sugiere profundizar más sobre el comportamiento de edificaciones conformadas por muros delgados de CR en zonas de amenaza sísmica baja.
- Se sugiere revisar más investigaciones sobre el comportamiento de muros con geometrías diferentes a rectangulares, ya que la mayoría de las revisadas en el presente trabajo se centran en muros con geometrías rectangulares.
- Como los modelos analíticos de la literatura para predecir la inestabilidad fuera del plano se desarrollan basándose en el mecanismo de inestabilidad global y teniendo en cuenta que su evolución está dada dependiendo de la capacidad a carga de compresión axial en las barras de refuerzo dentro de una altura específica del muro (longitud de pandeo), se sugiere investigar más acerca de la incidencia de la inestabilidad local para las prescripciones de diseño ya que de acuerdo con Dashti, Dhakal, et al. (2020b) el tipo de inestabilidad que se presente en los muros (local o global) puede conducir a diferentes comportamientos en el desplazamiento fuera del plano y degradación de resistencia.
- Se sugiere profundizar más sobre el comportamiento a cortante en muros delgados de CR.

Referencias bibliográficas

- Abdullah, S., & Wallace, J. (2019). Drift Capacity of RC Structural Walls with Special Boundary Elements. *ACI Structural Journal*, 116, 183–194. <https://doi.org/10.14359/51710864>
- Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario, ACI 318S-11, (2011).
- Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario, ACI 318S-14, (2014).
- Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario, ACI 318S-19, (2019).
- Alarcon, C., Hube, M. A., & de la Llera, J. C. (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures*, 73, 13–23. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.047>
- Almeida, J. P., Prodan, O., Tarquini, D., & Beyer, K. (2017). Influence of lap splices on the deformation capacity of RC walls. I: Database assembly, recent experimental data, and findings for model development. *Journal of Structural Engineering*, 143(12), 04017156.
- Almeida, J., Prodan, O., Rosso, A., & Beyer, K. (2017). Tests on Thin Reinforced Concrete Walls Subjected to In-Plane and Out-of-Plane Cyclic Loading. *Earthquake Spectra*, 33(1), 323–345. <https://doi.org/10.1193/101915eqs154dp>
- Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10, (2013). <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/9780784412916>
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17, (2017). <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Arroyo, O., Feliciano, D., Carrillo, J., & Hube, M. A. (2021). Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh. *Engineering Structures*, 241(March), 112455. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112455>
- Arteta, C. A., Blandón, C., Bonett, R., & Carrillo, J. (2018). Estudio del Comportamiento Sísmico de Edificios de Muros Delgados de Concreto Reforzado. *CEER – COLOMBIAN EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH NETWORK, 002–2017*.
- Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98, (1998).
- Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10, (2010).
- Blandon, C. A., Arteta, C. A., Bonett, R. L., Carrillo, J., Beyer, K., & Almeida, J. P. (2018). Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading. *Engineering Structures*, 176(July), 175–187. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.089>

- Blandón, C., & Bonett, R. (2020). Thin slender concrete rectangular walls in moderate seismic regions with a single reinforcement layer. *Journal of Building Engineering*, 28(July 2019). <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101035>
- Bonett, R., Carrillo, J., Blandón, C., Zapata, A., & Arteta, C. (2022). *Characterization of the thin lightly-reinforced concrete wall (TLRCW) buildings in Colombia. Under preparation.*
- Design of Concrete Structures, CSA A23.3:19, (2019).
- Cando, M. A., Hube, M. A., Parra, P. F., & Arteta, C. A. (2020). Effect of stiffness on the seismic performance of code-conforming reinforced concrete shear wall buildings. *Engineering Structures*, 219, 110724. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110724>
- Carrillo, J., Prado, N., & Dominguez, D. (2017). Damage Index Based on Fractal Dimension of Cracking on Thin Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, 114(1), 1649–1658. <https://doi.org/10.14359/51700919>
- Chai, Y. H., & Elayer, D. T. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *Structural Journal*, 96(5), 780–790.
- Chrysanidis, T. (2019). Influence of elongation degree on transverse buckling of confined boundary regions of R/C seismic walls. *Construction and Building Materials*, 211, 703–720. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.271>
- Chrysanidis, T. (2020). Evaluation of Out-of-Plane Response of R/C Structural Wall Boundary Edges Detailed with Maximum Code-Prescribed Longitudinal Reinforcement Ratio. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 14(1), 3. <https://doi.org/10.1186/s40069-019-0378-4>
- Chrysanidis, T. (2021). The effect of longitudinal reinforcement ratio on the lateral buckling behavior of R/C walls modelled using prism elements. *Journal of Building Engineering*, 42, 102456. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102456>
- Acta N° 149, Pub. L. No. 149 (2018).
- Computers and Structures Inc. (2018). *ETABS* (16.2.1).
- Constantin, R.-T. (2016). *Seismic behaviour and analysis of U-shaped RC walls* [École Polytechnique Fédérale de Lausanne]. <https://doi.org/10.5075/epfl-thesis-7133>
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2018a). Blind prediction of in-plane and out-of-plane responses for a thin singly reinforced concrete flanged wall specimen. In *Bulletin of Earthquake Engineering* (Vol. 16, Issue 1). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0211-x>

- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2018b). Evolution of out-of-plane deformation and subsequent instability in rectangular RC walls under in-plane cyclic loading: Experimental observation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47(15), 2944–2964. <https://doi.org/10.1002/eqe.3115>
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2020a). A parametric study on out-of-plane instability of doubly reinforced structural walls. Part I: FEM predictions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(8), 3747–3780. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00828-w>
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2020b). Out-of-Plane Response of In-Plane-Loaded Ductile Structural Walls: State-of-the-Art and Classification of the Observed Mechanisms. *Journal of Earthquake Engineering*, 1–22. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1713928>
- Dashti, F., Dhakal, R., & Pampanin, S. (2021). Design recommendations to prevent global out-of-plane instability of rectangular reinforced concrete ductile walls. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 54(3), 211–227. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.54.3.211-227>
- Dashti, F., Tripathi, M., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2020). A parametric study on out-of-plane instability of doubly reinforced structural walls. Part II: Experimental investigation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(11), 5193–5220. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00898-w>
- Eurocode-8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, (2005).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-DCEC, (2017).
- Hoult, R., Appelle, A., Almeida, J., & Beyer, K. (2020). Seismic performance of slender RC U-shaped walls with a single-layer of reinforcement. *Engineering Structures*, 225(January), 111257. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111257>
- Hoult, R. D. (2019). Shear Lag Effects in Reinforced Concrete C-Shaped Walls. *Journal of Structural Engineering*, 145(3), 04018270. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002272](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002272)
- Hoult, R. D., & Beyer, K. (2020). Decay of Torsional Stiffness in RC U-Shaped Walls. *Journal of Structural Engineering*, 146(9), 04020176. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002733](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002733)
- Hoult, R. D., Goldsworthy, H. M., & Lumantarna, E. (2018). Plastic hinge analysis for lightly reinforced and unconfined concrete structural walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(10), 4825–4860. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0369-x>

- Hoult, R., Goldsworthy, H., & Lumantarna, E. (2018). Plastic Hinge Length for Lightly Reinforced Rectangular Concrete Walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(8), 1447–1478. <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1286619>
- Hoult, R., Goldsworthy, H. M., & Lumantarna, E. (2020). Plastic Hinge Length for Lightly Reinforced C-Shaped Concrete Walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 24(7), 1083–1114. <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1453419>
- Lu, Y., Gultom, R., Ma, Q., & Henry, R. (2018). Experimental Validation of Minimum Vertical Reinforcement Requirements for Ductile Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, 115. <https://doi.org/10.14359/51702048>
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030, Diseño Sismorresistente, (2018).
- Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado, D.S. N° 60 (V. y U.), (2011).
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education. <https://www.accessengineeringlibrary.com/content/book/9780071839440>
- Moreno, O. A., & Uribe, A. A. (2002). *Construcción de viviendas de interés social en el Municipio de Donmatías*. Escuela de Ingeniería de Antioquia.
- Moscoso, J. F., Hube, M. A., & Santa María, H. (2021). Residual Seismic Capacity of Reinforced Concrete Walls with Unconfined Boundaries. *ACI Structural Journal*, 118(5), 205–220. <https://doi.org/10.14359/51732830>
- The Seismic Assessment of Existing Buildings: Technical Guidelines for Engineering Assessment. Part C5 - Concrete Buildings, (2017).
- Niroomandi, A. (2018). *Seismic behaviour of rectangular reinforced concrete walls under bi-directional loading*. [University of Canterbury]. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.26021/3211>
- Niroomandi, A., Pampanin, S., Dhakal, R. P., Ashtiani, M. S., & Nokes, R. (2021). Experimental study on the effects of bi-directional loading pattern on rectangular reinforced concrete walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 50(7), 2010–2030. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.3433>
- Ortega, R., Naranjo, C., Torres, P., Madera, C., & Marulanda, J. (2021). Evaluation and fitting of a numerical model for reinforced concrete thin walls through experimental results of monotonic and cyclic loading tests. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 18(5), 1–20. <https://doi.org/https://doi.org/10.1590/1679-78256575>

- Parra, P. F., & Moehle, J. P. (2017). Stability of slender wall boundaries subjected to earthquake loading. *ACI Structural Journal*, 114(6), 1627–1636. <https://doi.org/10.14359/516851700836>
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1993). Stability of ductile structural walls. *Structural Journal*, 90(4), 385–392.
- Pérez, F. (2019). *Diseño sísmico basado en desplazamientos (DBD)*.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press : Distributed by Fondazione EUCENTRE.
- Ramos, L., & Hube, M. (2020). Contribution of coupling elements to the seismic demand of walls in reinforced concrete buildings. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 17. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1590/1679-78255931>
- Ramos, L., & Hube, M. A. (2021). Seismic response of reinforced concrete wall buildings with nonlinear coupling slabs. *Engineering Structures*, 234, 111888. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111888>
- Rosso, A., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2015). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(2), 455–484. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9827-x>
- Rosso, A., Jiménez-Roa, L. A., Almeida, J. P. de, & Beyer, K. (2020). Instability of Thin Concrete Walls with a Single Layer of Reinforcement under Cyclic Loading: Numerical Simulation and Improved Equivalent Boundary Element Model for Assessment. *Journal of Earthquake Engineering*, 00(00), 1–32. <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1691679>
- Rosso, A., Jiménez-Roa, L. A., De Almeida, J. P., Zuniga, A. P. G., Blandón, C. A., Bonett, R. L., & Beyer, K. (2018). Cyclic tensile-compressive tests on thin concrete boundary elements with a single layer of reinforcement prone to out-of-plane instability. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(2), 859–887. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0228-1>
- Servicio Geológico Colombiano. (2021). *Sismicidad histórica de Colombia*. <http://sish.sgc.gov.co/visor/sesionServlet?metodo=irAInfoDetallada&idSismo=62>
- Shegay, A., Dashti, F., Hogan, L., Lu, Y., Niroomandi, A., Seifi, P., Zhang, T., Dhakal, R., Elwood, K., Henry, R., & Pampanin, S. (2020). Research programme on seismic performance of reinforced concrete walls: Key recommendations. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 53(2), 54–69. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.53.2.54-69>

- Shegay, A. v, Motter, C. J., Elwood, K. J., & Henry, R. S. (2019). Deformation Capacity Limits for Reinforced Concrete Walls. *Earthquake Spectra*, 35(3), 1189–1212. <https://doi.org/10.1193/080118EQS193M>
- Shegay, A. v, Motter, C. J., Elwood, K. J., Henry, R. S., Lehman, D. E., & Lowes, L. N. (2018). Impact of axial load on the seismic response of rectangular walls. *Journal of Structural Engineering*, 144(8), 04018124. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002122](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002122)
- Sritharan, S., Beyer, K., Henry, R. S., Chai, Y. H., Kowalsky, M., & Bull, D. (2014). Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications. *Earthquake Spectra*, 30(1), 307–334. <https://doi.org/10.1193/021713EQS036M>
- Concrete Structures Standard, NZS 3101.2006, (2017).
- Tarquini, D., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2017). Influence of lap splices on the deformation capacity of RC walls. II: Shell element simulation and equivalent uniaxial model. *Journal of Structural Engineering*, 143(12), 04017157.
- Tripathi, M., & Dhakal, R. (2021). Designing and detailing transverse reinforcement to control bar buckling in rectangular RC walls. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 54(3), 228–242. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.54.3.228-242>
- Tripathi, M., Dhakal, R. P., & Dashti, F. (2020). Nonlinear cyclic behaviour of high-strength ductile RC walls: Experimental and numerical investigations. *Engineering Structures*, 222, 111116. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111116>
- Tripathi, M., Dhakal, R. P., Dashti, F., & Gokhale, R. (2020). Axial response of rectangular RC prisms representing the boundary elements of ductile concrete walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(9), 4387–4420. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00868-2>
- Vásquez, J. A., Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., & Chacón, M. F. (2020). Three-dimensional nonlinear response history analyses for earthquake damage assessment: A reinforced concrete wall building case study. *Earthquake Spectra*, 37(1), 235–261. <https://doi.org/10.1177/8755293020944180>
- Velez, J. (2020). *Estudio numérico y experimental sobre el comportamiento sísmico de muros delgados de edificios de concreto reforzado*. Universidad de Antioquia.
- Vélez, J. C., Blandón, C. A., Bonett, R., Arteta, C., Carrillo, J., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2017). Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos. *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 1–7.

Wallace, J. W., Massone, L. M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C., & Moehle, J. (2012). Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*, 28(1_suppl1), 281–299.
<https://doi.org/10.1193/1.4000047>

Wight, J. K., & MacGregor, J. G. (2016). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, eBook, Global Edition. Pearson Education.
<https://books.google.com.co/books?id=8rbeDAAAQBAJ>