

CEER – COLOMBIAN EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH NETWORK

Reporte CEER No. 002-2018

***Estudio del Comportamiento Sísmico de Edificios de
Muros Delgados de Concreto Reforzado***

**Carlos Arteta¹
Carlos Blandón²
Ricardo Bonett³
Julián Carrillo⁴**

Equipo de trabajo:
**Raúl Daza¹
Julio Sánchez¹
Sebastián Quintero¹
Gustavo Araujo¹
Alexander Arciniegas¹
Tayrin Hurtado¹
Carlos Díaz⁴**

Noviembre de 2018

Versión 2.0

¹ Universidad del Norte, ² Universidad EIA, ³ Universidad de Medellín, ⁴ Universidad Militar Nueva Granada.



Nota sobre figuras con texto en inglés: Este documento resume el trabajo de investigación de la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería (CEER) desde 2015, parte del cual se encuentra contenido o en proceso de ser enviado a revistas de investigación escritas en el idioma inglés. Por este motivo, el texto de algunas figuras se encuentra escrito en ese idioma, pero se considera que su significado es evidente del contexto presentado.

CONTENIDO

1.	OBJETIVOS	10
2.	JUSTIFICACIÓN	10
3.	ALCANCE.....	12
4.	ANTECEDENTES DEL CEER	12
5.	ANTECEDENTES DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS DELGADOS	14
6.	NORMATIVAS DE DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO.....	16
6.1	NSR-10 de Colombia.....	16
6.1.1	Requisitos de análisis del Título A.....	16
6.1.2	Requisitos de diseño del Título C	16
6.2	ACI318-14 de Estados Unidos.....	19
6.3	Código Peruano de Diseño Sismo Resistente	23
7.	BASES DE DATOS DE EDIFICIOS DE MUROS DELGADOS DE COLOMBIA	25
7.1	Descripción General.....	25
7.2	Análisis Estadístico Global	26
7.2.1	Clasificación general.....	26
7.2.2	Densidad de muros	28
7.3	Análisis Estadístico Específico a Nivel de Elemento Estructural	30
7.3.1	Esbeltez	30
7.3.2	Relación de aspecto, Ar.....	31
7.3.3	Relación de carga axial (“Axial Load Ratio”, ALR)	32
7.4	Evaluación Numérica Elástica de la Respuesta Sísmica.....	33
7.4.1	Materiales	33
7.4.2	Estimación de cargas	34
7.4.3	Análisis de demanda.....	35
7.4.4	Periodo fundamental de vibración.....	36
7.4.5	Análisis cronológico lineal de edificios de la base de datos de Armenia	38
8.	MECÁNICA DE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO	41
8.1	Análisis de Secciones.....	42
8.2	Propiedades Mecánicas de la Malla Electrosoldada como Material de Refuerzo.....	43
8.3	Impacto del Comportamiento de la Malla Electrosoldada en la Mecánica de Secciones de Concreto Reforzado.....	44
8.3.1	Resistencia nominal de muros delgados con malla electrosoldada.....	45

8.4	Cuantía Mínima: Momento de Agrietamiento versus Momento de Fluencia	50
9.	LOS ENSAYOS DEL CEER SOBRE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO	52
9.1	Muros Rectangulares de Medellín	52
9.2	Muros de EPFL	57
9.3	Muros del CEER	60
9.4	Análisis de Base de Datos Experimental de Muros Delgados	65
9.5	Efecto de la Longitud de los Muros Estructurales	68
9.6	Potencial de Inestabilidad Fuera del Plano	69
10.	CASO DE ESTUDIO: ANÁLISIS PARAMÉTRICO INELÁSTICO DE UN EDIFICIO DE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO	73
10.1	Diseño de las Estructuras con Base en NSR-10	74
10.2	Análisis Estático No Lineal (<i>Pushover</i>)	79
10.3	Factores de Desempeño Sísmico	82
10.3.1	Punto de primera fluencia significativa, (δ_s, V_s)	82
10.3.2	Nivel de colapso estructural, (δ_{max}, V_y)	82
10.3.3	Factor de ductilidad estructural, μ_s	83
10.3.4	Factor de reducción por ductilidad, R_μ	83
10.3.5	Factor de sobrerresistencia, Ω	83
10.3.6	Factor total de reducción, R	83
10.3.7	Factor de amplificación de desplazamiento, C_d	83
10.4	Evaluación de los Factores de Desempeño de los Edificios de Muros Delgados	84
10.5	Análisis dinámico no lineal	91
11.	PROPUESTA PARA MODIFICACIONES A LA NORMATIVA DE ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE COLOMBIA	94
11.1	Aspectos de análisis tendientes a modificar el Título A	94
11.2	Aspectos de diseño tendientes a complementar el Título C	95
12.	COMENTARIOS FINALES	96
13.	AGRADECIMIENTOS	96
	REFERENCIAS	97
	ANEXO A – ANÁLISIS DE SECCIONES	101

TABLA DE FIGURAS

Figura 1 Daño en los extremos de muros estructurales durante el terremoto de Chile (2010) (adaptado de Arteta y Moehle, 2015).	15
Figura 2. Evidencias en laboratorio y campo de inestabilidad lateral de muros delgados de concreto reforzado.	15
Figura 3. Variables de interés para el estudio de la mecánica de los muros: (a) perfil idealizado de curvatura en altura del muro; (b) modelo de articulación plástica; (c) geometría de la selección de la longitud efectiva de la aleta.	19
Figura 4. Geometría de refuerzo transversal en elemento de borde.	21
Figura 5. Equilibrio del esfuerzo de confinamiento en el núcleo y la resistencia del acero transversal: (a) corte en la dirección longitudinal; (b) con en la dirección transversal.	22
Figura 6. Relación área de acero transversal con longitud de elemento de borde para espesores de, (a) 150 (b) 200 (c) 300 y (d) 400 mm.	22
Figura 7. Relación área de acero transversal con longitud de elemento de borde para espesores de, (a) 150 (b) 200 (c) 300 y (d) 400 mm. Tomando valores de espaciamiento entre gancho suplementarios de 100, 150 y 200 mm.	23
Figura 8. Plantas estructurales de edificios típicos de la base de datos.	26
Figura 9. Clasificación general de los edificios.	27
Figura 10. Distribución de acuerdo con el número de pisos.	27
Figura 11. Densidad de muros en la dirección i .	28
Figura 12. Distribución de la densidad de muros en ambas direcciones.	28
Figura 13. Distribución de la densidad de muros – Amenaza sísmica intermedia.	29
Figura 14. Distribución de la densidad de muros – Amenaza sísmica alta.	30
Figura 15. Distribución de la densidad de muros	31
Figura 16. Distribución de espesor de los muros.	31
Figura 17. Distribución de la relación de aspecto, Ar .	32
Figura 18. Distribución de la relación de carga axial (ALR).	32
Figura 19. Modelos tridimensionales en ETABS.	33
Figura 20. Espectros de diseño de la NSR-10.	34
Figura 21. (a) Modelo de acoplamiento de muros en voladizo; (b) variación de la distribución del momento con el parámetro η .	35
Figura 22. Distribución de la relación $M/(V L_w)$.	36
Figura 23. Comparación entre el periodo fundamental de vibración obtenido por medio de la NSR-10 y el análisis modal con secciones fisuradas.	37
Figura 24. Relación entre el periodo fundamental en las dos direcciones principales y la altura total del edificio.	38
Figura 25. Relación entre el periodo y el número de pisos.	39
Figura 26. (a) Espectros ROTD50 ($\zeta = 5\%$) y mediana de las 11 parejas de acelerogramas usadas en análisis cronológico; (b) comparación de la mediana y la dispersión de los 11 espectros ROTD50 de análisis cronológico, con el espectro de diseño según NSR-10, y la ecuación de atenuación de Campbell and Bozorgnia (2014).	40

Figura 27. Análisis de la demanda global a nivel de intensidades de diseño en la dirección longitudinal: (a) relaciones entre el período estructural y la deriva de techo bajo el juego de 11 análisis cronológicos por edificio; (b) relaciones entre el período estructural y la mediana de cada juego de análisis cronológicos; (c) relaciones entre la velocidad espectral y la deriva de techo.	41
Figura 28. Relaciones de deriva de techo y altura de la edificación.	41
Figura 29. Mecánica de muros con aletas: (a) relaciones asimétricas de momento-curvatura para muro con aletas; (b) modelo de compatibilidad y equilibrio en una sección con aleta bajo demanda de momento que tracciona la aleta; (c) aproximación a la sección transformada agrietada de un muro con aleta cuando se comprime la aleta.	42
Figura 30. Curvas esfuerzo-deformación: (a) trabajo en frío, (b) curvas típicas de barras y alambres en Colombia, (c) curvas típicas de alambres en México y en Colombia.	44
Figura 31. Curvas esfuerzo-deformación medidas en alambres y modelo propuesto: (a) ϕ 4 mm, (b) ϕ 5 mm, (c) ϕ 6 mm.	44
Figura 32. Propagación de la evolución de la plasticidad para un elemento de viga bajo momento uniforme para dos comportamientos de acero de refuerzo diferentes.	45
Figura 33. (a) Variables del análisis de sección; (b) propiedades nominales de acero y concreto para evaluación de condición crítica de diseño.	46
Figura 34. Ejemplo de sección reforzada con malla que alcanza condición asumida de diseño $\epsilon_{cu} = 0.003$.	47
Figura 35. Ejemplo de sección reforzada con malla que no alcanza condición supuesta de diseño $\epsilon_{cu} = 0.003$, y que rompe en cambio el acero.	47
Figura 36. Ejemplo de superficies con valores máximos de compresión en la fibra de compresión.	48
Figura 37. Ejemplo de superficies con valores máximos de compresión en la fibra de compresión para distintas deformaciones de ruptura.	49
Figura 38. Relación en entre la altura y la cuantía de acero en el alma de la sección crítica de los muros de Armenia: (a) cuantía de acero total incluyendo acero en los extremos del alma, (b) cuantía de acero distribuido en el alma.	51
Figura 39. (a) Distribución relativa de la relación M_y/M_{cr} para todos los muros de la base datos; (b) relación entra la inercia agrietada reducida (I_{cr}^*) normalizada por la inercia bruta del alma y el cociente M_y/M_{cr} .	51
Figura 40. Sección transversal de los muros W1, W2 y W3.	53
Figura 41. Características geométricas del muro W1 en altura.	53
Figura 42. Características geométricas del muro W2 y W3 en altura.	54
Figura 43. Procedimiento constructivo de los muros EIA. Muro W1 (izquierda). Muros W2 y W3 (derecha)	55
Figura 44. Muro W1 construido a escala real.	55
Figura 45. Ciclos de histéresis para ensayos W1 a W3.	56
Figura 46. Distribución de la curvatura para W3.	56
Figura 47. Geometría del muro TW1 (EPFL).	57
Figura 48. Montaje de ensayo para TW1.	58
Figura 49. Forma de falla para TW1.	59
Figura 50. Ciclos histeréticos para TW1.	59
Figura 51. Distribución de curvaturas para TW1.	60
Figura 52. Geometría de muro W4, W5, W6 y W7.	61

Figura 53. Geometría y refuerzo de los especímenes (W4, W5, W6 y W7).	62
Figura 54. Montaje para ensayos W4 a W7	63
Figura 55. Curva esfuerzo deformación para alambres de la malla electrosoldada (a) y para refuerzo de $\frac{1}{4}$ (b).	64
Figura 56. Ciclos histeréticos para especímenes W4 a W7.	65
Figura 57. Capacidad de rotación versus relación de aspecto de la sección crítica (izquierda); capacidad de rotación versus esbeltez del muro en la dirección perpendicular a su plano (derecha). Nota: la gráfica derecha no contiene los datos de Riva y Franchi 2001.	66
Figura 58. Capacidad de rotación versus profundidad relativa del eje neutro.	67
Figura 59. Relación entre la capacidad deriva de techo, la longitud del muro y la deformación máxima del acero de refuerzo: a) edificio de 10 pisos, b) edificio de 15 pisos.	68
Figura 60. Geometría y detallado del refuerzo del muro TW1 de EPFL (Rosso <i>et al.</i> , 2015).	69
Figura 61. a) Modelo del espécimen TW1 b) mallado del modelo y condiciones de frontera en el software DIANA	70
Figura 62. Protocolo de desplazamiento para el espécimen TW1 (Rosso <i>et al.</i> , 2015).	70
Figura 63. Esquema de variables y partes del muro TW1	71
Figura 64. Desplazamiento vertical versus desplazamiento lateral fuera del plano para los muros de (a) 80 mm, (b) 100 mm, (c) 120 mm y (d) 150 mm de espesor, respectivamente.	71
Figura 65. Relación entre la cuantía del elemento de borde a la falla por pandeo versus espesor.	72
Figura 66. Superficie de falla y variación de la deformación unitaria en función de la cuantía $M/Vl_w = 3.7$	73
Figura 67. a) Esquema de la planta estructural típica de los seis edificios evaluados. b) Reducción del sistema estructural evaluado en OpenSees. Elementos en negro representan conectores tipo cercha.	74
Figura 68. Espectro elástico de respuesta empleado en el diseño de las estructuras evaluadas. ..	75
Figura 69. Modelo matemático elástico típico de las estructuras en ETABS.	75
Figura 70. Derivas de piso bajo la acción de la fuerza sísmica.	76
Figura 71. Comparación entre los resultados obtenidos por el método de los esfuerzos y los desplazamientos para un muro con aleta y un muro rectangular en edificios de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.	78
Figura 72. Relaciones de esfuerzo-deformación del a) concreto y b) acero de refuerzo modeladas en OpenSees.	79
Figura 73. Curvas de <i>pushover</i> edificios de 5 pisos (a), 10 pisos (b) y 15 pisos (c).	80
Figura 74. Relación entre la deriva de primer piso y la deriva de techo para modelos de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.	81
Figura 75. Estimación de los parámetros de desempeño sísmico de una estructura a través de un análisis <i>pushover</i> [Adaptado de Uang (1991)].	82
Figura 76. Propuesta de idealización trilineal de la respuesta inelástica de sistemas de muros delgados.	84
Figura 77. Ejemplo de estimación del estado límite de fluencia global para sistemas de muros delgados.	85
Figura 78. Respuesta idealizada para los seis casos de estudio evaluados.	86
Figura 79. Variación de los parámetros sísmicos de desempeño respecto al número de pisos. ...	87

Figura 80. Relación entre la demanda de deformación unitaria en la fibra extrema en compresión de cada muro y la deriva de techo para los modelos a) S5_tw00, b) S5_tw100, c) S10_tw100, d) S10_tw120, e) S15_tw120 y f) S15_tw150.	89
Figura 81. Relación entre la demanda de deformación unitaria en la fibra extrema en compresión de cada muro y la longitud de los mismos para edificios de 5, 10 y 15 pisos en los instantes de resistencia máxima y última.	90
Figura 82. Relaciones de deriva de primer piso y deriva máxima de piso contra deriva de techo para las estructuras analizadas bajo análisis dinámico con sismos de intensidad similar a la del sismo de diseño para edificios de a) 5 pisos, b) 10 pisos y c) 15 pisos.	91
Figura 83. Histograma de deriva de techo, de primer piso y máxima de piso para las estructuras analizadas bajo análisis dinámico con sismos de intensidad similar a la del sismo de diseño para edificios de a) 5 pisos, b) 10 pisos y c) 15 pisos.	92
Figura 84. Respuesta dinámica bajo demanda incremental: (a) comparación del cortante y deriva de techo máxima dinámica con las curvas de pushover; (b) relación entre deriva de techo y deriva máxima de piso.	93
Figura 85. Curvas de fragilidad para deriva de piso máxima en comparación con la intensidad sísmica para edificios de (a) 10 pisos y (b) 15 pisos.	94
Figura 86. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0025 uniformemente distribuida. Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.	101
Figura 87. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.005 uniformemente distribuida. Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.	102
Figura 88. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0075 uniformemente distribuida. Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.	102
Figura 89. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0025 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\epsilon_{s, rup} = 0.03$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.	103
Figura 90. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.005 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\epsilon_{s, rup} = 0.03$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.	103
Figura 91. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0075 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\epsilon_{s, rup} = 0.03$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.	104
Figura 92. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0025 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\epsilon_{s, rup} = 0.06$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.	105
Figura 93. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.005 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\epsilon_{s, rup} = 0.06$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.	105
Figura 94. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0075 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\epsilon_{s, rup} = 0.06$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.	106

TABLA DE TABLAS

Tabla 1. Valores de R_0 y Ω_0 para el sistema de muros de cargas, según NSR-10§A.3	16
Tabla 2. Requisitos mínimos de reforzamiento, geometría y detallados de muros estructurales según NSR-10§C.14	16
Tabla 3. Requisitos mínimos de reforzamiento, geometría y detallados de muros estructurales especiales DES según NSR-10§C.21	19
Tabla 4. Categorías y zonas para el sistema de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada EMDL según E.030 Cap.3	24
Tabla 5. Especificaciones del acero de refuerzo.	33
Tabla 6. Especificaciones del concreto.	33
Tabla 7. Cargas permanentes (D).	34
Tabla 8. Coeficientes de la ecuación empírica para el cálculo del periodo fundamental.	38
Tabla 9. Criterios de selección de acelerogramas para análisis cronológico lineal	39
Tabla 10. Parámetros m y b que definen la meseta donde se cumple la hipótesis de diseño para $\varepsilon_{s, rup} = 1.5\%$	48
Tabla 11. Parámetros m y b que definen la meseta donde se cumple la hipótesis de diseño para $\varepsilon_{s, rup} = 3\%$	50
Tabla 12. Parámetros m y b que definen la meseta donde se cumple la hipótesis de diseño para $\varepsilon_{s, rup} = 6\%$	50
Tabla 13. Descripción de los especímenes ensayados.	52
Tabla 14. Propiedades del concreto.	58
Tabla 15. Propiedades del acero.	58
Tabla 16. Cuantías de refuerzo y tipo de refuerzo.	63
Tabla 17. Propiedades del concreto.	64
Tabla 18. Revisión de ensayos experimentales en muros delgados bajo cargas cíclicas.	66
Tabla 19. Propiedades del concreto y acero de refuerzo del muro TW1	69
Tabla 20. Resumen de la geometría de los edificios evaluados.	74
Tabla 21. Definición del espectro elástico de respuesta.	75
Tabla 22. Estimación del periodo de la estructura bajo diferentes suposiciones de modelación.	76
Tabla 23. Cambio propuesto para la Tabla A.3-1. Sistema estructural de muros de carga (Nota 1), de la norma NSR-10.	95
Tabla 24. Adición propuesta para la Tabla A.6.4-1 Derivas máximas como porcentaje de <i>hpi</i> , de la norma NSR-10.	95

1. OBJETIVOS

El objetivo general de este reporte es presentar los resultados de las investigaciones realizadas en los últimos tres años por la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica *CEER por sus siglas en inglés “Colombian Earthquake Engineering Research Network”*, asociadas al estudio del comportamiento sísmico de edificios con muros delgados y esbeltos de concreto reforzado en Colombia.

2. JUSTIFICACIÓN

Los muros de concreto reforzado son uno de los elementos estructurales más utilizados en los sistemas de resistencia de carga lateral a nivel mundial. Los terremotos registrados en Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011), así como algunas evidencias observadas en ensayos de laboratorio, han demostrado que la práctica constructiva de edificaciones con muros relativamente delgados y esbeltos de concreto reforzado, podría resultar en daños significativos, mayores a los esperados bajo niveles de desempeños adecuados para sismos de diseño. Aunque en Colombia el nivel de amenaza sísmica en las principales ciudades es menor al de Chile y Nueva Zelanda, en la práctica constructiva se tiende a utilizar muros de un espesor significativamente menor que las construcciones en dichos países, en algunos casos, con la intención de optimizar los costos de construcción. Estos sistemas se diseñan utilizando recomendaciones del ACI-318, sin embargo, la práctica constructiva colombiana difiere significativamente de la práctica de edificaciones de muros de concreto reforzado para los que fue concebido dicho código y no es posible establecer con claridad la aplicabilidad de las recomendaciones del ACI para las edificaciones con muros delgados. Por tanto, en el caso de las prácticas colombianas se requieren investigaciones que permitan definir claramente el desempeño de las edificaciones de muros esbeltos, con el fin de salvaguardar la vida y el patrimonio de las personas que viven en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta.

Actualmente, las edificaciones de muros delgados y esbeltos de concreto reforzado se usan masivamente, principalmente en viviendas para estratos bajos y medios, algunas veces incluso en estratos altos. El incremento en el uso del sistema ha ocurrido a pesar de que el conocimiento sobre su comportamiento sísmico es todavía limitado, debido principalmente a que no es utilizado comúnmente en países por fuera de Latinoamérica. Por lo tanto, es necesario evaluar la vulnerabilidad sísmica de este tipo de edificaciones y proponer estrategias para mejorar las prácticas de análisis, diseño y construcción, con base en el comportamiento experimental y modelaciones y estudios paramétricos que se realicen al respecto.

Planteamiento del problema

En gran parte del territorio colombiano, las demandas impuestas a las estructuras por eventos sísmicos son de gran relevancia, pues cerca del 85% de la población vive en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia. En estas zonas se construyen edificaciones que utilizan diferentes sistemas estructurales y el sistema de muros delgados de concreto reforzado es uno de los más utilizados en los últimos años. Su uso se ha extendido debido a los bajos costos asociados a su construcción industrializada, su eficiencia para delimitar espacios arquitectónicos, y por la efectividad que han demostrado las edificaciones con muros de espesor regular para limitar el daño ante demandas sísmicas de alta intensidad. El sistema industrializado de muros delgados de concreto reforzado ha demostrado buen desempeño sismo-resistente en edificaciones de baja altura de hasta 3 pisos

(Carrillo and Alcocer, 2012a, 2013). Sin embargo, en los últimos años, se ha evidenciado la tendencia de extrapolar de forma directa el comportamiento de edificaciones de baja altura con muros delgados para concebir y construir edificaciones de mayor altura y espesores de muros cada vez menores. En algunos casos, estas prácticas de diseño y construcción resultan en elementos significativamente esbeltos, cuyo comportamiento no se ha verificado completamente en el laboratorio o en el campo (e.g. luego de terremotos).

Históricamente, los ingenieros estructurales han tratado de optimizar los sistemas estructurales (por ejemplo, aumento de altura máxima, incremento del esfuerzo máximo sobre elementos del sistema de resistencia de carga vertical, incremento de luces libres de estructuras construidas con materiales convencionales) hasta alcanzar los límites influenciados por la práctica. Aunque esta tendencia puede conseguir estructuras más eficientes, es posible que en ocasiones se provoquen fallas catastróficas, como ya han ocurrido en el país, principalmente cuando no se tiene información o evidencia experimental que permita demostrar la seguridad de las estructuras donde se introducen dichas innovaciones. Estas experiencias han servido para informar a la comunidad ingenieril que algunos límites de diseño de los sistemas estructurales han sido alcanzados. Por esto, se requiere de evidencias experimentales y numéricas robustas del comportamiento esperado de edificaciones de muros delgados y esbeltos, que permitan definir claramente los límites de las prácticas constructivas empleadas en Colombia, con el fin de salvaguardar la vida y el patrimonio de las personas.

El sistema estructural de muros está tipificado entre los sistemas competentes de resistencia de cargas laterales permitidos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (Comité-AIS-100, 2010). Sin embargo, la eficacia de algunas de sus disposiciones para el diseño de muros delgados de concreto reforzado está aún por ser comprobada por dos motivos principalmente: (i) existen relativamente pocos ensayos sobre muros delgados y esbeltos de concreto reforzado con las características de construcción del país; y (ii) el inventario de edificaciones de este tipo de sistema no ha sido expuesto a un evento sísmico con intensidad alta del movimiento del suelo. Durante el terremoto del Quindío en 1999, el inventario de estructuras de concreto reforzado correspondía principalmente a marcos con muros interiores de mampostería no reforzada y el catálogo de edificaciones con muros de concreto reforzado era casi nulo (Pujol *et al.*, 1999; Fierro, 2000).

Los daños sufridos durante el terremoto del Eje Cafetero, junto con la introducción de las disposiciones impuestas por la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente de 1998, impulsaron la construcción de edificaciones con sistemas estructurales de muros de concreto reforzado. Esto se debe principalmente a que este sistema estructural es de alta rigidez intrínseca en comparación con sistemas tradicionales de la época, y permite controlar, con eficiencia económica, los desplazamientos inducidos por las aceleraciones fuertes del terreno. Sin embargo, las tendencias actuales del mercado exigen diseños que maximicen el espacio útil de la edificación, permitan industrializar su construcción, y reduzcan la cantidad de material utilizado. En la actualidad, esta tendencia ha resultado en muros delgados y significativamente esbeltos, con relación de aspecto, definida como el cociente entre la altura total del muro entre pisos y su espesor, mayor a dieciséis, con poco refuerzo longitudinal y sin confinamiento en los bordes. Además de esto, el refuerzo a cortante en el alma está dispuesto en una sola capa que típicamente consiste en mallas electrosoldadas de alambres delgados de acero formado en frío. Observaciones experimentales sobre el desempeño sísmicos de muros delgados (Hube *et al.*, 2014; Blandón *et al.*, 2015; Almeida

et al., 2017; Rosso *et al.*, 2017; Blandon *et al.*, 2018; Rosso *et al.*, 2018) y de edificaciones afectadas por terremotos recientes como el de Maule en Chile (2010) y Christchurch en Nueva Zelanda (2011), muestran que el comportamiento de muros esbeltos puede no ser adecuado bajo la acción de cargas sísmicas (Wallace *et al.*, 2012; Sritharan *et al.*, 2014). En cuanto al uso de mallas electrosoldadas de alambres delgados de acero, varios estudios han demostrado la reducida capacidad de ductilidad (Carrillo *et al.*, 2016) y una capacidad de rotación de los muros cercana a 0.5% cuando se utiliza este tipo de refuerzo (Carrillo and Alcocer, 2012c). En el campo y el laboratorio se observaron fallas que se consideran frágiles o de baja ductilidad. Estas fallas se caracterizan por estar concentradas en franjas cortas de los elementos (de 2 a 3 veces el espesor del muro), pandeo de las barras longitudinales de los bordes y, en algunos casos, inestabilidad lateral del alma del muro. Las estimaciones de las rotaciones asociadas a estas fallas son bajas (menores al 1%).

Estas evidencias, sin embargo, tienen limitaciones al momento de ser extrapoladas directamente a los sistemas constructivos locales, pues se estima que los elementos estructurales donde se ha registrado el daño tienen un espesor mayor, además de una configuración diferente del refuerzo a los que típicamente se utilizan en el país. En este documento se evalúa el desempeño esperado de edificios de muros delgados colombianos, desde la perspectiva teórica, experimental, y numérica.

3. ALCANCE

En este documento se resumen los principales hallazgos relacionados con el comportamiento esperado del sistema de muros delgados de concreto reforzado típicos de la construcción colombiana. La evaluación del comportamiento sísmico del sistema estructural se realiza a partir de una base de datos de 177 edificios localizados en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia en Colombia. Los análisis se basan en la mecánica del concreto reforzado, y se apoyan en experimentos de laboratorio, y en modelación lineal e inelástica de componentes y sistemas estructurales. En el documento se hacen recomendaciones que pudieran ser incluidas como modificaciones de la normativa vigente, con el fin de mitigar falencias evidenciadas al implementar los sistemas industrializados de concreto reforzado como una solución de vivienda en Colombia.

4. ANTECEDENTES DEL CEER

En el año 2015, se realizó un llamado a varias universidades del país para adelantar un trabajo colaborativo con miras a generar información que permitiera tener mayor conocimiento sobre el comportamiento sísmico de edificaciones construidas con sistemas de muros de espesor delgado. De este llamado se conformó un grupo de trabajo entre los profesores Carlos Blandón (Universidad EIA), Ricardo Bonett (Universidad de Medellín), Carlos Arteta (Universidad del Norte) y Julián Carrillo (Universidad Militar Nueva Granada), que en conjunto con el Instituto Politécnico de Lausana (EPFL) en Suiza, desarrollaron un programa inicial de investigación con ese propósito. En el 2017, el grupo de entidades colombianas previamente mencionadas conformaron el CEER – *Colombian Earthquake Engineering Research Network* (Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica).

Desde su conformación, el CEER ha desarrollado varios documentos para la socialización del conocimiento adquirido sobre el comportamiento esperado de los muros delgados de concreto reforzado sometidos a cargas sísmicas. Los artículos incluyen el levantamiento de una base de datos de edificios de muros delgados, resultados de investigación experimental en el laboratorio y de

experimentación numérica. A continuación se listan los artículos que constituyen el soporte científico del presente informe, los cuales han sido publicados en eventos nacionales e internacionales así como revistas arbitradas.

2015

- i. Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2015). *Comportamiento experimental de elementos de borde de muros con capacidad de Disipación de Energía Especial (DES)*. Artículo presentado en el VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá.
- ii. Blandón, C. A., Rave, J. F., & Bonett, R. L. (2015). *Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales*. Artículo presentado en el VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá.

2016

- iii. Arteta, C. A., Sánchez, J., Daza, R., Pájaro, C., Blandón, C. A., Bonett, R. L., & Carrillo, J. (2016). *Thin wall reinforced concrete building data base for the city of Armenia (Colombia) and testing specimen selection*. Report 001 CEER – Colombian Earthquake Engineering Research Center. Barranquilla.
- iv. Segura, C. L., Wallace, J. W., Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2016). *Deformation capacity of thin reinforced concrete shear walls*. Paper presented at the Proceedings of 2016 NZSEE Conference, Auckland.

2017

- v. Arteta, C. A. (2017). *Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia*. Artículo presentado en el VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.
- vi. Arteta, C. A., Sánchez, J., Daza, R., Blandón, C. A., Bonett, R. L., Carrillo, J., & Vélez, J. C. (2017). *Global and local demand limits of thin reinforced concrete structural wall building systems*. Paper presented at the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago.
- vii. Martínez, A. F., Daza, R., & Arteta, C. A. (2017). *Modelación de muros delgados de concreto reforzado*. Artículo presentado en el VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.
- viii. Sánchez, J., & Arteta, C. A. (2017). *Caracterización estadística de edificios de muros delgados en concreto reforzado para zonas de amenaza sísmica alta*. Paper presented at the VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.
- ix. Vélez, J. C., Blandón, C. A., Bonett, R. L., Arteta, C. A., Carrillo, J., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2017). *Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos*. Artículo presentado en el VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.

2018

- x. Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2018). *Seismic Performance of a building subjected to intermediate seismic shaking*. ACI Structural Journal. Vol. 115, No. 2, p.299-309, doi: 10.14359/51701095.
- xi. 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, 175-187. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.089>.

- xii. Rosso, A., Jiménez-Roa, L. A., de Almeida, J. P., Guerrero, A. P., 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. doi:10.1007/s10518-017-0228-1
- xiii. Kolozvari, K., Arteta, C., Fischinger, M., Gavridou, S., Hube, M., Isakovic, T., . . . Wallace, J. (2018). Comparative Study of State-of-the-Art Macroscopic Models for Planar Reinforced Concrete Walls. *ACI Structural Journal*, 115(6), 20. doi:10.14359/51710835
- xiv. Segura, C. L., Arteta, C. A., Araujo, G. A., & Wallace, J. W. (2018). *Flexural Compression Capacity of Thin Reinforced Concrete Structural Walls*. Paper presented at 11th National Conference on Earthquake Engineering, Los Angeles.

2019

- i. Carrillo, J., Díaz, C., Arteta, C. A. (2019). *Tensile mechanical properties of Colombian electro-welded wire mesh*. *Journal of Construction and Building Materials*, In press, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.096

5. ANTECEDENTES DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS DELGADOS

El terremoto de Chile en el 2010 evidenció que los muros delgados sometidos a deformaciones altas de compresión en los extremos, no necesariamente se comportan de manera dúctil si su geometría y su detallado sismo resistente es pobre (ver Figura 1). Este comportamiento es explicado, en parte, por la falta de confinamiento del concreto, lo que convierte al muro en un elemento vulnerable ante fallas frágiles por aplastamiento bajo deformaciones unitarias relativamente bajas. A lo anterior se suman, (i) la inestabilidad lateral del refuerzo longitudinal que es propenso al pandeo por la falta de restricción por parte de los estribos y que a la vez puede inducir ruptura de las barras a baja deformación unitaria, y (ii) la inestabilidad lateral global del elemento luego de hacer excursiones de tracción moderada, particularmente, en elementos de borde de muros delgados y esbeltos.

La experiencia de los sismos recientes indica que el análisis y diseño de muros esbeltos debe considerar, además del comportamiento típico en el plano donde interactúan los esfuerzos por carga axial, flexión y corte, la evaluación de los efectos de inestabilidad fuera del plano. Esto podría ser de gran relevancia en Colombia, pues es común encontrar muros estructurales, que hacen parte del sistema de resistencia de carga lateral, con espesores que varían entre 80 a 300 mm. Si se supone una altura típica libre de piso igual a 2.2 m, estos espesores pueden resultar en relaciones de esbeltez (h_u/t_w) tan grandes como 27, donde h_u es la altura libre entre losas adyacentes y t_w es el espesor del muro. La probabilidad de que se presente inestabilidad lateral a lo largo de la altura de la zona de compresión de muros aumenta con el incremento de la relación h_u/t_w (Parra and Moehle, 2017). Esta inestabilidad está asociada a reducción de la rigidez fuera del plano, debida a excursiones de tracción con deformaciones unitarias moderadas, con fluencia del acero previa a la compresión. Normativas recientes como el ACI 318-14 (ACI-Committee-318, 2014) definen un límite superior de la relación de esbeltez igual a 16 con el fin de reducir la probabilidad de que ocurra este tipo de respuesta en el elemento estructural.



Figura 1 Daño en los extremos de muros estructurales durante el terremoto de Chile (2010) (adaptado de Arteta y Moehle, 2015).

Las primeras evidencias de pandeo fuera del plano fueron observadas en muros rectangulares de algunos de los experimentos de laboratorio reportados por Oesterle *et al.* (1976) en los llamados Ensayos de la PCA. Posteriormente, Goodsir (1985) y Thomsen and Wallace (2004) reportaron comportamientos similares en ensayos de laboratorio sobre muros con sección transversal en forma de “T”, pero solo fue hasta la ocurrencia de los terremotos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011) cuando se observaron en el campo evidencias de inestabilidad fuera del plano (ver Figura 2). La inestabilidad de miembros bajos cargas cíclicas de tracción y compresión fueron primero investigadas por Paulay and Priestley (1993) y luego por Chai and Elayer (1999). Recientemente, Parra and Moehle (2014, 2017) abordaron el tema apoyándose en las formulaciones iniciales de los autores mencionados anteriormente. Adicionalmente, Rosso *et al.* (2015) y Rosso *et al.* (2018) realizaron experimentos con muros con características similares a los muros colombianos y comprobaron el alto potencial de pandeo de muros con espesores de 80 mm. En los estudios analíticos y experimentales anteriores se demostró que las variables que más impactan el potencial de pandeo de los muros son, además de su esbeltez, la cuantía de acero longitudinal en el borde (a mayor cuantía, mayor potencial de pandeo), y la deformación máxima promedio ε_{sm} en tracción del panel crítico (e.g. el más cercano a la base), que debe ser de al menos 1%.



Figura 2. Evidencias en laboratorio y campo de inestabilidad lateral de muros delgados de concreto reforzado.

6. NORMATIVAS DE DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO

En esta sección se presentan algunos aspectos abordados por las normativas colombiana, norteamericana y peruana con respecto al análisis y diseño de componentes individuales y de edificios de muros delgados de concreto reforzado.

6.1 NSR-10 de Colombia

6.1.1 Requisitos de análisis del Título A

El título A de NSR-10, contiene los requisitos generales de diseño sísmo resistente de edificaciones en Colombia. En estos requisitos se encuentra que el diseño de los elementos de la estructura se debe realizar utilizando las fuerzas sísmicas elásticas reducidas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R . Los valores de R y del coeficiente de sobrerresistencia Ω_0 están dados según el tipo de sistema estructural, zona de amenaza sísmica en la que se encuentre ubicada la estructura y grados de capacidad de disipación de energía mínima requerida. En la Tabla 1 se muestran los valores del coeficiente básico de disipación de energía (R_0) y Ω_0 estipulados por el reglamento para el *sistema estructural de muros de concreto*.

Tabla 1. Valores de R_0 y Ω_0 para el sistema de muros de cargas, según NSR-10§A.3

Muros de concreto	R_0	Ω_0	Zona de Amenaza Sísmica		
			Alta	Intermedia	Baja
Capacidad especial de disipación de energía, DES	5	2.5	Permitido hasta 50 m de altura	Permitido sin límite de altura	Permitido sin límite de altura
Capacidad moderada de disipación de energía, DMO	4	2.5	No permitido	Permitido hasta 50 m de altura	Permitido sin límite de altura
Capacidad mínima de disipación de energía, DMI	2.5	2.5	No permitido	No permitido	Permitido hasta 50 m de altura

6.1.2 Requisitos de diseño del Título C

El NSR-10 define a los Muros de Concreto Reforzado como sistemas competentes para resistir cargas combinadas gravitacionales y sísmicas. Sin embargo, dicha reglamentación está basada la normativa del ACI-318-08 (ACI-Committee-318, 2008), cuyos requisitos se basan en la experiencia constructiva y una base de datos experimental que no es representativa de la técnica usada en Colombia. Es por esto que el comportamiento de edificios de muros colombianos frente a cargas sísmicas de gran intensidad está aún por demostrarse.

Los requisitos generales de diseño de los muros, tales como cuantías mínimas horizontales (ρ_t) y verticales (ρ_l), espaciamiento máximo del refuerzo, así como número de capas de refuerzo según espesor (t_w) son introducidos en NSR-10§C.14. La Tabla 2 contiene algunas de estas consideraciones relevantes para este reporte.

Tabla 2. Requisitos mínimos de reforzamiento, geometría y detallados de muros estructurales según NSR-10§C.14

Cuantía mínima de refuerzo vertical	$\rho_l \geq$	0.0012 si $d_b \leq 16$ mm (#5) o malla electrosoldada 0.0015 si $d_b > 16$ mm
Cuantía mínima de refuerzo horizontal	$\rho_t \geq$	0.0020 si $d_b \leq 16$ mm (#5) o malla electrosoldada 0.0025 si $d_b > 16$ mm

Espaciamiento vertical (s_x) y horizontal (s_y)	$(s_x \text{ o } s_y) \leq$	$\min(3t_w, 450 \text{ mm})$
Número mínimo de capas de refuerzo	N_{cortinas}	$1 \text{ si } t_w < 250 \text{ mm}$ $2 \text{ si } t_w \geq 250 \text{ mm}$ $2 \text{ si } V_u > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$

En cuanto al diseño sismo resistente de estos elementos estructurales, el NSR-10 clasifica al *sistema estructural de muros de carga* según su capacidad de disipación de energía como muros DMI (capacidad mínima de disipación de energía), DMO (capacidad moderada de disipación de energía) y DES (capacidad especial de disipación de energía). Los requisitos de detallado especial de los muros DES están contenidos en NSR-10§C.21.9, mientras que aquellos para muros DMO se encuentran en NSR-10§C.21.4. Estos últimos son solo una versión con menor nivel de requerimientos sobre el detallado respecto a los muros DES. Los criterios de diseño DES propenden por garantizar un comportamiento dúctil de las estructuras cuando sus elementos hagan excursiones dentro del rango inelástico de comportamiento. Por ejemplo, los requisitos DES reglamentan el uso y diseño de elementos de borde cuando se estime que la demanda por flexo-compresión va a ser alta. Para muros de concreto reforzado continuos desde la base, concebidos para tener una sola sección crítica, el NSR-10 estipula que se requieren elementos de borde especiales si la profundidad del eje neutro, c , en la zona de compresión, satisface la Ecuación (1):

$$c \geq \frac{l_w}{600(\gamma \delta_u / h_w)} \quad (1)$$

donde l_w es la longitud del muro, h_w es su altura total desde la base hasta la azotea, δ_u es el desplazamiento de diseño, y $\gamma = 1$ para el caso colombiano. El valor de c se calcula utilizando el momento nominal de la sección crítica en la dirección del desplazamiento δ_u y la carga axial mayorada usada para el cálculo de dicho desplazamiento. La deriva de azotea δ_u/h_w no debe tomarse menor que 0.007, lo que hace que la relación c/l_w sea invariante en la mayoría de edificaciones de mediana y baja altura porque no es común encontrar derivas de techo mayores a 0.7% bajo las demandas sísmicas colombianas. La Ecuación (1) asume que el desplazamiento en el extremo del muro es debido, en su totalidad, a la rotación plástica en una articulación centrada en la base del muro (Figura 3b) con longitud igual a $l_w/2$, lo cual es posiblemente cierto para muros con altas cuantías de refuerzo, y con secciones estables bajo demandas altas de flexo-compresión. Sin embargo, los resultados de los experimentos realizados del sistema de muros delgados en Colombia muestran una longitud de plastificación mucho menor a esta y cercana a $0.3f_y d_b$ o $3 t_w$ (Takahashi *et al.*, 2013; Arteta, 2015; Segura and Wallace, 2018). La Ecuación (1) asume que el valor de deformación unitaria en la zona extrema de compresión, ε_{cu} , es aproximadamente 0.3%. Además, ignora las deformaciones elásticas en el muro y es por ende conservadora. Es importante anotar que el NSR-10 no hace distinciones sobre si el valor δ_u/h_w proviene de análisis con secciones agrietadas o brutas. La ecuación de origen, contenida en ACI-318 (ACI-Committee-318, 2008), solo supone que las modelaciones se hacen con secciones fisuradas, por lo que se debe discutir la aplicabilidad de dicha ecuación en el entorno colombiano, donde la mayoría de firmas consultoras modelan sus edificaciones de concreto reforzado con inercias brutas, quizá forzados por el límite de deriva de 1% impuesto en Colombia para análisis de estructuras de concreto con secciones sin agrietar.

La formulación anterior está basada en un enfoque de diseño basado en desplazamientos. Alternativamente, NSR-10§C.21.9.6.3 permite que la verificación de la necesidad de elementos de

borde se haga a partir de los esfuerzos en el extremo en compresión del muro. Según el Reglamento, se requerirán elementos de borde si el esfuerzo último en el extremo del muro, bajo sollicitaciones que incluyan fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales, supera $0.2 f'_c$. Esta opción es práctica para los diseñadores porque el valor del esfuerzo último se puede estimar de manera directa con los valores de demanda (P_u , M_u) y las propiedades geométricas de la sección, o están fácilmente disponibles como resultado de los programas de análisis.

De requerirse elementos de borde, la cuantía mínima de acero transversal se estima con la Ecuación (2):

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2)$$

donde s es el espaciamiento centro a centro del acero horizontal, b_c es la dimensión del núcleo del elemento de borde medida entre los bordes externos del estribo, A_{sh} es el área total del acero transversal provisto dentro del espaciamiento s y perpendicular a las dimensión b_c , A_g es el área bruta de la sección, A_{ch} es el área de la sección del núcleo medida hasta la parte más externa del estribo, f'_c es el valor nominal especificado de la resistencia del concreto, y f_{yt} es la resistencia a la fluencia especificada para el acero transversal. El área de acero transversal debe ser colocada en la porción del muro donde se espere plastificación por flexo-compresión. El objetivo de esto es garantizar el confinamiento del concreto del núcleo y que se prevenga (o al menos retrase) el pandeo de las barras longitudinales, de tal manera que el comportamiento del elemento de borde sea dúctil y estable cuando se vea sometido a deformaciones de tracción y compresión por efectos sísmicos. Aunque la intención del Reglamento con estas recomendaciones es evitar la localización del daño en una pequeña porción del elemento luego de que éste pierda el recubrimiento por aplastamiento, y que además se propague el daño en la altura del muro, Arteta and Moehle (2015) y Segura *et al.* (2016) demostraron que esto no se cumple para muros con espesores menores a 300 mm. Según estas investigaciones, el daño en elementos rectangulares prismáticos a compresión se concentra en longitudes plásticas que varían entre $2.5t_w \leq l_p \leq 3t_w$ (Takahashi *et al.*, 2013), lo cual directamente limita la capacidad de desplazamiento a nivel global.

Otras consideraciones de diseño de muros DES están contenidas en la Tabla 3. De interés para este reporte es la recomendación de NSR-10 relacionada con el análisis de secciones de muros con forma de L, T o C, que indica que se debe considerar la influencia del acero del ala al estudiar las demandas de flexo-compresión sobre el extremo delgado del alma (ver NSR-10§C.21.9.5.2). De no tenerse en cuenta, esta recomendación afecta a los edificios cuyos muros se diseñen con secciones prismáticas rectangulares, pero que se construyan acoplados a otros muros perpendiculares en sus extremos, formando muros con aletas. Junto con la carga axial, la cantidad de acero de la aleta define en gran medida la profundidad del eje neutro y el nivel de deformación unitaria de compresión en el extremo del alma. Los criterios de selección del ancho efectivo de la aleta ($l_{f,eff}$) se presentan en la Figura 3c y en la Tabla 3. Detalles adicionales de la mecánica del comportamiento de estos muros son presentados en (Arteta and Moehle, 2015).

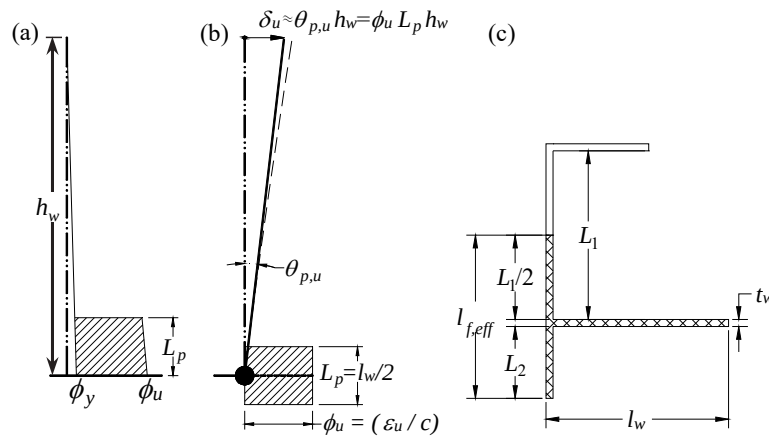


Figura 3. Variables de interés para el estudio de la mecánica de los muros: (a) perfil idealizado de curvatura en altura del muro; (b) modelo de articulación plástica; (c) geometría de la selección de la longitud efectiva de la aleta.

Tabla 3. Requisitos mínimos de reforzamiento, geometría y detallados de muros estructurales especiales DES según NSR-10§C.21

Cuantía mínima de refuerzo vertical	$\rho_l \geq$	0.0025
Cuantía mínima de refuerzo horizontal	$\rho_t \geq$	0.0025
Número mínimo de capas de refuerzo	$N_{\text{cortinas}} \geq$	2 si $V_u \geq 0.17 A_{cv} f'_c{}^{1/2}$
Ancho efectivo del alma de muros con aletas	$l_{f,eff} \geq$	$\min[(L_2 + t_w + L_1/2), (1/4 h_w)]$

V_u es el cortante último en el muro; A_{cv} es el área del alma que resiste cortante en el muro; L_1 y L_2 son longitudes a cada lado del espesor del alma definidos en la Figura 3c, h_w es la altura total del muro.

6.2 ACI318-14 de Estados Unidos

El Título C de NSR-10 está basado en la versión 2008 del documento “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” (ACI 318-08) y ha sido modificado con el fin de adecuarlo al diseño estructural y la construcción en Colombia. Si bien la norma norteamericana ha sido actualizada al ACI 318-14, esta no tiene fuerza legal para ser usada en Colombia, aunque ha abierto una discusión para esclarecer las buenas prácticas de diseño estructural en el país. Al comparar el NSR-10 con el ACI-318-14, se encuentran algunas diferencias en las recomendaciones de diseños de muros de concreto reforzado. Específicamente, las diferencias se presentan para aquellos sistemas de capacidad de disipación especial de energía, pues ACI-318-14 no contempla muros fundidos en sitio con capacidad moderada de disipación.

Los requisitos para diseño y detallado de muros estructurales especiales de concreto reforzado se encuentra estipulado en el NSR-10§C.21.9, donde se comentan los requisitos de refuerzo mínimo, fuerza cortante de diseño que se obtienen del análisis para carga lateral y la resistencia al corte. Respecto al refuerzo mínimo, el Reglamento colombiano indica el número de capas de refuerzo en función de la fuerza cortante última del muro, tal como se anota en la Tabla 2. Por su parte, en ACI 318-14, el número de capas de refuerzo depende además de la relación entre la altura y la longitud del muro. Por ejemplo, si la relación es mayor a 2.0, se requerirán 2 capas de refuerzo con el fin de mejorar la estabilidad lateral de la zona de compresión bajo cargas cíclicas.

Como se indicó en la Sección 6.1, el NSR-10 estipula que se requieren elementos de borde especiales si la profundidad del eje neutro en la zona de compresión satisface la Ecuación (1), con

$\gamma = 1$. Por su parte, en ACI 318-14, el factor γ es igual 1.5, lo que efectivamente reduce la profundidad del eje neutro que activa el requisito de elemento de borde. Según los comentarios del ACI 318-14, al exigir elementos de borde bajo menor demanda de diseño, se pretende reducir la probabilidad de colapso de los muros cuando sean sometidos a demandas consistentes con el sismo máximo considerado (MCE por sus siglas en inglés). Cabe anotar que el nivel MCE es aproximadamente 1.5 veces el sismo de diseño, y este no es aún considerado en la normativa colombiana. Adicionalmente, se presenta un cambio en la deriva mínima de techo $\delta_u/h_{w,min}$ que debe utilizarse en la Ecuación (1), mientras que en NSR-10 $\delta_u/h_{w,min} \geq 0.7\%$, en ACI-318-14 $\delta_u/h_{w,min} \geq 0.5\%$, lo cual es menos conservador

ACI-318-14 también requiere elementos de borde si el esfuerzo último, que considera cargas gravitacionales, el máximo cortante y el momento inducidos por el sismo sobre el muro, sobrepasa $0.2 f'_c$. En donde se requieran elementos especiales de borde, la NSR-10 §C.21.9.6.4 establece que deben cumplirse los siguientes requisitos en cuanto a su detallado:

- El elemento de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta el mayor valor entre $c-0.1l_w$ y $c/2$, donde c es la mayor profundidad del eje neutro. El valor de $c/2$ tiene como propósito determinar la longitud mínima del elemento especial de borde.
- Los elementos de borde deben de incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se debe extender más de 300 mm dentro del alma, con el fin de evitar una falla de aplastamiento del elemento, debido al caso en el cual las alas se sometan a esfuerzos altos en compresión.
- La cuantía mínima del acero transversal debe cumplir con la Ecuación (2).

Las condiciones mencionadas anteriormente son iguales a lo contenido en ACI 318-14, sin embargo, la cuantía mínima del acero transversal en el elemento de borde debe además cumplir la Ecuación (3):

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3)$$

La Ecuación (3) se utilizó en los elementos especiales de borde con anterioridad a la edición 1999 de ACI-318, y se ha vuelto a incluir dentro de los requisitos del ACI 318-14. Esto debido a que bajo algunas condiciones geométricas del elemento de borde, por ejemplo cuando el recubrimiento de concreto constituye una parte significativa del espesor del muro, la Ecuación (2) puede conducir a cuantías bajas de refuerzo transversal con respecto a la Ecuación (3). En el espaciamiento del refuerzo, las dos normativas sostienen los mismos parámetros; por ejemplo, el espaciamiento de los ganchos suplementarios, h_x , dentro de una sección del elemento de borde no debe ser mayor a 350 mm. Donde h_x es el espaciamiento máximo, medido de centro a centro, entre barras longitudinales soportadas lateralmente por esquinas de ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento. Cabe anotar que Arteta (2015) demuestra que esta distancia puede ser demasiado grande para asegurar el confinamiento efectivo de elementos de borde delgados (i.e. $t_w \leq 300$ mm).

Por último, el ACI 318-14 añade en los requisitos para elementos de borde, que el espesor b que corresponde al ancho de la zona de compresión por flexión debe ser mayor a $h_u/16$, donde h_u es la altura no arriostrada lateralmente en la fibra extrema de compresión de un muro o machón de muro. Otra consideración de diseño para muros o machones de muros que son continuos desde la

base de la estructura hasta la parte superior del muro, diseñados para que tengan una sola sección crítica para flexión y carga axial, y con $c/l_w \geq 3/8$, es que el ancho de la zona de compresión por flexión b debe de ser mayor o igual a 300 mm. La relación entre la profundidad del eje neutro y la longitud del alma mayor o igual que $3/8$ se utiliza para definir una sección crítica del muro que no está controlada por tracción; el anterior requisito se aplica para imponer un espesor de muro mínimo de 300 mm para disminuir el potencial de inestabilidad lateral en la zona de compresión.

Equilibrio de fuerzas en el núcleo confinado

La cuantía transversal de refuerzo de un elemento de borde rectangular con detallado especial depende de la dirección de análisis. La Figura 4 y la Figura 5 se presentan para ayudar al ingeniero estructural a estimar el área de los estribos y ganchos adicionales que cumplan con las Ecuaciones (2) y (3). El valor de b_c es la dimensión transversal del núcleo del miembro medida entre los bordes externos del estribo perimetral. Al analizar el elemento de borde en la dirección longitudinal, el ancho del núcleo es b_{c1} y el diagrama de cuerpo libre indica que el esfuerzo de confinamiento va en el sentido paralelo a la dirección transversal del elemento de borde y las ramas del acero de refuerzo ejercen un esfuerzo en el sentido contrario (Figura 5a). De igual forma, en la dirección transversal, el esfuerzo de confinamiento va en el sentido de la dirección longitudinal del elemento de borde, cuando la dimensión del núcleo es b_{c2} (Figura 5b). Para una dirección específica, el refuerzo trasversal tiene área total $A_{sh,i}$, es decir que el esfuerzo de confinamiento (f_i) en cada dirección, se relaciona con la fuerza en los estribos y la geometría del núcleo a través de la Ecuación (4):

$$f_i \cdot (b_{c,j} \cdot s) = A_{sh,i} \cdot f_{yt} \quad (4)$$

La Ecuación (4) sirve para demostrar la naturaleza de las Ecuaciones (2) y (3) que exigen que el cociente ($A_{sh}/b_c s$) sea mayor que λ/f_{yt} , donde λ toma diferentes formas según la ecuación. Por ejemplo, Moehle (2014) demuestra que la Ecuación (3) proviene de una formulación que garantiza que la resistencia de una columna sometida a compresión pura no se reduce luego de perder el recubrimiento.

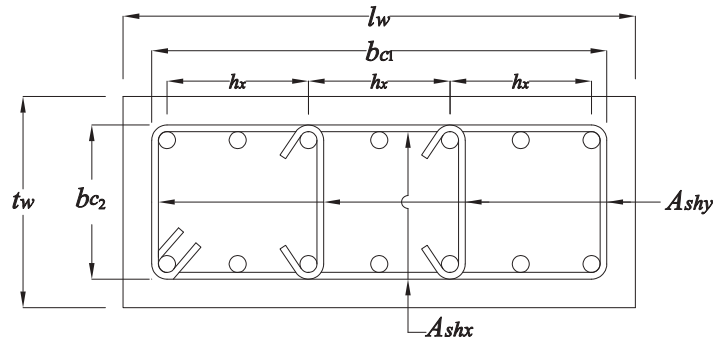


Figura 4. Geometría de refuerzo transversal en elemento de borde.

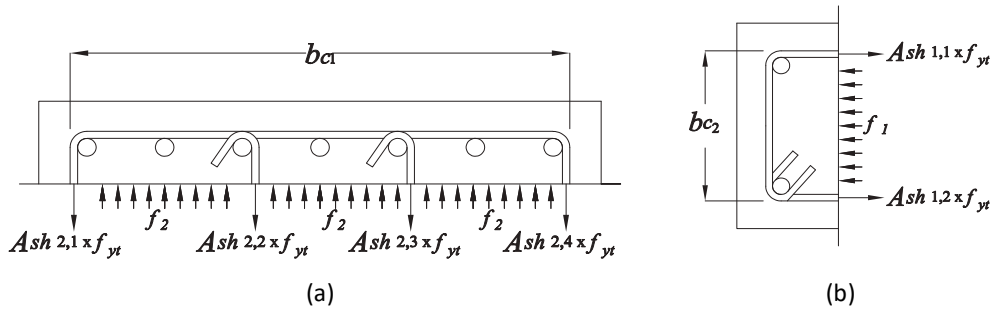


Figura 5. Equilibrio del esfuerzo de confinamiento en el núcleo y la resistencia del acero transversal: (a) corte en la dirección longitudinal; (b) con en la dirección transversal.

Para comprender el impacto de la implementación de las Ecuaciones (2) y (3) al definir el refuerzo transversal en los elementos de borde de muros con detallado especial, se presenta a continuación un análisis de cantidades de obra para muros con espesores de 150, 200, 300 y 400 mm. Para el ejercicio, se fijó el valor s en 100 mm, como la separación máxima entre estribos que se puede construir de manera práctica en obra. La resistencia del concreto y el acero transversal se fijó en $f'_c = 24$ MPa y $f_y = 420$ MPa, respectivamente. A partir de lo anterior, se establece la relación entre el área transversal de acero A_{sh} con la longitud del elemento de borde l_{be} para cada una de las ecuaciones y espesores en estudio (ver Figura 6). De la Figura 6 se concluye que la Ecuación (3), que no se exige en NSR-10, gobierna sobre la Ecuación (2) para muros con espesores menores a 300 mm, es decir para la mayoría de la realidad construida en Colombia.

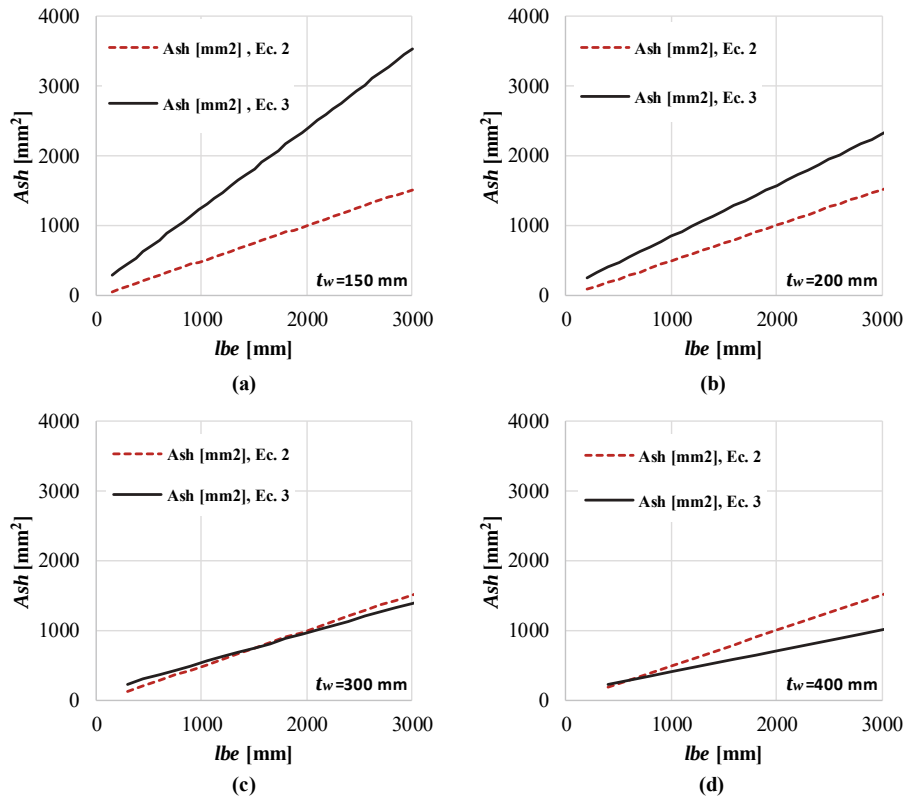


Figura 6. Relación área de acero transversal con longitud de elemento de borde para espesores de, (a) 150 (b) 200 (c) 300 y (d) 400 mm.

Suponiendo que las ramas de estribos y ganchos suplementarios de una capa de refuerzo transversal tienen la misma área, la Figura 7 muestra la relación entre el área del acero transversal de una rama de estribo (o A_{sh1}) y la longitud del elemento de borde. En este caso se utilizan tres valores discretos del espaciamiento horizontal entre ramas: $h_x = [100, 150 \text{ y } 200 \text{ mm}]$. De la Figura 7 se confirma, por ejemplo, que al aumentar el espaciamiento entre ganchos suplementarios a $h_x = 200 \text{ mm}$, el área de acero transversal de una rama de estribo puede llegar a ser el correspondiente a una barra #6 si el espesor del muro es 150 mm. Esto se considera inconstruible en la práctica, pues el acero no tiene espacio para desarrollar su resistencia en la dirección transversal del muro.

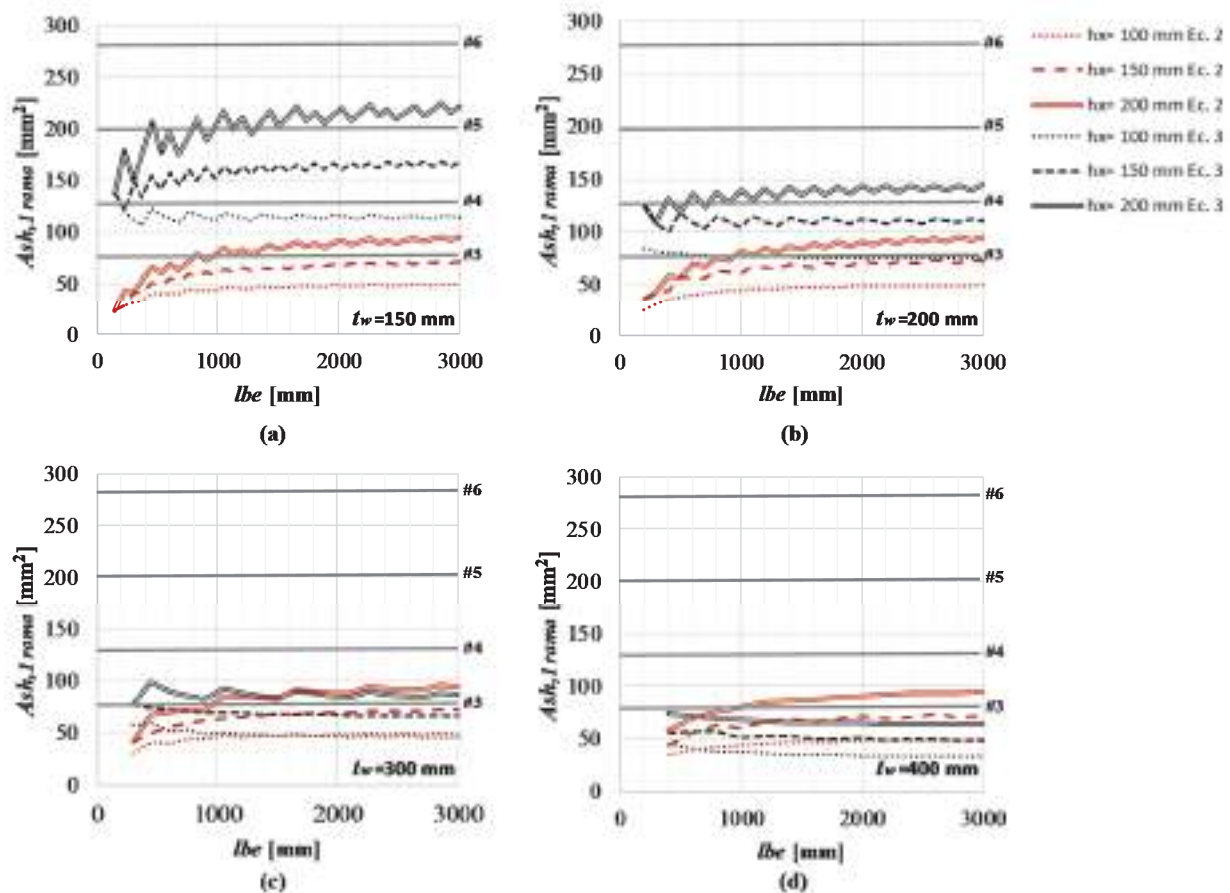


Figura 7. Relación área de acero transversal con longitud de elemento de borde para espesores de, (a) 150 (b) 200 (c) 300 y (d) 400 mm. Tomando valores de espaciamiento entre gancho suplementarios de 100, 150 y 200 mm.

6.3 Código Peruano de Diseño Sismo Resistente

La normativa peruana hace referencia exclusiva a los muros delgados separándolos de los otros muros estructurales como muros de ductilidad limitada (EMDL). Las edificaciones con este sistema se caracterizan por tener un sistema estructural de muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. En este sistema estructural los muros son de espesores reducidos, prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

La Norma E.030 – Diseño Sismorresistente, aclara que con este sistema solo se pueden alcanzar edificaciones de hasta 8 pisos y puede usarse para estructuras comunes en todas las zonas sísmicas pero no es apto para estructuras importantes (B) o esenciales (A2) salvo en zonas sísmicas bajas (1), o, ver Tabla 4 . Por otro lado, su coeficiente de reducción de la fuerza sísmica es $R_0 = 4$ y las estructuras con este sistema deben tener una deriva máxima (Δ_i / h_{ei}) de 0.5%.

Tabla 4. Categorías y zonas para el sistema de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada EMDL según E.030 Cap.3

Categorías	Valor R_0	Zonas de Amenaza sísmica			
		1 - Baja	2 - Intermedia	3- Intermedia	4 - Alta
A1 - Esenciales	4	x	x	x	x
A2 - Esenciales	4	Permitido	x	x	
B - Importantes	4	Permitido	x	x	x
C - Comunes	4	Permitido	Permitido	Permitido	Permitido
D - Temporales	4	x	x	x	x

La Norma peruana E.060- Concreto Armado, especifica los requerimientos de diseño para las edificaciones de concreto. En el capítulo 21.10 se encuentran los principales requerimientos para el diseño de edificaciones con muros de ductilidad limitada. En éste se especifica el tipo de material, diseño a cortante, diseño a carga axial y flexión entre otras exigencias para este sistema. La resistencia a compresión del concreto en sistemas de muros continuos debe ser como mínimo de 17 MPa. Como refuerzo se permite usar la malla electrosoldada en edificios de hasta tres pisos o en los 2/3 superiores del edificio. Para la malla electrosoldada de alambre liso o de alambre corrugado, la resistencia a la fluencia debe ser la correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%. Cuando el espesor del muro sea mayor de 20 cm se deben poner dos capas de acero y si la cuantía es mayor a 0.01 se debe confinar con estribos. El espesor de los muros debe considerar el pandeo lateral por flexión de los bordes a menos que tenga aletas. Cuando existen cargas concentradas se debe justificar si el espesor es adecuado para la carga axial y el momento que éstas provoquen; si hay dos o más cargas concentradas sobre un muro, la longitud aferente entre cargas no debe ser mayor que la longitud efectiva del muro y en estas zonas se debe diseñar como columnas.

La cuantía mínima para el refuerzo horizontal es 0,002 y 0,0015 para el refuerzo vertical, el espaciamiento en cada dirección debe ser menor que 400 mm o tres veces el espesor del muro. En el diseño a flexión y carga axial, el ancho efectivo del ala debe ser el 10% de la altura del muro o la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente. El espesor mínimo para los elementos de borde debe ser 150 mm, con un recubrimiento de mínimo 25 mm. Los elementos de bordes en la zona de compresión deben ser confinados cuando el esfuerzo máximo sobrepase $0.2f'_c$ o la profundidad del eje neutro c sea mayor o igual a la ecuación (1) con el factor γ igual 1.

Si se requiere confinamiento en los elementos de borde, el elemento se debe extender ($c - 0.1l_m$) y $c/2$; en secciones con alas se incluye el ancho de esta y se extiende como mínimo 300 mm en el alma. Los estribos tendrán como mínimo diámetros de 8 mm para restringir barras longitudinales con diámetros de 5/8", y 3/8" para restringir barras longitudinales de 1". Si el diámetro del refuerzo longitudinal es mayor a 1", el estribo debe tener diámetro de 1/2" y el espaciamiento

entre éstos debe ser el menor entre 10 veces el diámetro de la barra longitudinal, o la menor dimensión de la sección transversal o 250 mm. En el caso que no se requiera confinamiento, el acero vertical de los extremos se debe espaciar a modo que la cuantía no exceda del 1% del área que se distribuye.

7. BASES DE DATOS DE EDIFICIOS DE MUROS DELGADOS DE COLOMBIA

7.1 Descripción General

Para estudiar las características del sistema en Colombia, se seleccionaron cuatro ciudades considerando varios aspectos entre los cuales se destacan: su nivel de desarrollo e importancia para el país, el número de habitantes, el número de edificios con el sistema de muros industrializados y el nivel de amenaza sísmica. Bogotá y Medellín cuentan con el mayor número de habitantes y se encuentran localizadas en una zona de amenaza sísmica intermedia. En cuanto a Cali, es una ciudad de gran importancia para la economía del país debido a su cercanía con el puerto de Buenaventura y se encuentra localizada en una zona de amenaza sísmica Alta. Esta ciudad se ha visto afectada por eventos sísmicos durante su historia. Finalmente, la ciudad de Armenia es representativa de la zona denominada eje cafetero, con alta sismicidad y la cual se vio severamente afectada por el sismo del Eje Cafetero en enero de 1999.

La base de datos se construyó inicialmente a partir de un trabajo de campo con cuatro comisiones de ingenieros, uno por cada ciudad. En algunos casos se realizó una inspección visual por zonas en cada una de las cuatro ciudades, para identificar los edificios construidos con este sistema, en particular, los edificios que estaban configurados con muros delgados y esbeltos. Una vez seleccionados los edificios, se acudió a las curadurías urbanas para solicitar los planos estructurales de cada uno de ellos. En otros casos, los planos se obtuvieron de oficinas de consultoría que accedieron a proporcionar la información de forma confidencial. Del total de edificios identificados, se conformó una base de 177 edificios con información general y 60 edificios con información detallada a nivel de planos estructurales y memorias de cálculo. Posteriormente se diseñaron dos formatos de recopilación de información; el primero para ingresar los parámetros generales de cada edificio y, el segundo, destinado a recopilar la información específica de cada uno de los muros.

El formato general contiene la siguiente información: nombre del edificio, dirección, año de construcción, número de pisos, altura total, dimensiones en planta (longitudinal, B_l y transversal, B_t), densidad de muros con respecto al área total en planta (longitudinal, D_l y transversal, D_t), tipo de suelo, nivel de amenaza sísmica, y factor de capacidad de disipación de energía utilizado en el diseño. Para el formato local se consideraron los siguientes parámetros: forma de la sección transversal, longitud (L_w), espesor (t_w), cuantía longitudinal (ρ_l), cuantía transversal (ρ_t), cuantía de elementos de borde (ρ_b), diámetro de barra longitudinal (d_b), separación de los estribos (s), altura libre entre piso (H_s), resistencia a la compresión (f_c), resistencia a la fluencia del acero (f_y) y nivel de carga axial (combinación D + 0.25 L). En la Figura 8 se muestran plantas típicas de algunos edificios que hacen parte de la base de datos.

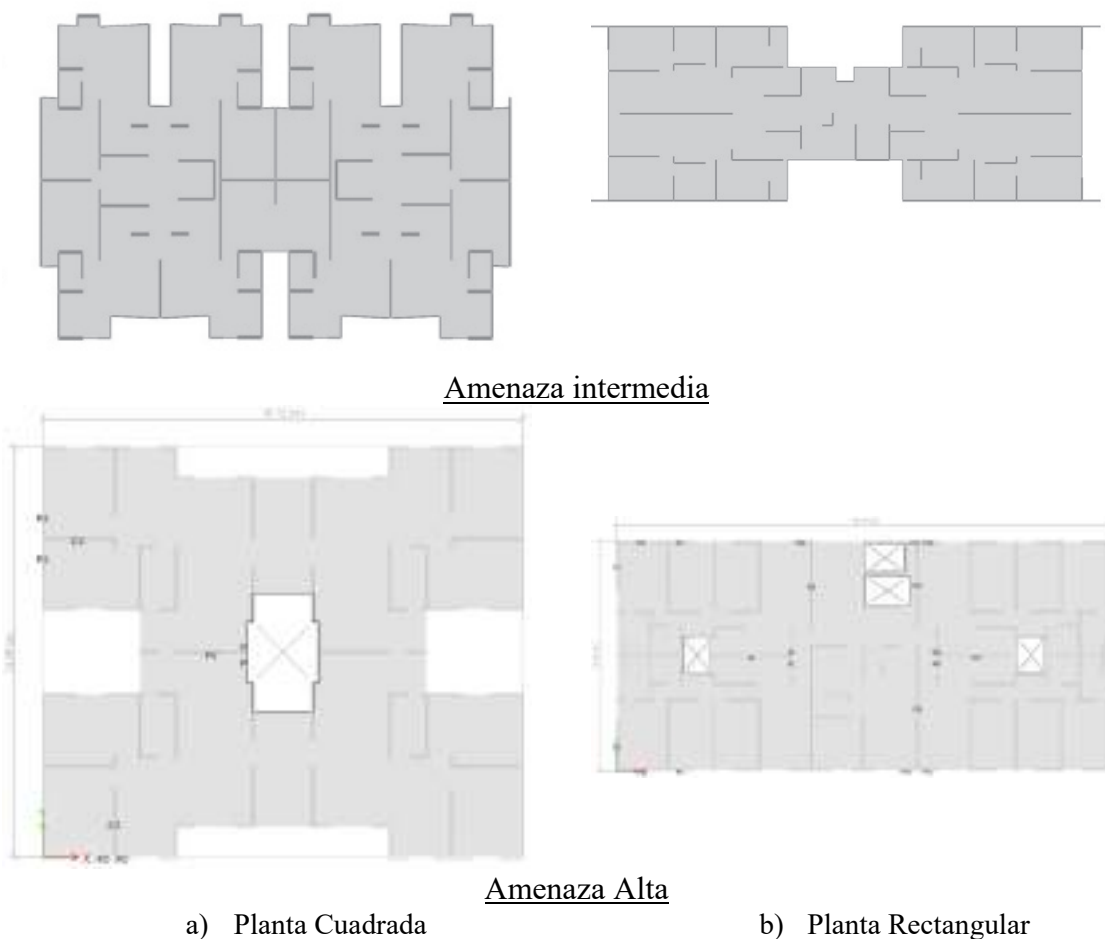


Figura 8. Plantas estructurales de edificios típicos de la base de datos.

7.2 Análisis Estadístico Global

7.2.1 Clasificación general

A partir de los parámetros generales, los edificios se clasificaron con base en tres parámetros: la forma de la planta del edificio (cuadrada o rectangular), el nivel de amenaza sísmica (intermedia o alta) y la altura total del edificio. Para definir la forma de la planta, se utilizó el factor de forma (“SR”) definido como la relación entre la dimensión longitudinal (i.e. dimensión mayor en planta) y la dimensión transversal ($SR = B_l/B_t$). Para valores de SR menores o iguales a 1.5, se definió la planta como cuadrada y para relaciones mayores a 1.5, la planta se considera rectangular. Para clasificar los edificios de acuerdo con su altura, se definieron tres categorías con base en la práctica constructiva local: edificios bajos para los que tienen 5 o menos niveles, intermedios para los que tienen entre 6 y 12 pisos, y finalmente, los edificios altos corresponden a edificios con 13 o más pisos.

En la Figura 9 se muestra la distribución de los edificios de acuerdo con la forma de la planta, el nivel de amenaza sísmica y el número de pisos. En la figura se puede observar que el 73.4% y el 26.59% de los edificios tienen plantas rectangular y cuadrada, respectivamente. En la Figura 9b se observa que el 90% de los edificios de la base de datos se encuentran localizados en una zona

de amenaza sísmica alta (68.9% y 21.7% para plantas rectangulares y cuadradas). En la Figura 9c se observa que el 85% de los edificios tienen menos de 12 pisos y la mayoría de ellos son de altura intermedia, es decir, entre 6 y 12 pisos, y que muy pocos edificios tienen más de 20 pisos. En la Figura 10 se observa que los edificios más representativos corresponden a los que tienen 5, 8 y 10 pisos.

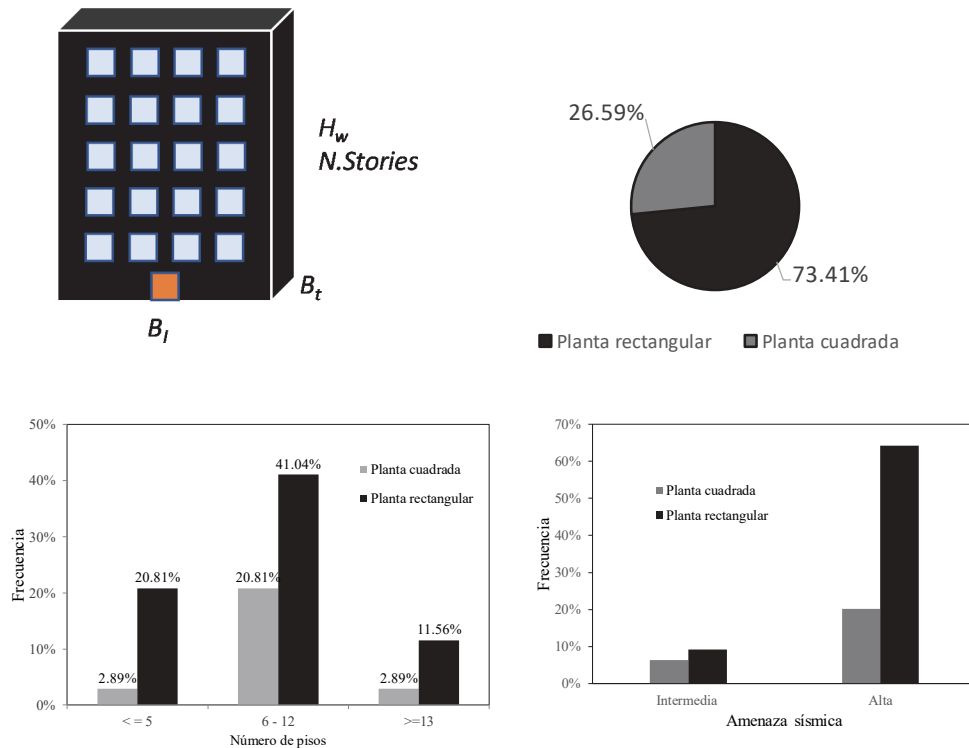


Figura 9. Clasificación general de los edificios.

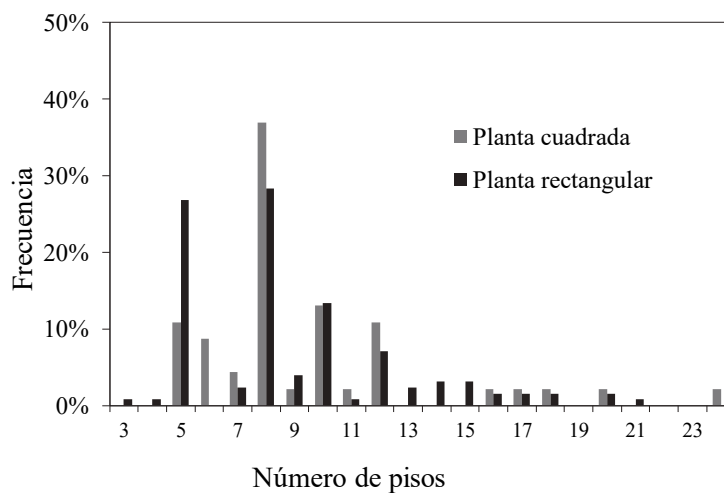


Figura 10. Distribución de acuerdo con el número de pisos.

7.2.2 Densidad de muros

La densidad de muros es un parámetro que relaciona el área total de muros en la dirección que soporta la demanda de cortante, con respecto al área total de la planta del edificio (Figura 11). Este parámetro guarda una estrecha relación entre el nivel de carga axial de los muros y las demandas de deriva en la estructura. De acuerdo con la experiencia investigativa, un valor mínimo de densidad de muros en cada una de las direcciones debería ser 3%. Este valor empírico corresponde a un criterio de diseño para lograr niveles aceptables de carga axial y facilitar el control de las derivas del edificio (Sozen, 1989; Blandón *et al.*, 2015).

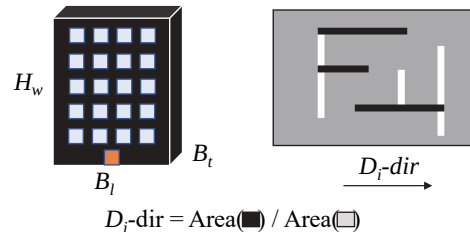


Figura 11. Densidad de muros en la dirección i .

En la Figura 12 se muestra la distribución de la densidad de muros en las dos direcciones con respecto al área total en planta de los edificios. En la misma figura se muestran tres líneas rectas las cuales representan una relación 1:1, 1:3 y 2:1 en cuanto a la relación entre la densidad longitudinal y transversal. La gran mayoría de los edificios presentan relaciones de densidad que varían entre 1:1 y 1:3. Adicionalmente, en la Figura 12 se presenta la distribución por rangos de densidades, lo cual permite identificar que en la dirección longitudinal, el 81% de los edificios tienen una densidad menor o igual al 3%, con aproximadamente el 50% de edificios con densidades entre 1 y 2%. En la dirección transversal, el 88% tienen densidad de muros menor al 4%, con un 49% de los edificios con densidad entre 2 y 3%.

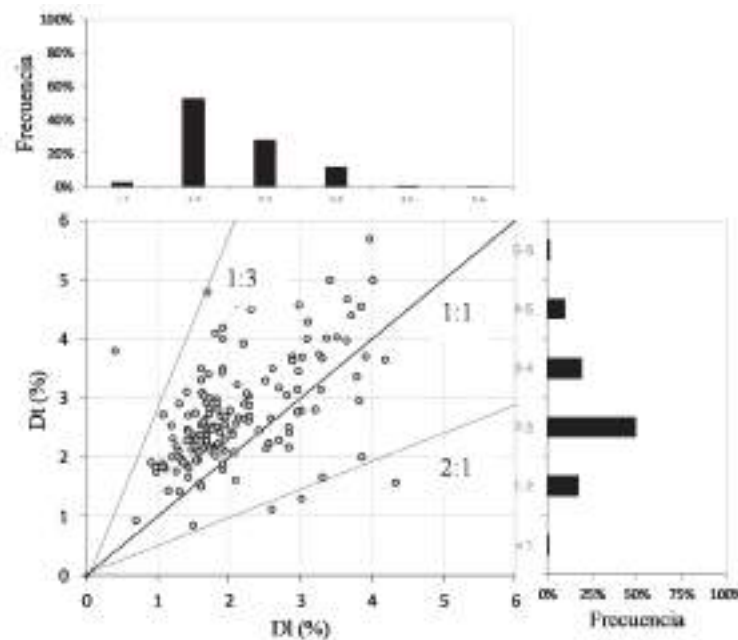


Figura 12. Distribución de la densidad de muros en ambas direcciones.

En las Figura 13 y Figura 14 se muestran las densidades de muros para zonas de sismicidad intermedia y alta, en función de la forma en planta. Para la zona intermedia, el 42 % de los edificios tienen una densidad en la dirección longitudinal entre 1 y 2%, y tan solo el 19% se encuentran entre 3 y 4%; mientras que, en la dirección transversal, el 69% de los edificios tienen densidades entre 3 y 5%. Para la zona de alta sismicidad, el 54% tiene una densidad longitudinal entre 1 y 2%, y el 56% una densidad transversal entre 2 y 3%. Lo anterior representa una condición menos favorable para los edificios en zona de sismicidad alta, lo cual va en contravía con la filosofía de diseño sismo resistente. En cuanto a la forma en planta de los edificios, en las figuras se observa que la mayoría de los edificios en zonas de sismicidad alta presentan una configuración rectangular, con mayor densidad en la dirección transversal, pero con muros cortos que tienen altas relaciones de aspecto, los cuales, tienen una capacidad reducida de rotación inelástica. En zonas de amenaza intermedia no hay una diferencia tan marcada en cuanto a la forma en planta de los edificios y se observan valores más altos de densidad de muros en las dos direcciones. Para edificios con plantas cuadradas, es mucho más fácil lograr cumplir con los requerimientos de densidad mínima de muros en las dos direcciones y evitar controlar la rigidez lateral de la estructura por medio de una gran cantidad de muros con alta relación de aspecto (muros cortos).

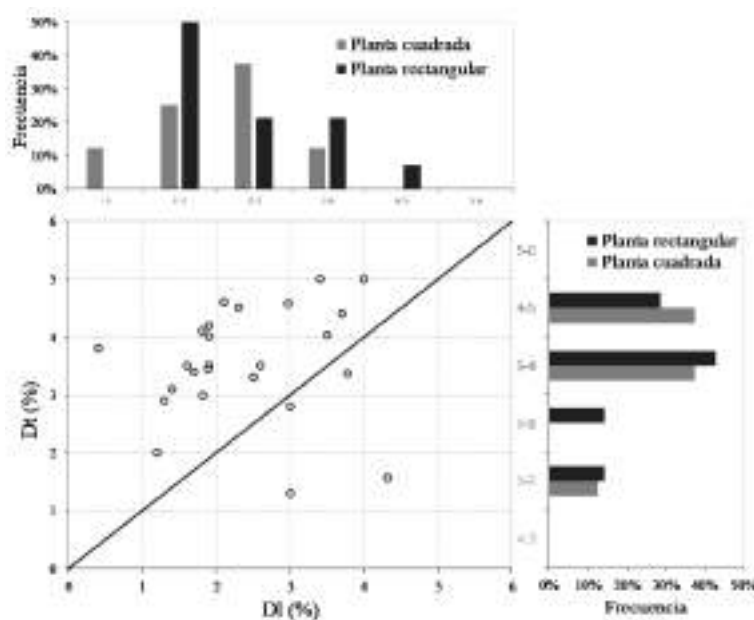


Figura 13. Distribución de la densidad de muros – Amenaza sísmica intermedia.

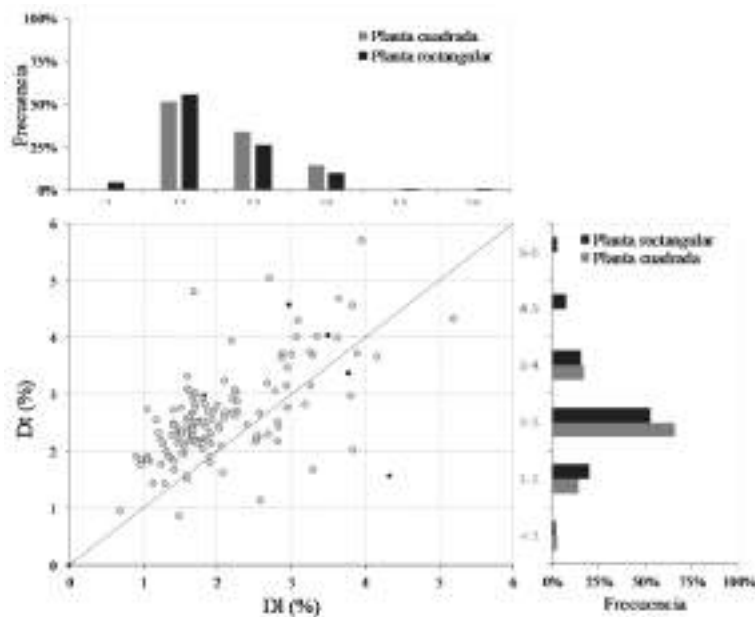


Figura 14. Distribución de la densidad de muros – Amenaza sísmica alta.

7.3 Análisis Estadístico Específico a Nivel de Elemento Estructural

A partir de los 60 edificios de los cuales se disponía de información detallada a nivel de planos estructurales, se recopiló información de 450 muros estructurales. Los principales resultados de este análisis se discuten a continuación.

7.3.1 Esbeltez

La esbeltez es la relación entre la altura libre entre pisos y el espesor del muro. La esbeltez se relaciona directamente con la estabilidad lateral del elemento y ha sido estudiado exhaustivamente en los últimos años (Rosso *et al.*, 2015; Arteta, 2017; Parra and Moehle, 2017; Rosso *et al.*, 2018). En el NSR-10 no se establece un límite para la relación de esbeltez; sin embargo, con base en las investigaciones recientes se recomienda como límite superior un valor de esbeltez de 16. Para el caso de Colombia, con las alturas entre pisos típicas, esto representa un espesor mínimo de muros estructurales de aproximadamente 0.15 m. En la Figura 15 se muestra la distribución de edificios de acuerdo con la relación de esbeltez. El valor medio se encuentra entre 24 y 25. Tan solo el 7% de los muros cumplen con el requerimiento del ACI-318-14 y más del 90% tienen relaciones superiores a 16. Los altos niveles de esbeltez de los edificios en Colombia se deben al uso de espesores reducidos. El 48% de los muros analizados tienen espesores iguales o menores a 100 mm, y aproximadamente el 85% de los muros tienen un espesor menor o igual a 150 mm, tal y como se muestra en la Figura 16.

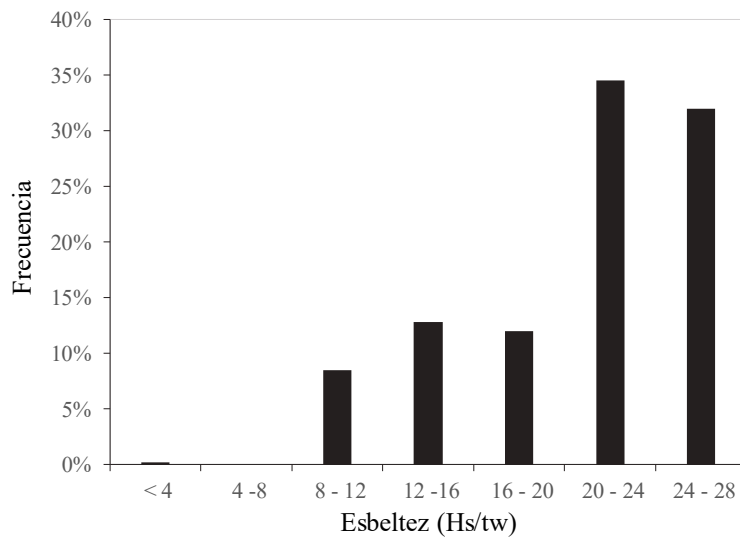


Figura 15. Distribución de la densidad de muros

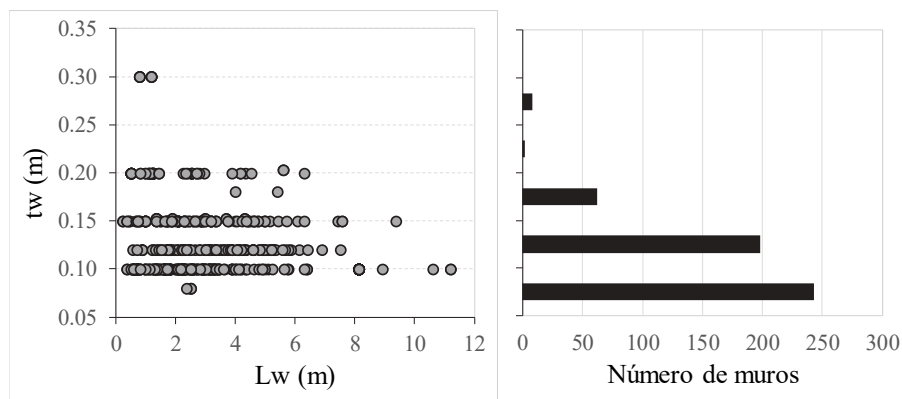


Figura 16. Distribución de espesor de los muros.

7.3.2 Relación de aspecto, A_r

La relación de aspecto (A_r) se define como la relación entre la altura total del muro y su longitud. Este parámetro se relaciona con la capacidad de rotación del muro y, por consiguiente, con el nivel de desplazamiento no lineal que puede desarrollar el muro antes de presentarse la falla. En este sentido, la relación de aspecto influye considerablemente en el nivel de ductilidad del muro y del edificio. Por lo general, para obtener factores de capacidad de disipación de energía (R) entre 4 y 6, se recomienda como límite superior para la relación de aspecto un valor igual a 6.0. Elementos con relaciones de aspecto mayores a esto no alcanzan a salir del rango elástico de comportamiento por lo que deberían diseñarse sin considerar el factor de reducción R (Priestley *et al.*, 2007). En la Figura 17 se muestra la distribución de la relación de aspecto para los muros analizados en la cual se identifica que la mayoría de los muros tienen una relación de aspecto entre 3 y 4. No obstante, considerando intervalos más amplios, el mayor porcentaje para zona de amenaza intermedia se encuentra entre 8 y 14, lo cual representa muros relativamente cortos; mientras que para zona de amenaza alta, la relación de aspecto varía entre 4 y 8, lo cual corresponde a muros largos con

buena capacidad de rotación inelástica, lo cual es consistente con el nivel de demanda que puede generarse en una zona de actividad sísmica alta.

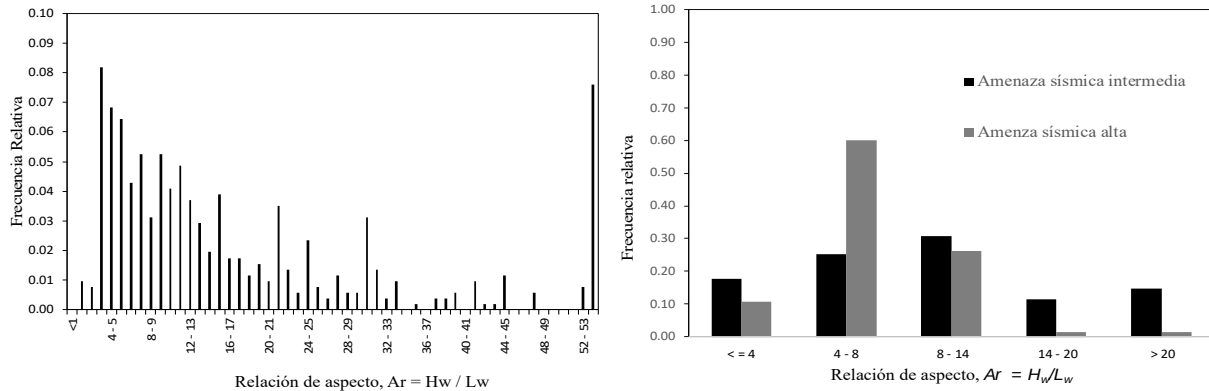


Figura 17. Distribución de la relación de aspecto, Ar .

7.3.3 Relación de carga axial (“Axial Load Ratio”, ALR)

Este parámetro relaciona la carga axial actuando sobre el muro y la resistencia máxima a la compresión del concreto. Por teoría de la mecánica del concreto reforzado se puede demostrar que aunque el incremento de la carga axial aumenta la resistencia a la flexión de los muros, también disminuye tanto la capacidad de desplazamiento lateral, como la capacidad de disipación de energía. Esto ha sido corroborado experimentalmente en ensayos de muros por Su and Wong (2007) y Alarcon *et al.* (2014). Las últimas recomendaciones de ACI 318-14 señalan que el nivel de esfuerzo axial debe ser inferior al 35% de f'_c . En la Figura 18a se muestra la relación ALR, definida como el cociente entre la carga axial del muro P y la capacidad de la sección bruta de concreto $A_g f'_c$. Esta relación se presenta para la combinación de carga real esperada en las edificaciones: 1 D + 0.25 L (FEMA-356, 2000). En la figura se observa que, tanto para la zona de amenaza sísmica intermedia como alta, la gran mayoría de los edificios tienen nivel de carga axial menor o igual $0.1 A_g f'_c$. Para el caso donde se considera el efecto del sismo (1 D + 0.25 L + E), el nivel de carga axial en algunos edificios llega hasta el $0.15 A_g f'_c$, tal y como se muestra en la Figura 18b.

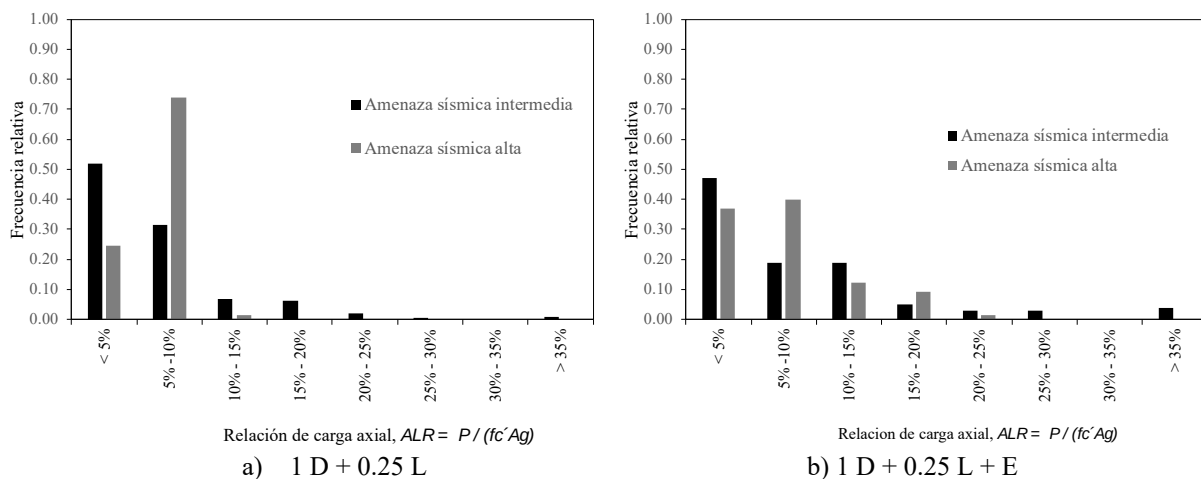


Figura 18. Distribución de la relación de carga axial (ALR).

7.4 Evaluación Numérica Elástica de la Respuesta Sísmica

Para la determinación de las solicitaciones sobre cada uno de los elementos estructurales y el análisis del comportamiento dinámico de la estructura, se realizaron modelos tridimensionales en el programa ETABS para cada edificio de la base de datos, en los cuales se incluyó la distribución espacial de la masa y la rigidez de cada estructura. Los muros fueron modelados como elementos tipo “*thin shell*”, las vigas se modelaron como elementos tipo “*frame*” y las losas fueron modeladas como elementos tipo “*thin shell*” con un porcentaje de fisuración para muros de $0.5 I_g$ y para losas de $0.1 I_g$). En la Figura 19 se muestran algunos de los modelos estructurales generados en ETABS.

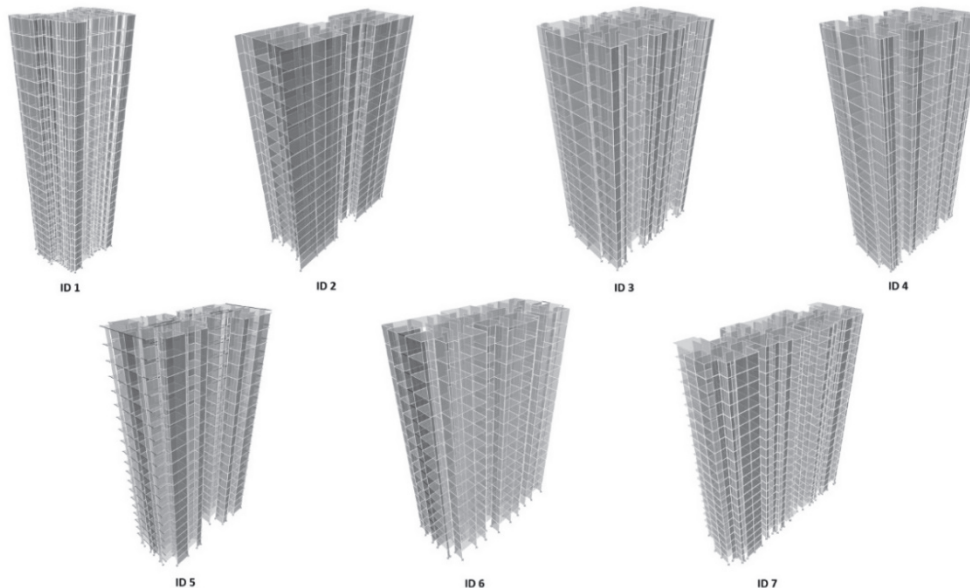


Figura 19. Modelos tridimensionales en ETABS.

7.4.1 Materiales

Las propiedades de los materiales se definieron de acuerdo con las características mencionadas en los planos y en las memorias de cálculo (ver Tabla 5 y Tabla 6). En la Tabla 6 se observa que la resistencia a compresión del concreto varía entre 21 MPa y 42 MPa, dependiendo del número de niveles del edificio y de acuerdo con la ubicación del elemento. La mayor resistencia a la compresión se presenta en los edificios más altos y en los primeros niveles de cada edificio.

Tabla 5. Especificaciones del acero de refuerzo.

Tipo de refuerzo	Resistencia a fluencia del acero (MPa)
Malla electrosoldada	570
Barras corrugadas de refuerzo	420

Tabla 6. Especificaciones del concreto.

Elemento	Resistencia del concreto a compresión (MPa)
Muros	21 a 42 MPa
Vigas	21
Losas	21

7.4.2 Estimación de cargas

Carga permanente (D)

En la Tabla 7 se describen las cargas muertas utilizadas para el análisis de los edificios. Es importante mencionar que dentro del análisis realizado, las cargas sobreimpuestas aplicadas corresponden a valores promedio que se distribuyen en toda la losa.

Tabla 7. Cargas permanentes (D).

Carga	Descripción
Peso propio	El peso propio de los elementos estructurales se incluyó de acuerdo con su geometría y el peso específico de los materiales.
Carga sobre impuestas	Para incluir las cargas sobreimpuestas se incluyeron las recomendaciones del capítulo B.3 – Cargas muertas de la NSR-10. En este caso de carga se incluyeron los elementos no estructurales verticales; la carga utilizada fue de 1,5 kN/m ² para toda la estructura, este valor incluye el acabado y las particiones.

Carga Viva (L)

De acuerdo con NSR-10§B.4 – Cargas vivas, la carga viva varía según la zona de la planta que se está cargando (apartamentos, balcones, corredores, escaleras, etc.). El valor de carga promedio en el área de apartamentos de los edificios fue 1.8 kN/m².

Carga Sísmica (E)

Para incluir los efectos sísmicos en el análisis de la estructura se siguieron las recomendaciones dadas en el Título A de la NSR 10. Se utilizó la información contenida en los planos estructurales para definir el tipo de suelo. La aceleración pico efectiva (A_a) y la velocidad horizontal pico efectiva (A_v) se tomaron de acuerdo a la ciudad en la cual estaba localizado cada edificio. En la Figura 20 se muestra el espectro de diseño empleado para el análisis dinámico de los edificios, el cual fue calculado siguiendo las recomendaciones de NSR-10§A.2.6, para una fracción de amortiguamiento crítico del 5%.

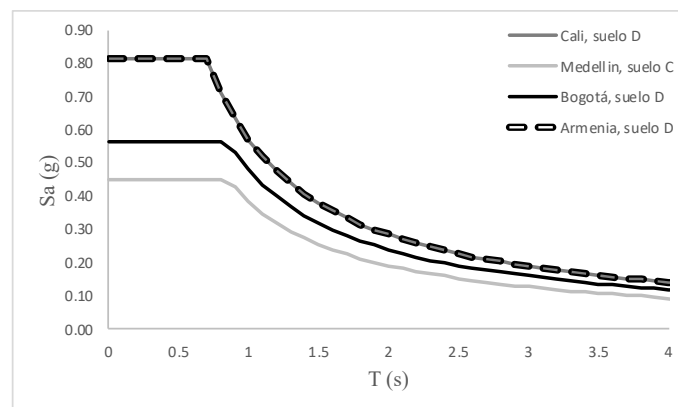


Figura 20. Espectros de diseño de la NSR-10.

Combinaciones de carga

Se utilizaron las combinaciones de carga definidas en el título B de la NSR-10 para la condición de servicio y última, respectivamente. Para la estimación del nivel de carga axial y de las relaciones $M/(VL_w)$ se utilizó la combinación $1 D + 0.25 L + E$.

7.4.3 Análisis de demanda

El acoplamiento por desplazamiento entre muros adyacentes nace de la interacción de cada muro con las acciones de membrana (interacción axial) y placa (interacción por flexión) de la losa maciza circundantes. Las acciones como membrana de las losas generan acoplamiento por desplazamiento, mientras que las acciones como placa adicionan cargas axiales a los muros cuando estos son sometidos a desplazamientos por carga sísmica. Esto además genera que los muros se desplacen con perfiles de doble curvatura en altura, desviándose del comportamiento en cantiléver. Este comportamiento también se refleja en la inversión del signo del momento de la sección crítica (en la base) a medida que se desarrolla la altura del muro. Es importante reconocer la desviación del comportamiento de los muros respecto a un cantiléver porque los ensayos de capacidad de deformación de los muros se hacen (generalmente) sobre paneles que solo comprenden la sección crítica. Por ejemplo, son típicos los ensayos sobre una versión escalada o de tamaño real del primer piso de un muro sometido a ciclos de carga reversible. En estos ensayos se determinan capacidades de rotación promedio de una pequeña porción del muro y, las extrapolaciones de estas rotaciones a derivas de techo, requiere conocer la forma desplazada de los muros acoplados.

Para evaluar esta característica del comportamiento de los muros, la Figura 21a presenta la respuesta de un muro en voladizo, sometido a la acción sísmica a través de un patrón de carga triangular invertido. Para simular el acoplamiento, se impone una carga puntual invertida a nivel de cubierta con intensidad igual a ηV_b , donde V_b es el cortante basal total, y η es denominado aquí como parámetro de acoplamiento. La carga inversa en la cubierta genera la inversión del momento en altura, lo cual simula de manera aproximada el comportamiento observado de los muros de la base de datos. La Figura 21b muestra el impacto de los valores de η en la distribución de momento en altura; para $\eta = 0$, no hay acoplamiento, y el muro se comporta como un cantiléver con curvatura simple. Según esto, si el valor de η es mayor, se considera que la interacción del muro con los elementos circundantes (por ejemplo, losas, u otros muros) es mayor.

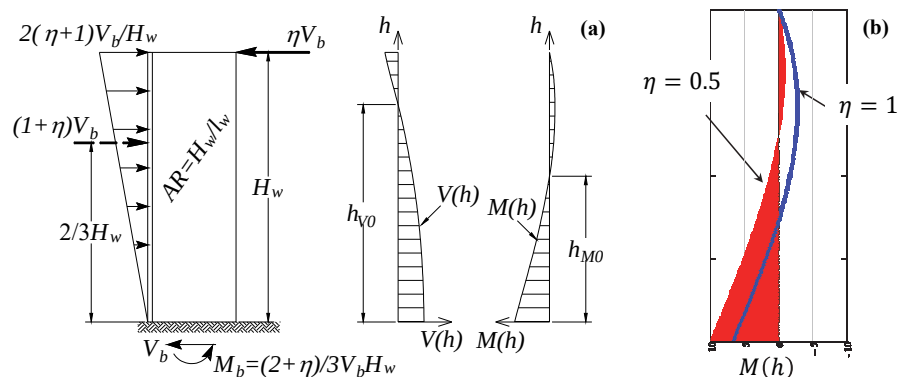


Figura 21. (a) Modelo de acoplamiento de muros en voladizo; (b) variación de la distribución del momento con el parámetro η

Por equilibrio se puede estimar que, bajo estas condiciones de carga, la relación entre el momento y el cortante basal del muro, normalizado por su longitud, $M/(Vl_w)$ (conocido como el “*shear span ratio*” en inglés) está dado por:

$$M/(Vl_w) = AR(2-\eta)/3 \quad (5)$$

donde, $AR = H_w/l_w$ es la relación de aspecto geométrica del muro. De un análisis bajo fuerza horizontal equivalente de los edificios en la base de datos, se obtuvieron relaciones M/Vl_w de todos los muros de interés. Esto permitió además estimar η con la Ecuación (5). Los resultados de este análisis son presentados en (Sanchez and Arteta, 2017), donde se muestra que el factor de acoplamiento se reduce con el aumento de la longitud del muro, lo que indica que los muros largos, debido a su rigidez, son afectados en menor medida por las acciones de los elementos circundantes, como lo son las losas u otros muros adyacentes. La Figura 22 muestra histogramas de valores de M/Vl_w de los muros de las bases de datos y se observa que la relación típica de M/Vl_w se encuentra entre 1 y 3 para los edificios en los dos niveles de amenaza sísmica.

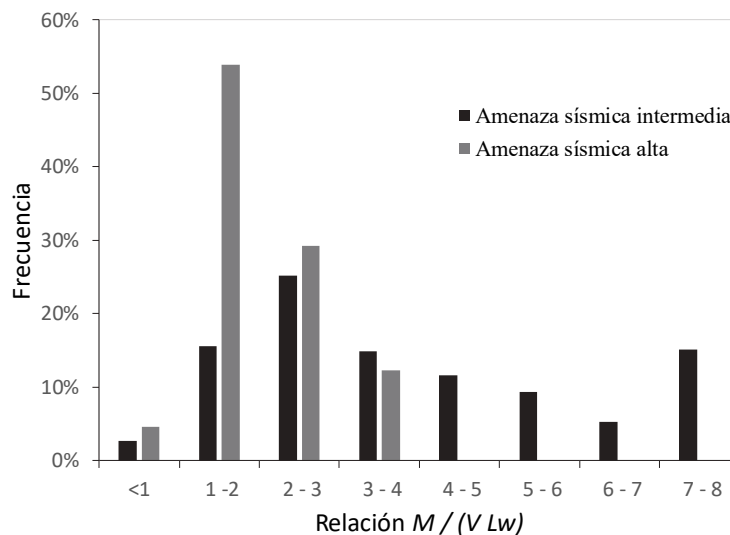


Figura 22. Distribución de la relación $M/(V L_w)$.

7.4.4 Período fundamental de vibración

El cálculo del período fundamental de vibración de un edificio es una variable indispensable para el análisis de la estructura y la determinación de las demandas sísmicas. Los códigos de diseño sísmo resistente cuentan con expresiones simplificadas para calcular el período con base en parámetros geométricos. También existen expresiones desarrolladas tanto de forma empírica como a partir de mediciones *in situ*. En la Figura 23 se muestra la comparación entre el período aproximado T_a de acuerdo con NSR-10§A.4.2.3 y los períodos en la dirección longitudinal (T_l) y transversal (T_t) obtenidos del análisis modal considerando las secciones fisuradas. El 61% de los edificios con planta aproximadamente cuadrada tienen períodos mayores al período aproximado T_a en las direcciones longitudinal y transversal. Para los edificios con planta rectangular, el 57% de los edificios registran períodos menores al T_a en la dirección longitudinal, mientras que en la dirección transversal, el 60% de los edificios presentan valores de período mayores al período aproximado T_a .

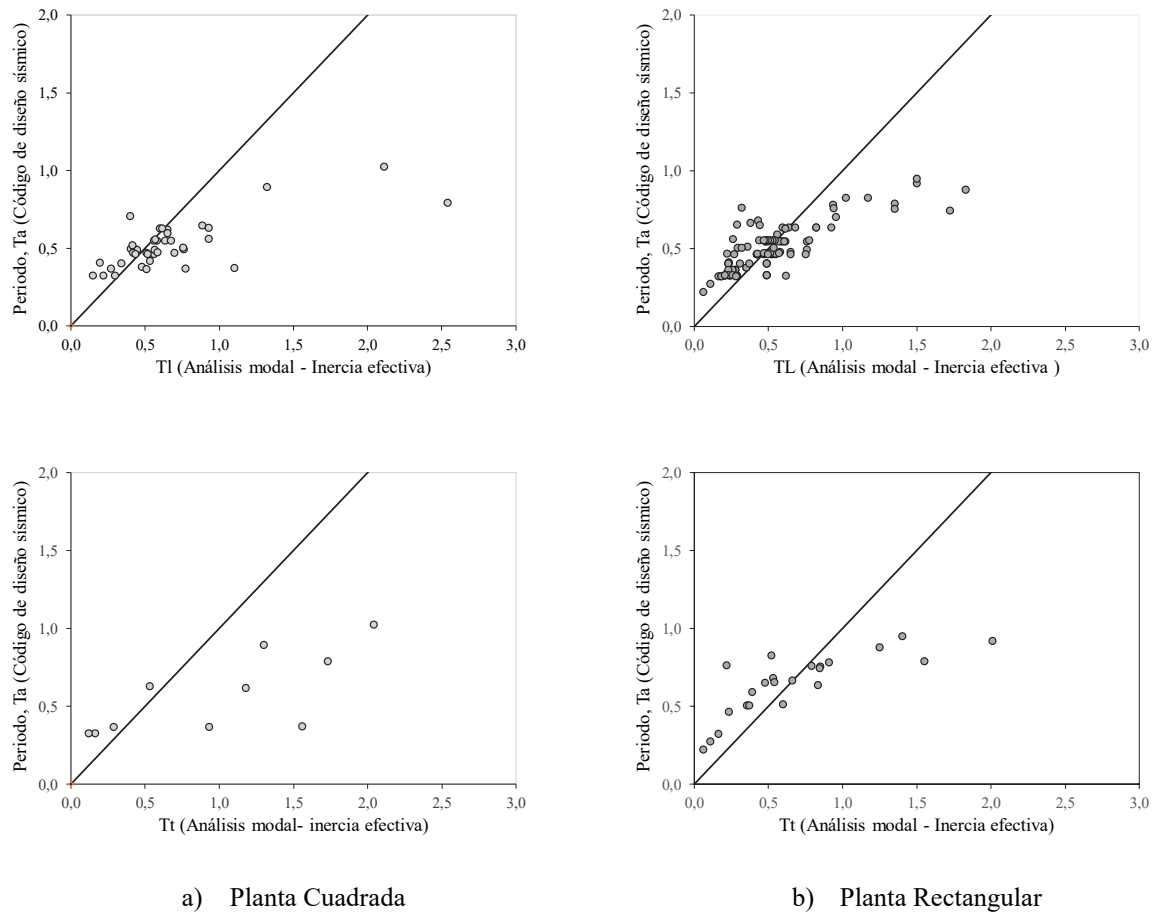


Figura 23. Comparación entre el periodo fundamental de vibración obtenido por medio de la NSR-10 y el análisis modal con secciones fisuradas.

De los resultados anteriores se evidencia que la ecuación propuesta por la NSR-10 para calcular de manera aproximada el periodo de los edificios estructurados con muros, sobreestima el valor para los edificios con muros delgados de planta aproximadamente cuadrada. Para los edificios con muros delgados de planta rectangular, la ecuación puede sobreestimar o subestimar, dependiendo de la dirección de análisis. La ecuación propuesta por la NSR-10 no considera el efecto que tiene la densidad de muros y la forma de la planta del edificio sobre el valor del periodo fundamental de vibración, lo cual puede conducir a subestimar o sobreestimar la demanda sísmica. Resultados similares a los reportados en este estudio fueron obtenidos por (Balkaya and Kalkan, 2003).

Con base en los resultados obtenidos del análisis modal de los edificios, en este estudio se relacionaron los periodos en las dos direcciones principales con el número de pisos para las plantas cuadradas y rectangulares, tal como se muestra en la Figura 24. En la Tabla 8 se muestran los coeficientes y exponentes que se obtuvieron con las respectivas regresiones ($T_i = C_t H^\alpha$). En la figura se observa que ninguno de estos coeficientes y exponentes coincide con los valores propuestos por la NSR-10 en la Tabla A.4.2.1 ($C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$). Los coeficientes obtenidos varían con la forma en planta del edificio y la dirección de análisis, lo cual muestra el efecto de la densidad de muros y la forma en planta del edificio sobre el valor del periodo fundamental. El

valor de C_t obtenido del análisis de la base de datos está entre un 4% y un 43%, inferior al propuesto por la NSR-10. En cuanto al valor de α , los valores obtenidos son superiores y varían entre 1.4 y 2.2 veces el valor propuesto por la NSR-10.

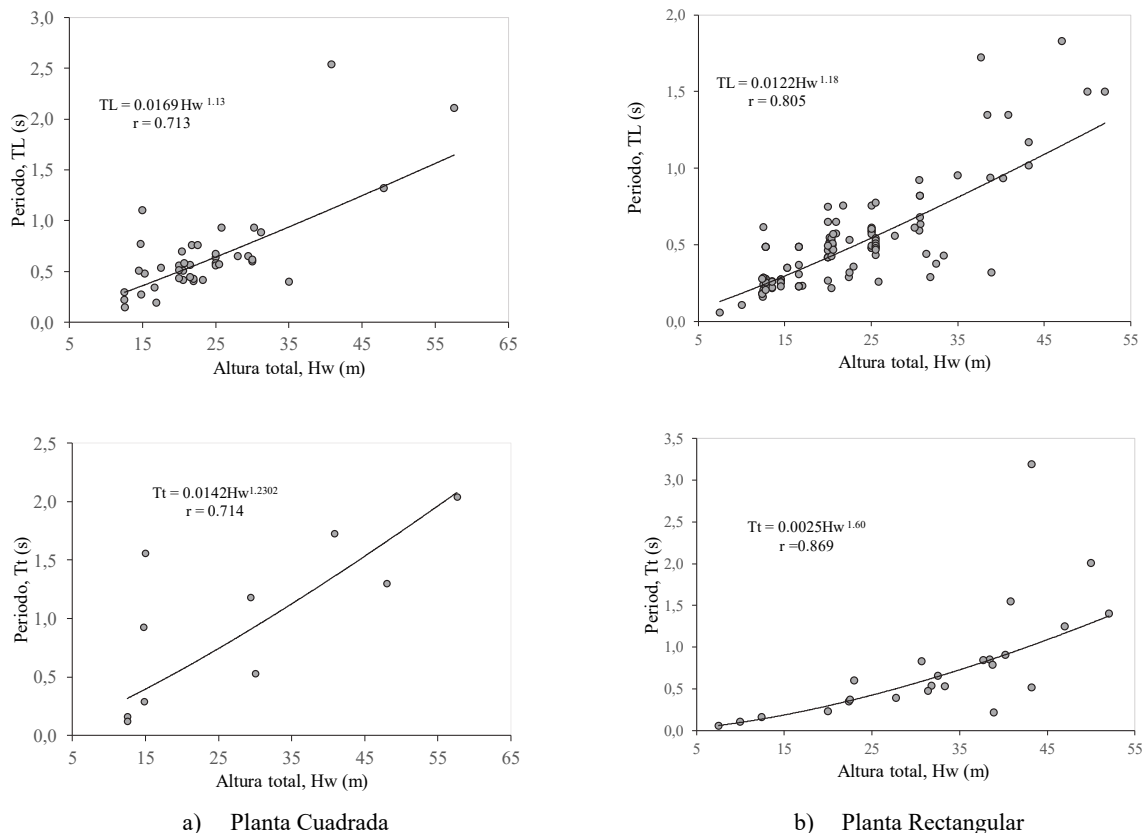


Figura 24. Relación entre el periodo fundamental en las dos direcciones principales y la altura total del edificio.

Tabla 8. Coeficientes de la ecuación empírica para el cálculo del periodo fundamental.

Parámetro	Planta Cuadrada		Planta Rectangular	
	T_l	T_t	T_l	T_t
C_t	0.021	0.012	0.010	0.002
α	1.05	1.26	1.24	1.63

7.4.5 Análisis cronológico lineal de edificios de la base de datos de Armenia

Considerando el nivel de amenaza y la sismicidad histórica de la ciudad de Armenia, se optó por realizar un análisis específico para los edificios de esta región de Colombia. Los modelos lineales de las estructuras se analizaron utilizando 11 parejas de acelerogramas seleccionados de la base de datos PEER-Ground Motion Database NGA-West2 (Goulet *et al.*, 2013). Esta base de datos contiene acelerogramas registrados en ambientes tectónicos activos de fallas corticales, por lo que solo representa dos de las fuentes que más contribuyen a la amenaza sísmica de la ciudad de Armenia. Aunque las fuentes de subducción no son tenidas en cuenta, los resultados presentados son de interés, pues permiten obtener una perspectiva sobre la respuesta global estructural bajo demandas

consistentes con el sismo de diseño. Los criterios de selección de los acelerogramas están resumidos en la Tabla 9. Las series de tiempo utilizadas y su comparación con el espectro de diseño de NSR-10, y con la ecuación de atenuación de Campbell and Bozorgnia (2014) para $R = 12$ km, $M_w = 6.5$ y $V_{s30} = 180$ m/s, se muestran en la Figura 26a y Figura 26b, respectivamente. En las figuras se observa que la mediana de los 11 espectros seleccionados se ajusta al espectro de NSR-10, y los dos tienen una desviación estándar por encima de la mediana predicha por (Campbell and Bozorgnia) para un escenario de campo cercano.

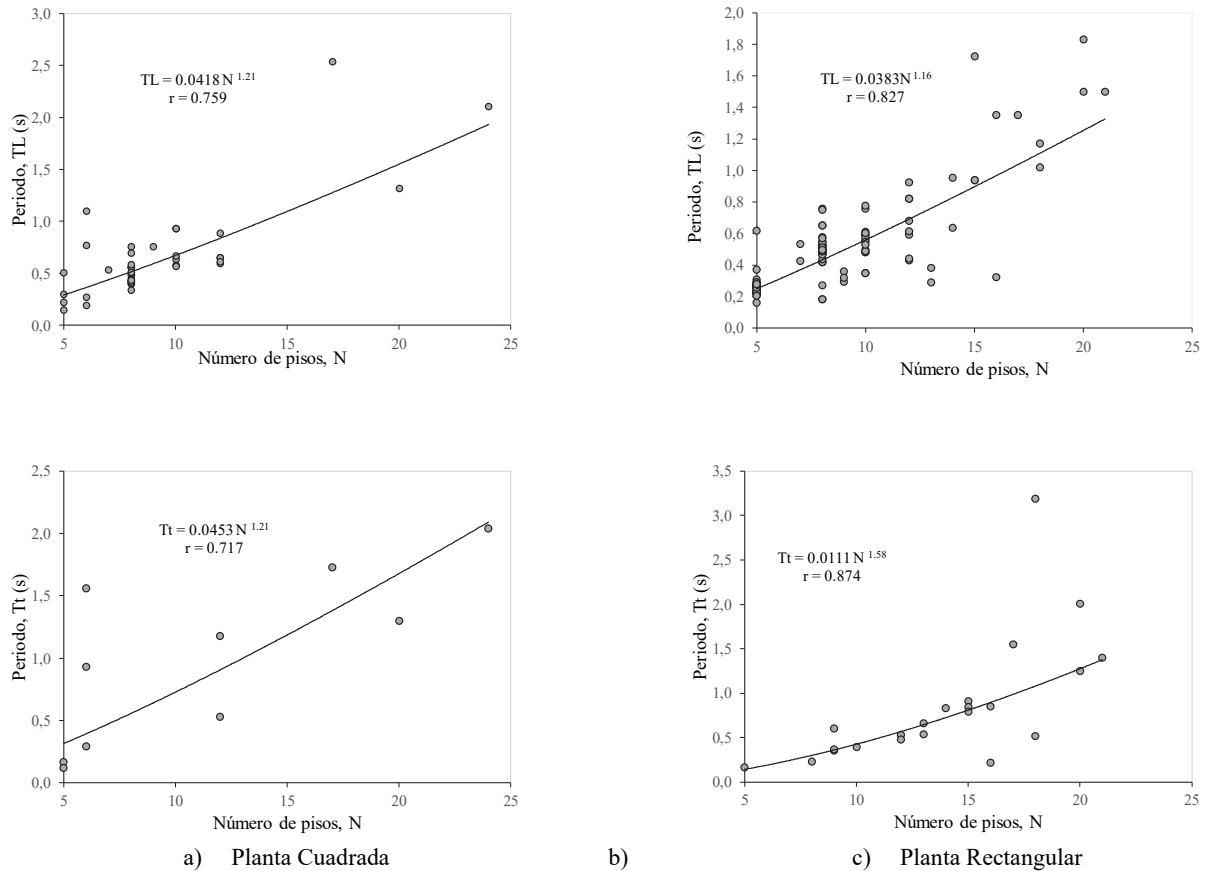


Figura 25. Relación entre el periodo y el número de pisos.

Tabla 9. Criterios de selección de acelerogramas para análisis cronológico lineal

Tipo de falla	Rumbo	Velocidad de la onda de corte	$180 \leq V_{s30} \leq 360$ m/s
Magnitud	$6.2 \leq M_w \leq 6.7$	Factor de escala	$1 \leq S_F \leq 5$
Distancia	$12 \leq R \leq 50$ km	Períodos de interés para ajuste	$0.1 \leq T \leq 1$ s

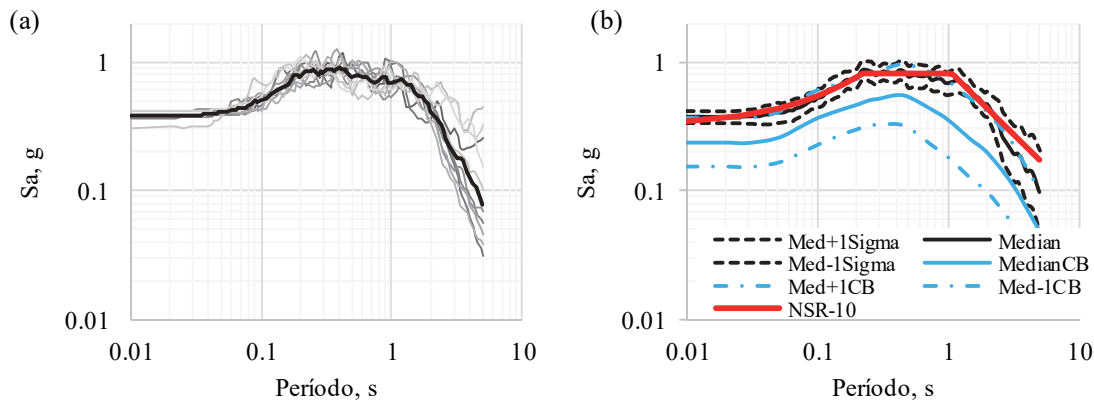


Figura 26. (a) Espectros ROTD50 ($\zeta = 5\%$) y mediana de las 11 parejas de acelerogramas usadas en análisis cronológico; (b) comparación de la mediana y la dispersión de los 11 espectros ROTD50 de análisis cronológico, con el espectro de diseño según NSR-10, y la ecuación de atenuación de Campbell and Bozorgnia (2014).

La deriva de cubierta (DC) es una medida de comportamiento global de las estructuras, y ha sido históricamente relacionada con demandas al nivel de la sección crítica. La deriva de cubierta en una dirección corresponde al máximo desplazamiento de la cubierta de un edificio dividido por su altura ($DC = \delta_u/H_w$). La Figura 27a muestra la dispersión de la deriva de techo en la dirección longitudinal obtenida con los 11 análisis cronológicos por edificio. En este gráfico, cada edificio es representado por su período fundamental agrietado. Con excepción de un valor atípico, las derivas elásticas de techo son menores al 1%. En la figura se observa que la dispersión aumenta con el periodo, y que la mediana de la deriva de cubierta ($\widehat{DC}$) y el periodo estructural siguen un perfil lineal (Figura 27b) con un buen factor de ajuste ($R^2 = 0.88$), según la Ecuación (6):

$$\widehat{DC}_l = 0.45T_l \quad (6)$$

Como la deriva de cubierta aumenta de manera monótonica con el período, es deseable encontrar un predictor de la deriva que esté relacionado directamente con la demanda. De los valores de intensidad con los que típicamente se caracteriza un acelerograma (por ejemplo, aceleración, velocidad, y desplazamiento espectral), el único que crece de manera monótonica con el período es la pseudo-velocidad, S_v . La Figura 27c y las Ecuaciones (7) y (8) presentan regresiones potenciales que relacionan la velocidad espectral de cada serie de tiempo, tomada en el período fundamental de cada edificio, con $\widehat{DC}$ y $(\widehat{DC} + 1\sigma)$:

$$\widehat{DC}_l = 0.39S_{vl}^{1.35} \quad (7)$$

$$\widehat{DC}_l + 1\sigma = 0.57S_{vl}^{1.17} \quad (8)$$

donde σ es la desviación estándar obtenida al agrupar DC por rango de T_l . Para la dirección transversal, las Ecuaciones (9) y (10) describen la relación entre la demanda S_v y la deriva de cubierta.

$$\widehat{DC}_t = 0.42S_{vt}^{1.44} \quad (9)$$

$$\widehat{DC}_t + 1\sigma = 0.56S_{vt}^{1.20} \quad (10)$$

Estas regresiones ofrecen expresiones sencillas para estimar la deriva de techo a partir de la demanda (que es función del período estructural), y son útiles al momento de dimensionar las edificaciones de muros delgados, sometidas al sismo de diseño. Adicionalmente, para contrastar los resultados lineales, en la Sección 10 de este documento se presentan análisis cronológicos inelásticos sobre una estructura arquetipo con variaciones de 5, 10 y 15 pisos de altura.

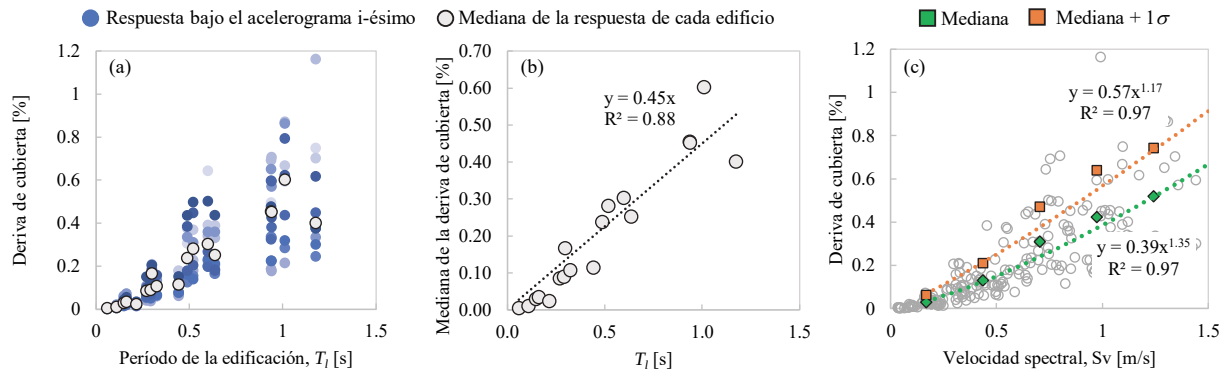


Figura 27. Análisis de la demanda global a nivel de intensidades de diseño en la dirección longitudinal: (a) relaciones entre el período estructural y la deriva de techo bajo el juego de 11 análisis cronológicos por edificio; (b) relaciones entre el período estructural y la mediana de cada juego de análisis cronológicos; (c) relaciones entre la velocidad espectral y la deriva de techo.

Por último, si la Ecuación (11), desarrollada por Arteta (2017) para relacionar la profundidad del eje neutro con la altura de los muros de la base de datos de Armenia, se combina con la Ecuación (1) de este documento para $\gamma = 1$, se obtiene una expresión que define el límite de altura para el cual se activaría la necesidad de elementos de borde. La Figura 28 compara las parejas (DT, H_w) de los análisis de esta sección con dicha expresión. En la figura se observa que, al nivel de demanda sísmica de diseño, los edificios de más de 30 m, correspondiente a unos 10 pisos aproximadamente, son susceptibles de requerir elementos de borde en sus extremos.

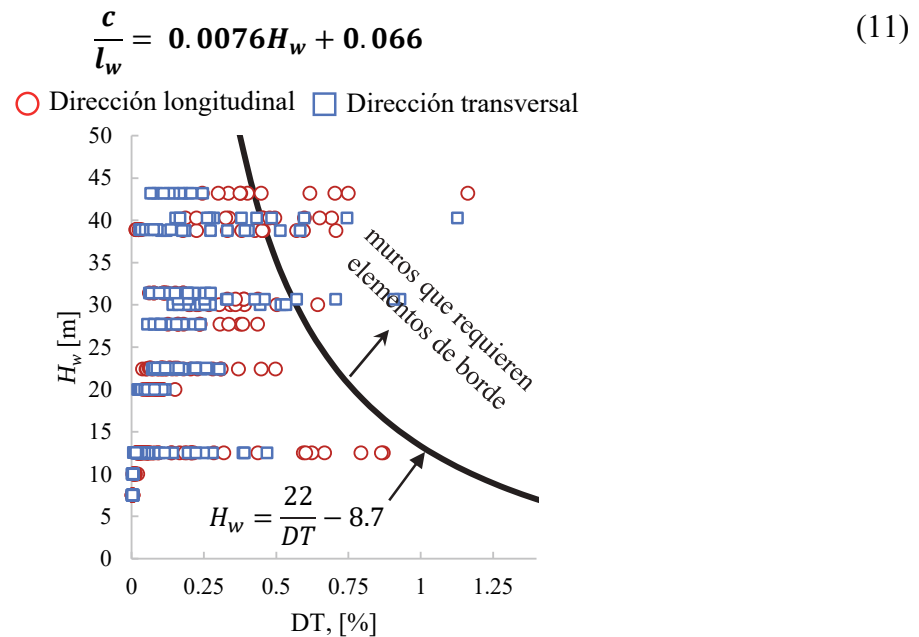


Figura 28. Relaciones de deriva de techo y altura de la edificación.

8. MECÁNICA DE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO

En Colombia, el análisis y diseño sismo-resistente de muros estructurales debe seguir las recomendaciones contenidas en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10.

Para garantizar el buen comportamiento de las edificaciones, también es recomendable seguir las teorías de mecánica estructural aplicables y ampliamente descritas en la literatura (Park and Paulay, 1975; Paulay and Priestley, 1992; Moehle, 2014).

8.1 Análisis de Secciones

Los muros de interés tratados en lo que sigue, corresponden a la base de datos de Armenia y son aquellos con sección transversal en forma de T, L, o C, que se denominan muros con aletas. El proceso de selección de estos muros es descrito por Sanchez and Arteta (2017). A nivel de sección (e.g. relaciones momento-curvatura), estos muros muestran comportamientos asimétricos según la dirección de aplicación de la demanda. Es decir, si se comprime la aleta, el comportamiento tiende a ser dúctil, dominado por la fluencia del acero del alma y el elemento de borde, mientras que si comprime el elemento de borde, el comportamiento muestra mayor resistencia, pero menor ductilidad por la posibilidad de aplastamiento del extremo del alma (Figura 29).

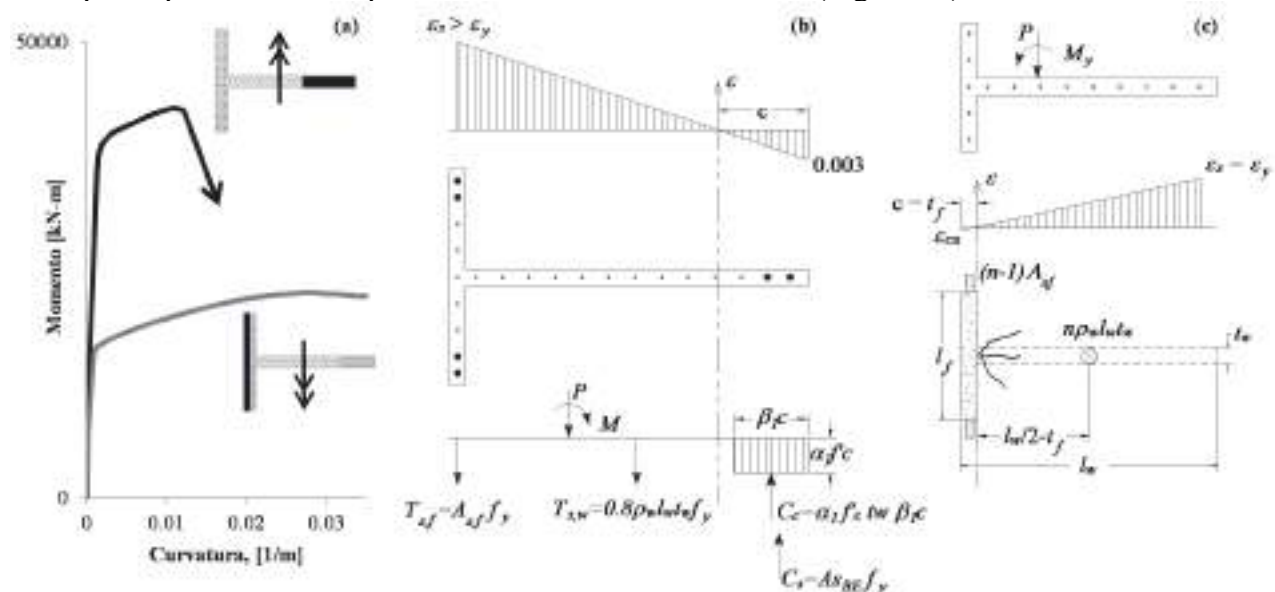


Figura 29. Mecánica de muros con aletas: (a) relaciones asimétricas de momento-curvatura para muro con aletas; (b) modelo de compatibilidad y equilibrio en una sección con aleta bajo demanda de momento que tracciona la aleta; (c) aproximación a la sección transformada agrietada de un muro con aleta cuando se comprime la aleta.

La profundidad del eje neutro (c) es un parámetro de interés por estar asociado a fallas por flexo-compresión bajo demanda que comprime el extremo del alma mientras tracciona todo el acero de la aleta. Para hacer una estimación aproximada de c , el modelo de la Figura 29b ofrece una alternativa de formulación cerrada (aunque aproximada), sencilla de aplicar, con parámetros disponibles en la base de datos de muros. El modelo supone que el extremo del alma está en compresión bajo deformación unitaria $\epsilon_{cu} = 0.003$; por su parte, el acero de la aleta está sometido a deformaciones mayores a la de la fluencia $\epsilon_s > \epsilon_y$. La carga axial P es consistente con la combinación de carga 1D+0.25L. De la ecuación de equilibrio de fuerzas perpendiculares a la sección, se puede estimar la profundidad del eje neutro como:

$$c = \frac{T_{s,f} + T_{s,w} + P - C_s}{\alpha_1 \beta_1 f'_c t_w} \quad (12)$$

donde $T_{s,f}$ es la fuerza de tracción en la aleta, $T_{s,w}$ es la fuerza de tracción en el alma que es equivalente al 80% del acero fluido a lo largo del alma, C_s es la fuerza de compresión aportada por el acero de borde (cuando existe), C_c es la fuerza en el bloque de compresión del concreto, y α_1 y β_1 son parámetros del bloque de compresión que dependen de la resistencia del concreto. Sanchez and Arteta (2017) presentaron regresiones lineales que relacionan la profundidad del eje neutro (normalizado por la longitud del muro) con la altura de los muros así:

$$\frac{c}{l_w} = 0.0076 H_w + 0.066 \quad (13)$$

donde la altura del muro H_w tiene unidades de [m].

8.2 Propiedades Mecánicas de la Malla Electrosoldada como Material de Refuerzo

Las evidencias de la reducida capacidad de deformación de los alambres de acero al carbono estirados en frío han sido reportadas desde hace más de tres décadas. Los estudios realizados en México por Carrillo *et al.* (2016), en Perú por San Bartolomé *et al.* (2007), y en Estados Unidos por Riva and Franchi (2001) señalan la influencia de la ductilidad reducida de los alambres de la malla electrosoldada sobre la capacidad de desplazamiento y el comportamiento frágil de los muros. El trefilado o laminado en frío del alambón es un proceso mecánico en el cual el alambre es estirado hasta alcanzar el diámetro requerido. Los alambres grafilados se obtienen guiando el alambre de acero a través de una serie de discos que generan resaltes en el alambre por medio de presión mecánica. Como consecuencia del proceso de trefilado, el alambre sufre una deformación inicial mayor que la deformación de la platea característica de la zona de fluencia en el diagrama esfuerzo-deformación del alambón. De esta manera, la capacidad de deformación de los alambres se reduce mientras que la resistencia a fluencia se incrementa artificialmente, tal como se muestra en la Figura 30a. Los ensayos realizados en los Laboratorios de Materiales y Estructuras de la UMNG han evidenciado la limitada capacidad de deformación de los alambres de acero con respecto a la capacidad de deformación de los barras de acero en Colombia, tal como se muestra en la Figura 30b. La capacidad limitada de deformación de los alambres de malla también ha sido observada en estudios experimentales realizados en México (Figura 30c).

Carrillo *et al.* (2019) presentan los resultados de un estudio experimental para evaluar las propiedades mecánicas de las mallas electrosoldadas con diámetro de 4, 5 y 6 mm, y espaciamiento de alambres de 150×150 mm, de cuatro de las principales empresas productoras de malla electrosoldada en Bogotá (A, B, C y D). Las curvas esfuerzo-deformación medidas para los alambres de los tres diámetros se muestran en la Figura 31. En la figura se observa que los valores de deformación última de los alambres variaron aproximadamente entre 0.8% y 1.5%. En la figura también se muestra el modelo propuesto por Carrillo *et al.* (2019) para propósitos de diseño. Los bajos valores de $k (f_u/f_y)$ y ϵ_u medidos de las muestras de alambre de malla electrosoldada evaluadas por Carrillo *et al.* (2019) reflejan la alta resistencia de los alambres de malla estudiados y, al mismo tiempo, evidencian la capacidad reducida de deformación de los alambres. Por ejemplo, Carrillo *et al.* (2019) observaron que el valor promedio del parámetro k fue menor que el valor de k de 1.25 establecido por el reglamento NSR-10 (2010). Por tanto, la malla electrosoldada producida actualmente en la ciudad de Bogotá no debería emplearse como refuerzo de estructuras con disipación

de energía moderada (DMO) y especial (DES) en los elementos estructurales que tengan potencial de sufrir deformaciones superiores al límite elástico.

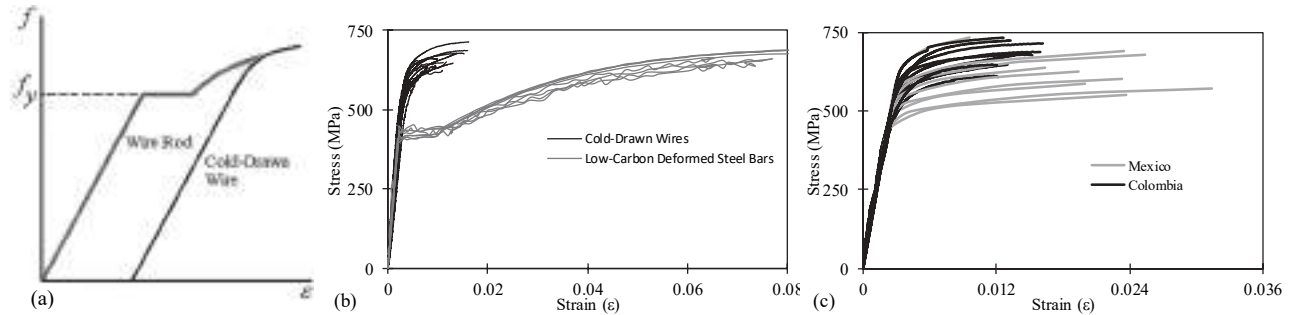


Figura 30. Curvas esfuerzo-deformación: (a) trabajo en frío, (b) curvas típicas de barras y alambres en Colombia, (c) curvas típicas de alambres en México y en Colombia.

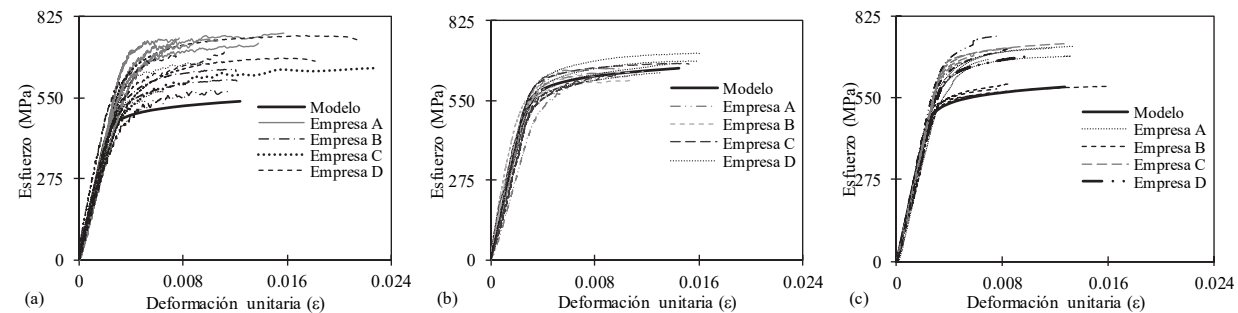


Figura 31. Curvas esfuerzo-deformación medidas en alambres y modelo propuesto: (a) ϕ 4 mm, (b) ϕ 5 mm, (c) ϕ 6 mm.

8.3 Impacto del Comportamiento de la Malla Electrosoldada en la Mecánica de Secciones de Concreto Reforzado

Las barras de las mallas electro-soldadas presentan un comportamiento elástico-perfectamente plástico con una capacidad de deformación plástica limitada, el cual es un factor determinante en el comportamiento de secciones de concreto reforzado que se encuentran bajo el efecto de grandes deformaciones. Primeramente, la falta de endurecimiento por deformación bajo cargas de flexión puede desencadenar que la localización de la demanda plástica se concentre en una sola grieta, una vez la sección alcance su punto de fluencia (Blandon *et al.*, 2018). En segundo lugar, limitaciones de la deformación de ruptura puede invalidar la asunción clásica de diseño de elementos a flexión, que establece que la fibra extrema a compresión alcanza la deformación última del concreto $\epsilon_{cu} = 0.003$, mientras que la fibra extrema de acero en el lado opuesto ha fluido pero no ha alcanzado la ruptura.

Para ilustrar el primer caso, se muestra un elemento prismático bajo demanda de momento uniforme. La fibra en tracción a la altura del acero superior se estudia idealizada como un conjunto de resortes en serie, para lo cual las ecuaciones de equilibrio imponen la restricción de que cada resorte este sometido a la misma carga. Se supone que el resorte central (CS) tiene una resistencia a la fluencia ligeramente más baja, para que de esta manera alcance la fluencia antes que los resortes adyacentes (por ejemplo, antes que los resortes izquierdo y derecho, denominados como LS y RS, respectivamente). Se describen dos etapas de la respuesta de momento-curvatura (a) inicio

de la fluencia de CS; y (b) una deformación adicional $\Delta\theta$ después de la fluencia. El análisis considera dos casos diferentes para una relación constitutiva bilineal del refuerzo: en uno es una relación elástica perfectamente plástica (EPP) (caso b.1) y el otro es una relación con endurecimiento por deformación (SH) (caso b.2). En el caso b.1, después de la fluencia del resorte central, éste se alarga hasta alcanzar la deformación $\varepsilon_{s,b1CS}$ mientras se mantiene el mismo esfuerzo f_y debido a la falta de endurecimiento por deformación. Los resortes izquierdo y derecho deben mantener la misma fuerza axial; por lo tanto, su demanda de deformación no se modifica. Esto se traduce en una grieta única localizada en CS, donde toda la demanda plástica se concentra, lo que resulta en un comportamiento global de momento-curvatura no dúctil. En el caso b.2, después del inicio de la fluencia, el resorte central se estira hasta la deformación $\varepsilon_{s,b2CS}$ mientras que también aumenta su esfuerzo a $f_{s,b2}$ gracias a que su respuesta presenta endurecimiento por deformación. Para cumplir con el equilibrio, la demanda de esfuerzo en LS y RS debe aumentar a $f_{s,b2}$ también; por lo tanto, requiere deformarse hasta alcanzar $\varepsilon_{s,b2 LS/RS}$. Debido a la compatibilidad, el resultado es una distribución uniforme de las aberturas de grietas, lo que da como resultado un comportamiento de flexión dúctil que imita la curva constitutiva de esfuerzo-deformación del acero. En este caso, la plasticidad se extiende, mientras que para el caso b.1, la plasticidad se localiza.

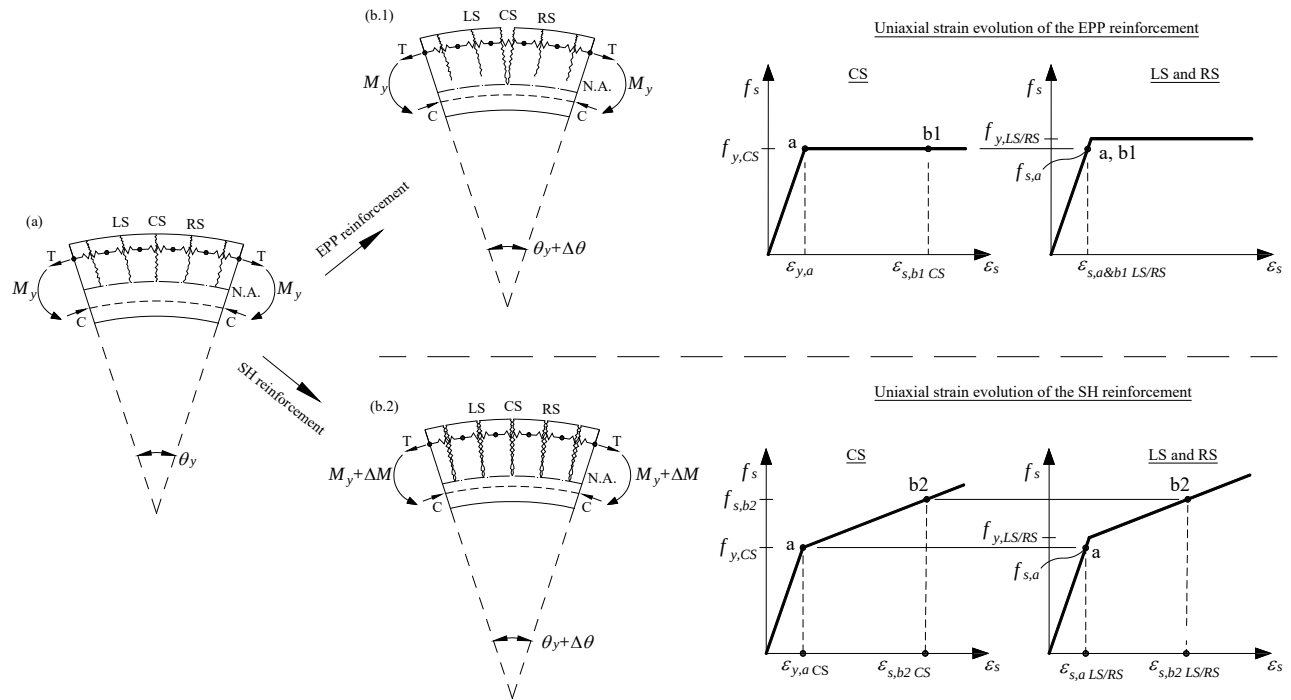


Figura 32. Propagación de la evolución de la plasticidad para un elemento de viga bajo momento uniforme para dos comportamientos de acero de refuerzo diferentes.

8.3.1 Resistencia nominal de muros delgados con malla electrosoldada

En el diseño estructural se busca controlar que la condición de la falla sea dúctil, por tanto, se establece una condición de diseño donde el concreto empieza a aplastarse ($\varepsilon_c = 0.003$) después que el acero haya fluido ($\varepsilon_s > f_y/E_s$). Aunque esta condición no necesariamente aplica a todas las secciones sometidas a flexo-compresión (e.g. columnas con carga axial alta), en el análisis de los

muros delgados con aleta es conveniente revisarla. Debido a su disposición geométrica de grandes áreas de concreto en la aleta, y la utilización de un acero de baja ductilidad en el alma, existen condiciones de carga, refuerzo y geometría que propician una condición de falla por ruptura del acero (i.e. $\varepsilon_s > \varepsilon_{rup}$), antes que el concreto alcance su condición nominal de diseño (i.e. $\varepsilon_c = 0.003$).

A continuación, se identifican aquellas secciones de muros delgados que no alcanzan la condición nominal de diseño (i.e. $\varepsilon_c = 0.003$) antes de fracturar el acero (i.e. $\varepsilon_s > \varepsilon_{rup}$). Las variables de interés son las siguientes:

- Geométricamente, los muros se definen por parejas de longitud del alma versus longitud de la aleta (l_w , l_f). El espesor de los muros es constante, igual a $t_w = 120$ mm;
- El refuerzo está distribuido en el alma y la aleta, es de tipo malla electrosoldada, y está definido por la cuantía longitudinal del acero. Para el análisis se revisarán las secciones de acuerdo con el modelo de comportamiento bilineal del acero con $f_y = 570$ Mpa, $\varepsilon_{rup} = 0.015$ de la Figura 33b, que es consistente con los resultados de la Sección 8.2.
- La carga axial se define en términos del área bruta y la resistencia del concreto, $P_u/A_g f'_c$.

El análisis de sección se realiza a muros en T bajo momento positivo, es decir, en la dirección que comprime la aleta. En el procedimiento se estima la profundidad del eje neutro c consistente con el equilibrio. El valor de c varía por la disposición de los aceros de la malla de refuerzo, el área a comprimir del concreto, y la carga axial; variables que se relacionan gracias al equilibrio de fuerzas externas e interna de la sección en consideración. La Figura 33a muestra la hipótesis clásica de distribución de deformación unitaria en la sección bajo condición nominal de resistencia, junto con la geometría y disposición del refuerzo, y la fuerzas internas y externas en equilibrio.

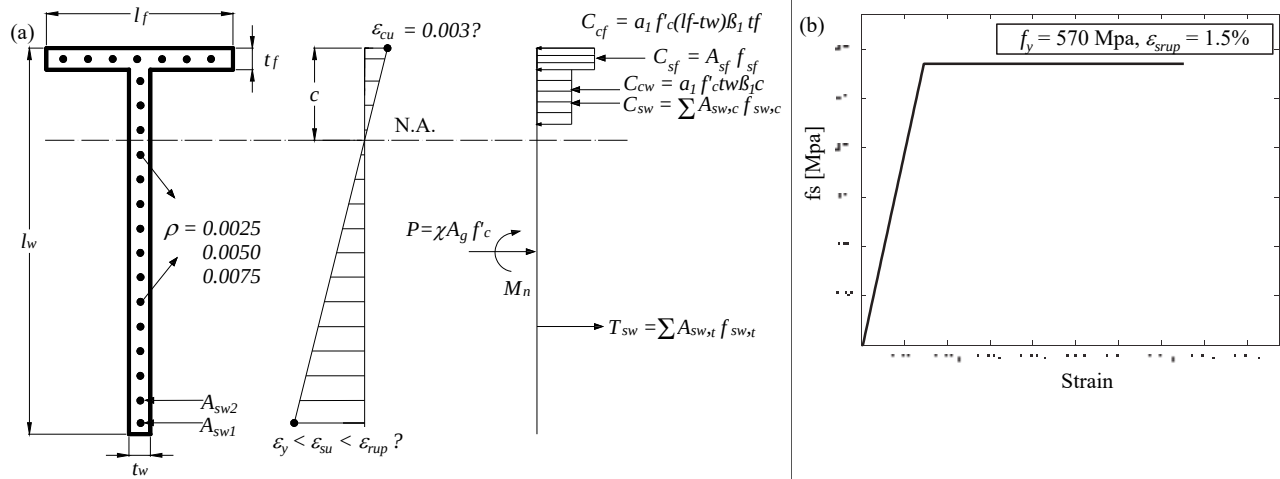


Figura 33. (a) Variables del análisis de sección; (b) propiedades nominales de acero y concreto para evaluación de condición crítica de diseño.

Como se mencionó anteriormente, se explora un espacio de variable donde se varía la longitud de aleta l_f , la longitud de alma l_w , la cuantía del alma $\rho_w l$, y la carga axial P_{axial} . Como ejemplo, en la Figura 34 se presenta una sección con malla electrosoldada que cumple con la condición de diseño (i.e. $\varepsilon_c = 0.003$ y $\varepsilon_s < \varepsilon_{rup}$). De igual forma, se identifican secciones que no cumplen con

la hipótesis de deformación unitaria de diseño, ya que el acero supera su elongación máxima antes de que el concreto alcance $\varepsilon_c = 0.003$ (Figura 35).

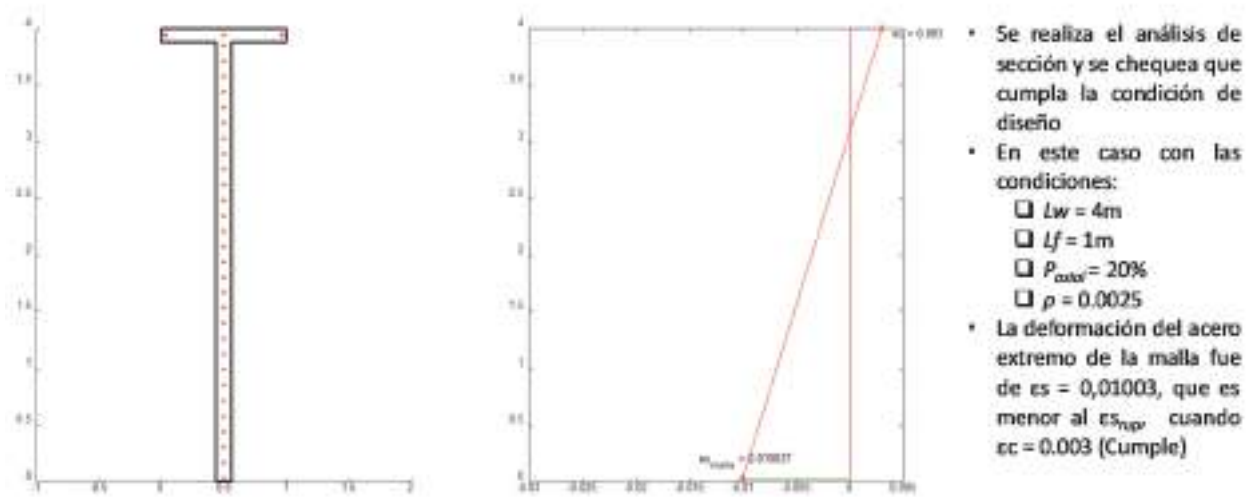


Figura 34. Ejemplo de sección reforzada con malla que alcanza condición asumida de diseño $\varepsilon_{cu} = 0.003$.

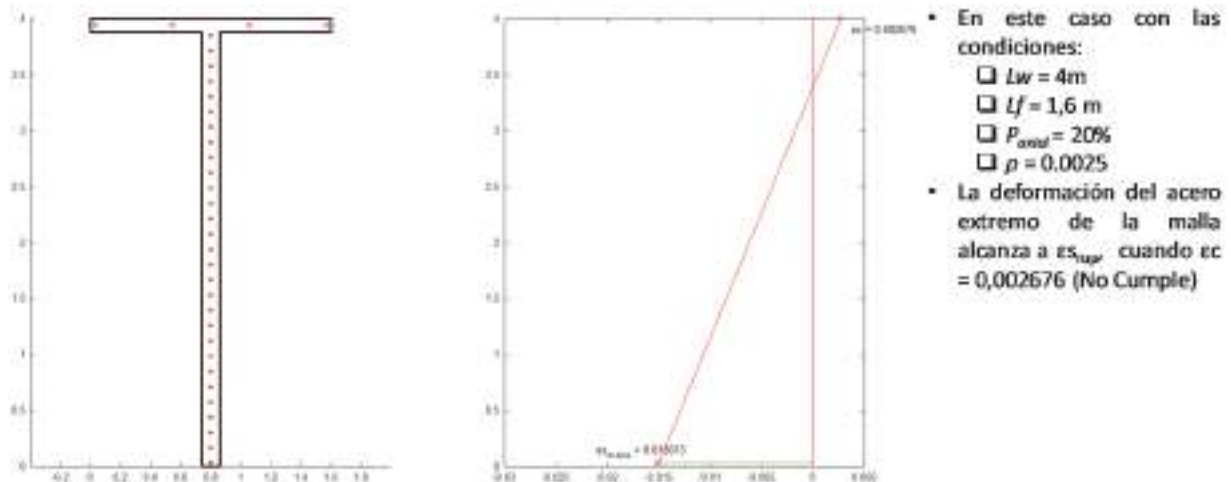


Figura 35. Ejemplo de sección reforzada con malla que no alcanza condición supuesta de diseño $\varepsilon_{cu} = 0.003$, y que rompe en cambio el acero.

Para visualizar cuáles secciones alcanzan la condición de diseño, se construyen superficies de l_w vs l_f vs ε_c , para distintos tipos de condiciones de carga ($P / Agf'_c = 0.05, 0.10, 0.20, 0.30$), y cuantía en el alma y la aleta ($\rho = 0.0025, 0.005, 0.0075$) (ver Figura 36b). La cuarta variable mostrada es el degradado de colores para la relación l_f / l_w . Para cada valor de ρ y P se analizan 900 secciones por superficie para cubrir los siguientes rangos de las variables geométricas: $1.0 < l_w < 9.0$ m y $1.0 < l_f < 6.0$ m. La Figura 36a muestra una superficie de ejemplo relacionando la compresión máxima $\varepsilon_c \leq 0.003$ en la fibra extrema de la aleta, con los valores l_w y l_f de cada uno de los 900 análisis. Las pareja $[l_w, l_f]$ sobre la meseta son aquellas que cumplen con la hipótesis de diseño, y están limitadas por la línea recta de la Ecuación (14):

$$l_f \leq b + ml_w \quad (14)$$

donde los coeficientes b y m son función de ρ y P y están contenidos en la Tabla 10.

En la Figura 36b se muestran ejemplos de las relaciones l_w vs l_f vs ϵ_c para cuatro parejas de ρ y P . Se observa que para una cuantía de refuerzo mínima $\rho = 0.0025$ con carga axial baja, ninguna sección transversal cumple con la hipótesis de diseño. La adición de acero de refuerzo varía la curva marginalmente, pero solo las secciones transversales rectangulares alcanzan $\epsilon_{cu} = 0.003$ en su fibra extrema en compresión. Por otra parte, el aumento de la carga axial si impacta de manera notable la demanda en el lado de compresión, lo que se evidencia en una expansión de la meseta de cumplimiento. Se observa entonces que la adición de una aleta a un muro rectangular tiene un gran impacto sobre la demanda de deformación en el lado de la compresión. Esto es así porque la adición de una gran área en el bloque de compresión propicia el cumplimiento del equilibrio con una profundidad c del eje neutro pequeño, lo que a su vez exacerba la demanda del acero en el lado de la tensión.

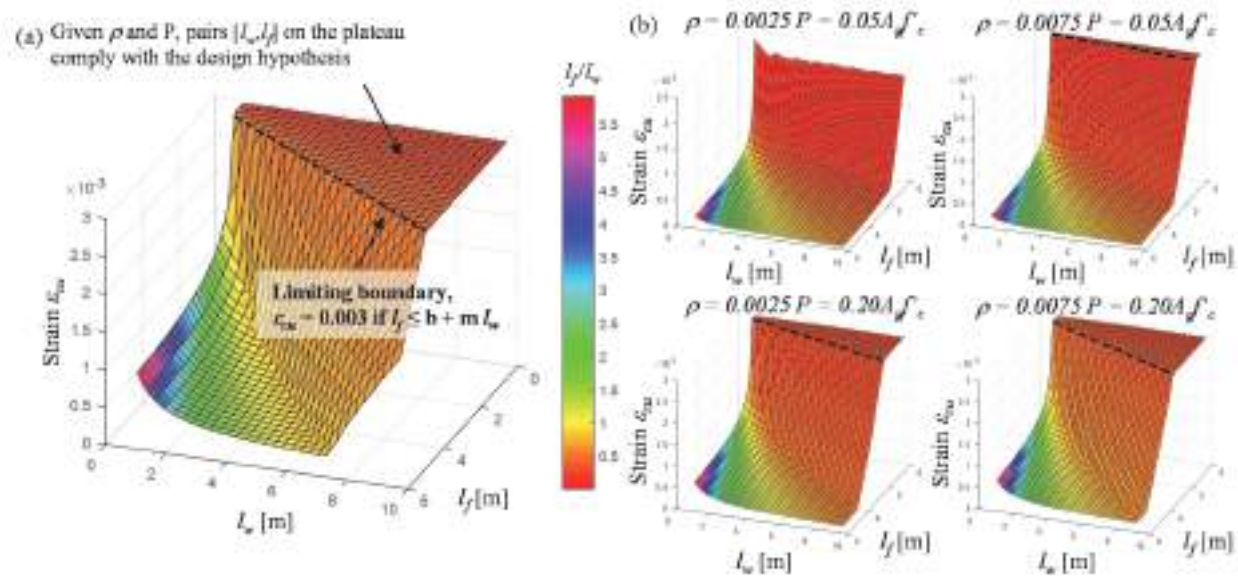


Figura 36. Ejemplo de superficies con valores máximos de compresión en la fibra de compresión.

Tabla 10. Parámetros m y b que definen la meseta donde se cumple la hipótesis de diseño para $\epsilon_{s,rup} = 1.5\%$.

ρ	$P/A_g f_c$ [%]	m	b
0.0025	5	0.000	0.12
0.0025	10	0.023	0.12
0.0025	20	0.184	0.32
0.0025	30	0.460	0.52
0.0050	5	0.000	0.12
0.0050	10	0.069	0.12
0.0050	20	0.253	0.32
0.0050	30	0.506	0.72
0.0075	5	0.046	0.12
0.0075	10	0.138	0.12
0.0075	20	0.299	0.52
0.0075	30	0.598	0.72

El ejercicio anterior permite concluir que la gran mayoría de secciones de muros delgados con aleta reforzados con malla electro-soldada no cumplen la hipótesis clásica de diseño, específicamente para niveles bajos a intermedios de carga axial (e.g. $P_{axial} \leq 0.20A_gf'_c$), los cuales son los observados en las bases de datos descritas anteriormente. Es notable que la variación de la carga axial es el factor que más influye en la cantidad de secciones que pueden cumplir con la hipótesis de diseño. Además, al analizar la relación de longitud del alma y la aleta, se observa que, para cualquier nivel de carga axial, solo las secciones con $l_f/l_w \leq 0.5$ tienen alta probabilidad de cumplir con la hipótesis de diseño. Las evidencias presentadas en las dos últimas secciones de este documento (Secciones 8.2 y 8.3.1) demuestran que la malla electro-soldada no es un material competente para reforzar elementos de gran peralte sometidos a deformaciones inelásticas, como son los muros delgados de concreto reforzado.

A partir del análisis anterior, se plantea un nuevo experimento con el propósito de observar qué variaciones ocurren en las superficies de respuesta para muros con mallas de mayor ductilidad. Para esto, en lo que sigue se repite el experimento numérico, pero aumentando la deformación máxima de ruptura del acero a 3% y 6%. Los resultados se presentan en la Figura 37, donde se comparan 6 superficies de deformación máxima del bloque de compresión. Se evidencia que para secciones con carga axial baja, el incrementar $\varepsilon_{s,rupt}$ hasta 6% no genera un aumento considerable en el número de secciones que cumplen con las condiciones de diseño. Sin embargo, el aumento del área de la meseta de cumplimiento es aparente si la carga axial se lleva al límite del $0.30A_gf'_c$. Sin embargo, el aumento de la carga axial impacta la capacidad de rotación de los muros, y debería mantenerse por debajo de $0.30A_gf'_c$.

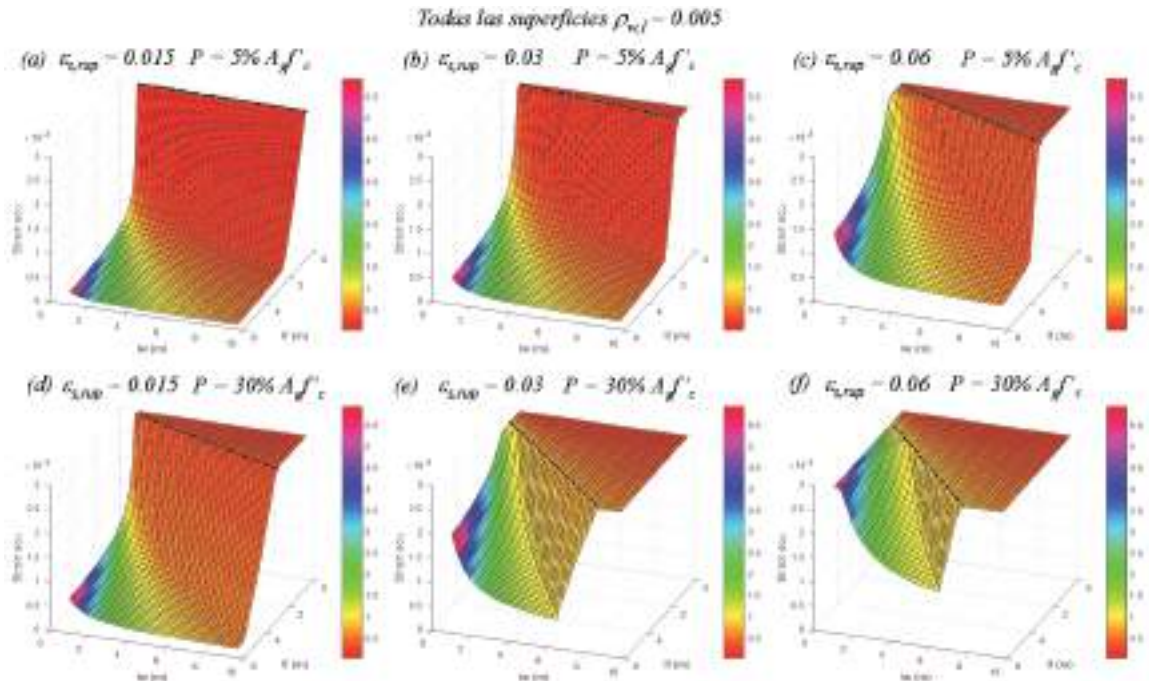


Figura 37. Ejemplo de superficies con valores máximos de compresión en la fibra de compresión para distintas deformaciones de ruptura.

La Tabla 11 y la Tabla 12 definen los parámetros de la recta que limita la meseta de cumplimiento para $\varepsilon_{s,rupt}$ de 3 y 6%, respectivamente. Como se observa en la Figura 37f, algunas gráficas

no presentan una delimitación lineal de la meseta, sin embargo, las secciones que cumplen la hipótesis de diseño pero que estarían por fuera de la recta de delimitación tienen relaciones $l_f / l_w > 2.5$, que no se consideran prácticas porque sus longitudes de aleta son muy larga en comparación con el alma. Todas las superficies construidas para los análisis descritos anteriormente se pueden observar en el ANEXO A – ANÁLISIS DE SECCIONES, al final del documento.

Tabla 11. Parámetros m y b que definen la meseta donde se cumple la hipótesis de diseño para $\varepsilon_{s,rupt} = 3\%$.

ρ	$P/A_g f'_c$ [%]	m	b
0.0025	5	0.023	0.12
0.0025	10	0.119	0.084
0.0025	20	0.308	0.42
0.0025	30	0.595	0.74
0.005	5	0.092	0.12
0.005	10	0.161	0.32
0.005	20	0.357	0.61
0.005	30	0.640	0.92
0.0075	5	0.138	0.32
0.0075	10	0.207	0.52
0.0075	20	0.452	0.58
0.0075	30	0.767	1.09

Tabla 12. Parámetros m y b que definen la meseta donde se cumple la hipótesis de diseño para $\varepsilon_{s,rupt} = 6\%$.

ρ	$P/A_g f'_c$ [%]	m	b
0.0025	5	0.071	0.29
0.0025	10	0.148	0.43
0.0025	20	0.333	0.82
0.0025	30	0.667	0.92
0.005	5	0.119	0.48
0.005	10	0.198	0.60
0.005	20	0.427	0.80
0.005	30	0.792	0.93
0.0075	5	0.167	0.67
0.0075	10	0.247	0.77
0.0075	20	0.507	0.91
0.0075	30	0.810	1.30

Es importante aclarar que los resultados de los análisis discutidos en esta sección tienen el objetivo de evaluar el caso en donde la deformación del refuerzo es el parámetro que controla el comportamiento del elemento estructural. Es por esto que un incremento en la carga axial resulta en la disminución de demandas de deformación en el acero. Sin embargo, a medida que la carga axial incrementa, es más probable que la condición crítica de diseño sea la capacidad de deformación del concreto y para este caso sería necesario utilizar elementos de borde. En cualquier análisis es esencial verificar ambas condiciones límite: ruptura del acero a tracción o aplastamiento del concreto a compresión.

8.4 Cuantía Mínima: Momento de Agrietamiento versus Momento de Fluencia

La cuantía de acero longitudinal del alma de los muros de la base de datos de Armenia en general es baja. Por ejemplo, mientras que el promedio de la cuantía total (incluye acero del alma más acero de los extremos) es $\rho_{total} = 0.43\%$ (Figura 38a), el promedio de la cuantía de acero distribuido es $\rho_{web} = 0.32\%$ (Figura 38b). Este parámetro define la resistencia de fluencia del elemento

estructural, la cual se espera que sea mayor que la resistencia de fisuración con el fin de evitar una falla frágil.

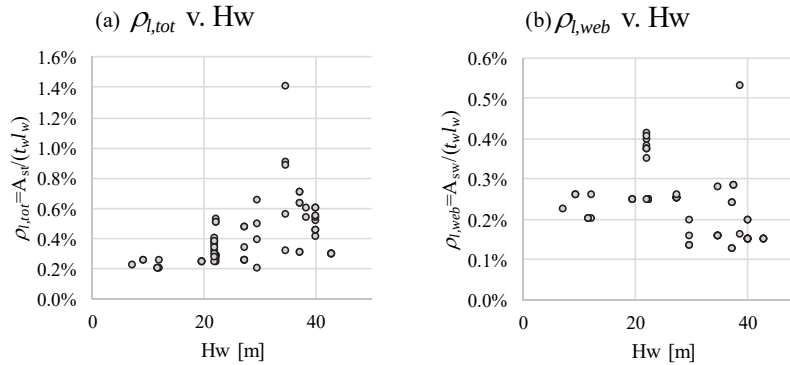


Figura 38. Relación en entre la altura y la cuantía de acero en el alma de la sección crítica de los muros de Armenia: (a) cuantía de acero total incluyendo acero en los extremos del alma, (b) cuantía de acero distribuido en el alma.

La utilización de bajas cuantías de refuerzo longitudinal en el alma puede resultar en una resistencia cercana a la de fisuración, por esta razón, en este estudio se decidió investigar la relación entre el momento de agrietamiento, M_{cr} , y el momento de la fluencia, M_y , de los muros de interés. Para esto se programaron en OpenSees (McKenna *et al.*, 2000) las secciones transversales de más de sesenta muros con aleta, con el fin de estimar sus relaciones de momento curvatura bajo una carga axial consistente con la combinación de carga 1D+0.25L. Para la dirección de análisis que comprime la aleta, es de interés verificar que la relación M_y/M_{cr} sea mayor que 1, porque si el acero del extremo del alma llegare a fluir antes de alcanzar M_{cr} , la sección perdería su capacidad de resistir carga para deformaciones mayores a la del agrietamiento. La Figura 39a muestra la distribución relativa del cociente M_y/M_{cr} para la sección crítica de todos los muros de la base de datos de Armenia, en la dirección que comprime el alma. En la figura se observa que al menos el 15% de los muros analizados tienen $M_y/M_{cr} < 1.05$.

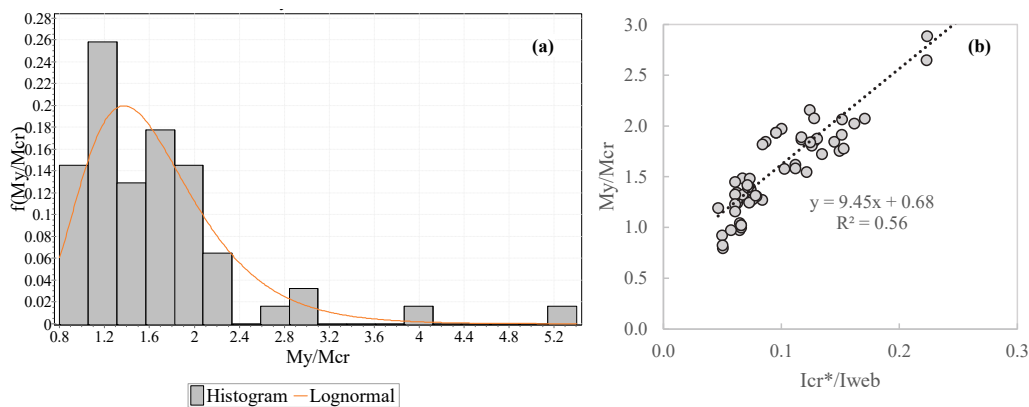


Figura 39. (a) Distribución relativa de la relación M_y/M_{cr} para todos los muros de la base datos; (b) relación entre la inercia agrietada reducida (I_{cr}^*) normalizada por la inercia bruta del alma y el cociente M_y/M_{cr}

Con el fin de identificar de manera sencilla estos muros problemáticos, se estimó el parámetro de inercia agrietada reducida (I_{cr}^*) utilizando la aproximación a la sección transformada de la Figura 29c y la Ecuación (15):

$$I_{cr}^* = \frac{l_f t_f^3}{3} + (n - 1) \left[A_{s,f} \frac{t_f^2}{4} + \rho_w l_w t_w \left(\frac{l_w}{2} - t_f \right)^2 \right] \quad (15)$$

donde $n = E_s/E_c$, y ρ_w es la cuantía de acero longitudinal total del alma. Al normalizar I_{cr}^* por la inercia bruta de la sección del alma $I_{web} = 1/12 t_w l_w^3$, se obtiene una aproximación que permite obtener M_y/M_{cr} de las secciones de interés (Figura 39b), a través de una regresión lineal de la forma

$$M_y/M_{cr} = 9.45 \frac{I_{cr}^*}{I_{web}} + 0.68 \quad (16)$$

En la Figura 39b se observa que los muros con $M_y/M_{cr} < 1.05$, que son los propensos a sufrir fallas frágiles, están asociados a valores $I_{cr}^*/I_{web} < 1.07$.

9. LOS ENSAYOS DEL CEER SOBRE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO

La base de datos experimental de muros de concreto reforzado existente hasta el 2010 cubría principalmente elementos con características similares a aquellos construidos típicamente en países como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda. Estos muros en su gran mayoría tenían espesores mayores a 200 mm y estaban reforzados con dos capas de barras de acero, además de que incluían elementos de borde confinados en los extremos. Después de 2010 se realizaron también ensayos en Chile y Estados Unidos sobre muros con características similares a aquellos que presentaron daños importantes durante el sismo de 8.8 M_w de febrero de 2010 en Chile. Aunque estos muros tenían una relación de esbeltez relativamente alta, todavía no alcanzaban a representar los muros que se utilizan en algunas edificaciones típicas en Colombia. Es por esto que desde el año 2012, se han realizado varias campañas experimentales, con el fin de obtener información sobre el comportamiento de muros sometidos a cargas laterales con algunas características representativas del país incluyendo relaciones de esbeltez altas, bajas cuantías de refuerzo colocado en una sola capa y ausencia de elementos de borde. A continuación, se hace un resumen de los ensayos y los resultados obtenidos hasta el momento.

9.1 Muros Rectangulares de Medellín

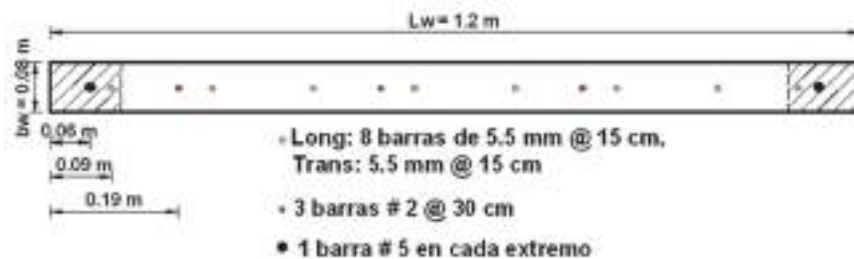
El primer programa experimental se realizó en el 2012 en el laboratorio de Mecánica Estructural de la Universidad EIA sobre tres muros de concreto reforzado de 80 mm de espesor y refuerzo en una sola capa (ver Tabla 13). El detallado del refuerzo y las propiedades de los materiales utilizadas se definieron de acuerdo a un estudio de una base de datos recopilada en una ciudad de amenaza sísmica intermedia en Colombia. Los especímenes tenían el mismo detallado de refuerzo y como variables se evaluaron el nivel de carga axial y la altura total de los especímenes.

Tabla 13. Descripción de los especímenes ensayados.

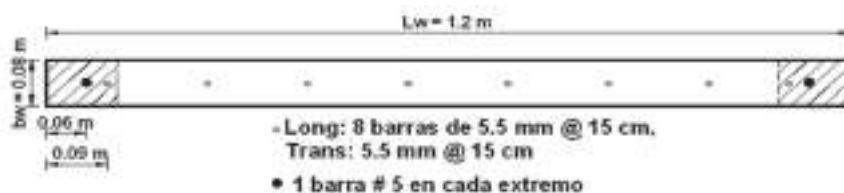
Muro	Altura, H_w (m)	Longitud, L_w (m)	A_r	Cuantía longitudinal, ρ_l	f'_c (MPa)	ALR (%)
W1	4.7	1.2	3.89	0.71 % (base a 0.35 m) 0.61 % (0.35 m a 4.5 m)	23	16
W2	4.5	1.2	3.75		21	5
W3	4.5	1.2	3.75		21	10

La distribución del refuerzo para los tres muros se realizó de manera homogénea, por medio de una malla de refuerzo electrosoldada D158 en el alma y el total de la altura de los muros y una

barra No.5 (diámetro de 5/8") como elemento de borde no confinado. En la Figura 40 se muestra una vista en planta de la sección transversal de los muros ensayados.



a) Distribución desde la fundación hasta los 0.35 m.



b) Distribución entre los 0.35 m y la altura total.

Figura 40. Sección transversal de los muros W1, W2 y W3.

Las características geométricas en altura para el muro W1 se muestran en la Figura 41 y para los muros W2 y W3 en la Figura 42. La diferencia en cuanto a la posición con respecto a la viga de fundación solo se debe a que se utilizó la misma viga para ambos muros y, por lo tanto, fue necesario ubicar cada muro en una zona diferente.

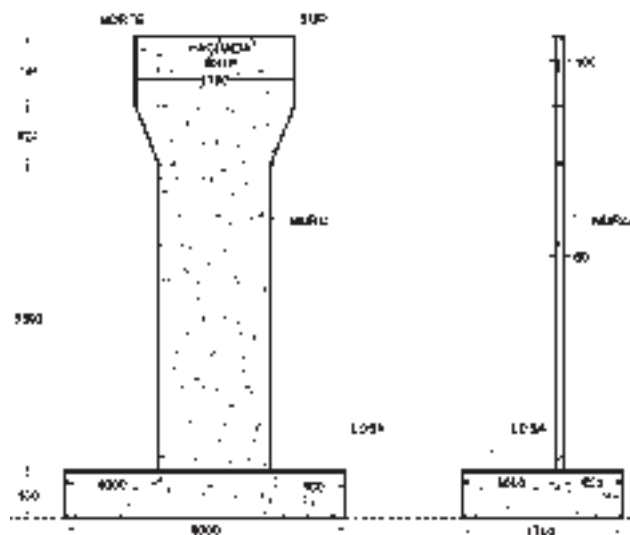


Figura 41. Características geométricas del muro W1 en altura.

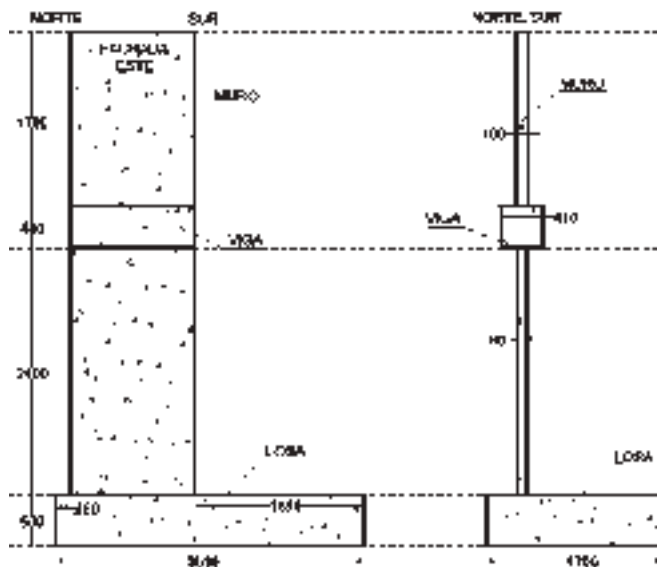


Figura 42. Características geométricas del muro W2 y W3 en altura.

El procedimiento constructivo del muro W1 trataba de emular las mismas condiciones utilizadas en obra. Para esto se fabricó el espécimen de forma vertical tal como se muestra en la Figura 43 (izquierda). Inicialmente se hizo el vaciado de los primeros 2 m y posteriormente se realizó el vaciado del resto del muro. El muro construido presentó un desplome de 1 cm aproximadamente en la porción que se construyó durante el segundo vaciado. También se pudo identificar un desalineamiento del eje en la dirección más larga del muro con respecto al eje del marco. Para evitar estas condiciones en los demás ensayos se optó por fabricar los especímenes en el suelo y posteriormente izarlos y anclarlos tal como se muestra en la Figura 43 (derecha). El refuerzo del muro se ancló a la fundación por medio de un mortero mezclado con características de mortero estructural dentro de perforaciones existentes en la losa de fundación. De forma previa se preparó la superficie de la losa y las perforaciones para lograr adherencia entre el concreto fresco al existente y para no interferir en el mecanismo de penetración por deformación del acero.

Para evitar daños en el muro durante el proceso de izaje se colocaron canales metálicos en cada uno de los lados del muro de tal forma que los momentos flectores en la dirección más débil fueran tomados por estos elementos y no por el muro. No se presentó fisuración en el muro durante el procedimiento de izaje. En la Figura 44 se muestra el muro 1EIA antes de ser ensayado en el marco de carga del laboratorio de Mecánica Estructural de la Universidad EIA. Para este ensayo el eje del actuador se colocó a 4 m desde la base del muro. Para los ensayos W2 y W3 el actuador se colocó 0.4 m más arriba con el fin de tener una relación de M/V lo más cercana a la que podría presentarse en la estructura real teniendo en cuenta las limitaciones del laboratorio.

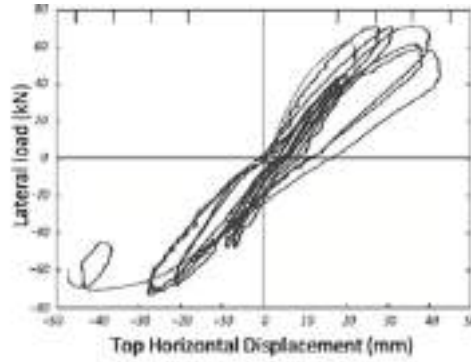


Figura 43. Procedimiento constructivo de los muros EIA. Muro W1 (izquierda). Muros W2 y W3 (derecha)

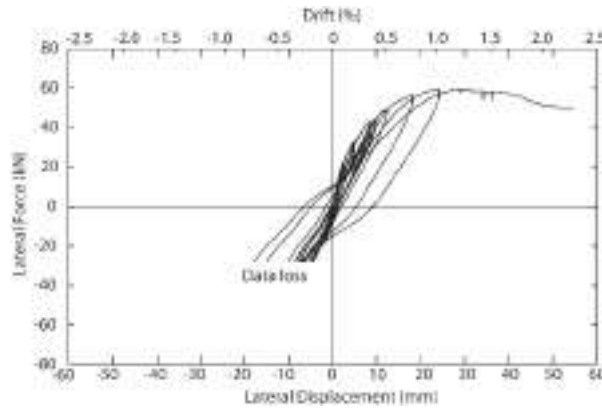


Figura 44. Muro W1 construido a escala real.

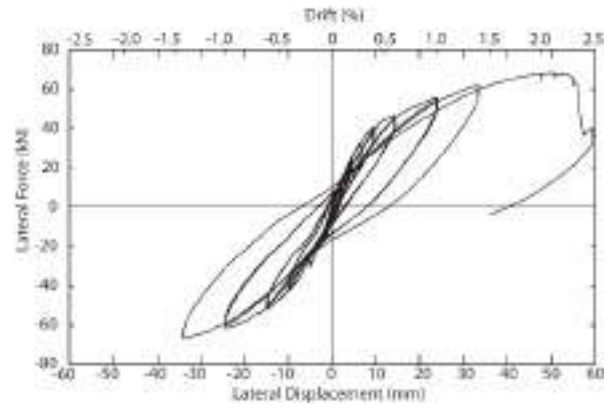
El muro W1 presentó una deformación fuera del plano apreciable y presentó una falla súbita por compresión seguida por un cortante transversal al plano. Los muros W2 y W3 tuvieron un modo de falla de compresión del concreto seguida por el pandeo del refuerzo longitudinal. La respuesta histerética de los muros se muestra en la Figura 45. Esta respuesta muestra que para W1 la respuesta fuera del plano indujo una degradación importante de la rigidez antes de llegar a la falla. Los muros W2 y W3 tuvieron un mejor comportamiento debido a que no se produjo la respuesta fuera del plano y lograron alcanzar derivas mayores al 2% antes de presentar la falla por compresión en el concreto.



W1



W2



W3

Figura 45. Ciclos de histéresis para ensayos W1 a W3.

Los sensores instalados en el muro mostraron que la deformación se concentró en la interface entre el muro y la fundación. En la Figura 46 se muestra la distribución de curvatura para diferentes ciclos del protocolo da carga.

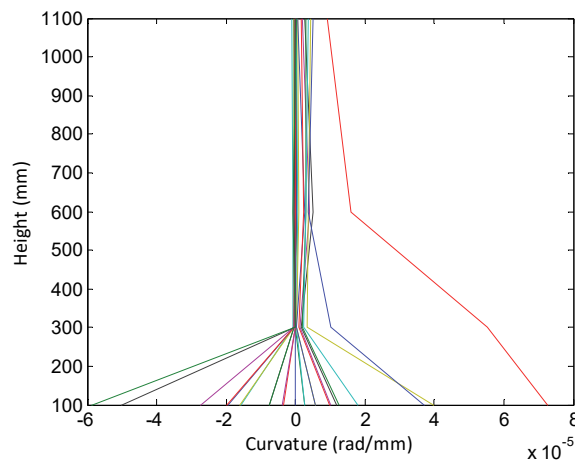


Figura 46. Distribución de la curvatura para W3.

9.2 Muros de EPFL

El prototipo del muro EPFL (TW1) fue ensayado en el laboratorio de dinámica y estructuras del EPFL como parte de un proyecto conjunto entre la Universidad EIA, Universidad de Medellín y el EPFL, financiado por la agencia de cooperación y desarrollo CODEV de Suiza. Este muro, Tal como se muestra en la Figura 48, tenía una sección transversal en “T”, de 8 cm de espesor y 2.0 m de altura libre. El alma, que constituía verdaderamente el muro de interés comparable con los ensayos hechos en la EIA, tenía una longitud de 2.7 m, siendo el muro delgado de mayor longitud ensayado en la literatura. El ala, por su parte, tenía un ancho 0.44 m y su inclusión pretendió modelar el efecto de la conexión con otro muro perpendicular sobre la estabilidad lateral y el modo de transferencia de cargas. Según se observa en la Figura 47, el muro estaba enmarcado entre una viga superior y otra de fundación, encargadas de proveer un buen anclaje a la base de reacción, simular el efecto de las losas de piso y proporcionar apoyos adecuados sobre los cuales aplicar las fuerzas. Ambas vigas fueron reforzadas fuertemente en comparación con el muro y sometidas a pretensado para minimizar la propagación de grietas en ellas. El refuerzo de la sección principal (alma) consistió en una sola capa base de barras uniformemente distribuidas, complementado con refuerzo en el borde. La capa base se componía de 15 barras verticales de 6 mm de diámetro espaciadas 240 mm y 10 barras horizontales del mismo diámetro colocadas cada 200 mm. El refuerzo de borde correspondió a tres barras verticales de 16 mm de diámetro ubicadas en cada extremo y separadas 100 mm entre sí. De manera análoga, en el ala se ubicaron 10 barras horizontales coincidentes con las del alma y cuatro barras verticales simétricamente distribuidas respecto al eje, todas ellas de 6 mm de diámetro. Finalmente, con miras a representar el detalle constructivo de unión entre el muro y la fundación, todas las barras verticales de 6 mm de diámetro presentaban un traslape de 300 mm en la base del muro.

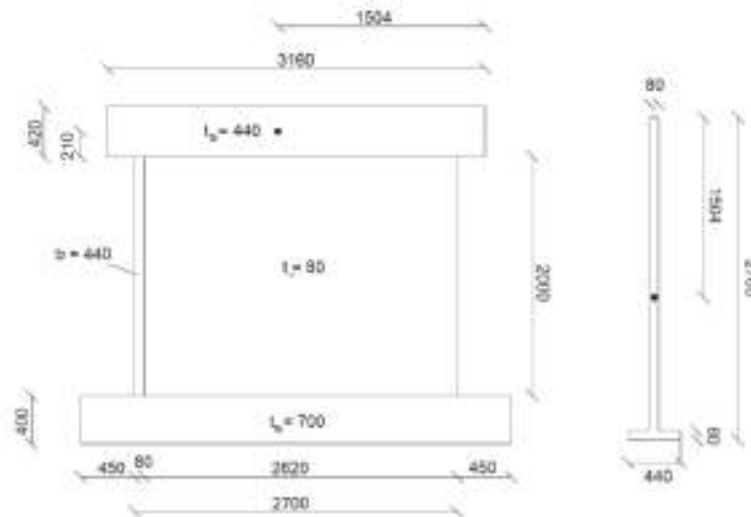


Figura 47. Geometría del muro TW1 (EPFL)



Figura 48. Montaje de ensayo para TW1

En cuanto a los materiales empleados, se tomaron muestras durante la construcción del muro y se realizaron ensayos con pruebas estándar en los laboratorios del EPFL, para determinar sus propiedades mecánicas más importantes. Para el concreto, se fallaron a compresión uniaxial cuatro cilindros de 160 mm de diámetro y 315 mm para establecer la resistencia a compresión (a los 31 días), f'_c , y el módulo de elasticidad del material, E . Asimismo, cuatro probetas de igual diámetro y 153 mm de altura se emplearon en ensayos de doble punzonamiento para determinar su resistencia a la tracción, f'_t . Los resultados promedio encontrados se presentan en la Tabla 14. En cuanto al acero de refuerzo, se realizaron ensayo de tracción sobre 8 barras de 6 mm de diámetro y 6 barras de 16 mm de diámetro. De los ensayos se determinó el esfuerzo f_y , la deformación ϵ_y de fluencia, la deformación final de la platea de fluencia ϵ_{sh} , el esfuerzo último f_u , la deformación correspondiente a éste último ϵ_u , y el módulo de elasticidad, E . Y Los resultados se resumen en la Tabla 15. Se observa que la deformación de ruptura de las barras es mucho mayor que las reportadas para malla electrosoldada colombianas en la Sección 8.2 o en la Figura 55.

Tabla 14. Propiedades del concreto.

Material	f'_c [MPa]	f'_t [MPa]	E [GPa]
Concreto (31 días)	28.4	2.2	25.3

Tabla 15. Propiedades del acero.

Material	f_y (MPa)	ϵ_y (mm/m)	ϵ_{sh} (mm/m)	f_u (MPa)	ϵ_u (mm/m)	E (GPa)
Acero $\phi 6$ mm	460.0	2.5	2.5	625.0	80.0	183.5
Acero $\phi 16$ mm	565.0	2.0	27.0	650.0	110.0	208.1

El muro presentó una falla por deformación fuera del plano seguida por el aplastamiento del concreto a compresión y pandeo de las barras de extremo como se muestra en la Figura 49. Los ciclos histeréticos son estable y sin degradación de rigidez pero fallan a un nivel de deriva cercana al 0.8% durante los ciclos de compresión en el extremo del alma (ver Figura 50). En la Figura 51 se muestra que en este muro también se presentó una concentración de las deformaciones en la base, lo que puede también explicar la capacidad de deformación limitada. Es importante anotar que el acero de refuerzo usado en el alma del muro TW1 es más dúctil que el acero de refuerzo de las mallas electrosoldadas colombianas. Por consiguiente, el comportamiento observado del muro de EPFL no representa un caso conservador respecto al comportamiento probable de un muro

colombiano de similares características. Es decir, que se espera que el comportamiento del muro real colombiano sea inferior, y pueda fallar bajo rotaciones promedio menores al 0.8%.



Figura 49. Forma de falla para TW1

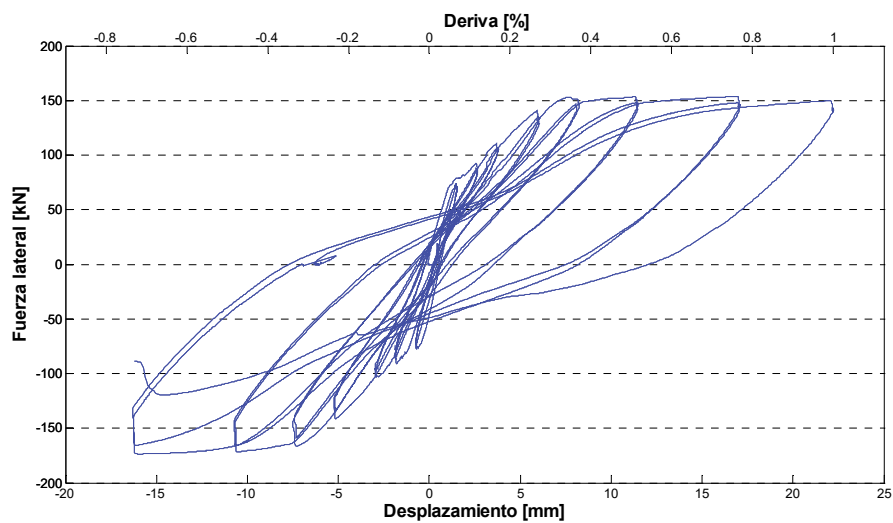


Figura 50. Ciclos histeréticos para TW1

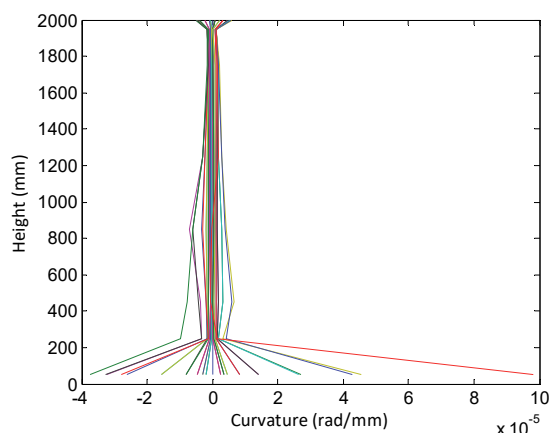


Figura 51. Distribución de curvaturas para TW1

9.3 Muros del CEER

El programa experimental fue diseñado con el objetivo de complementar la base de datos experimental de los programas anteriores y tener mayor información que permita evaluar la capacidad de deformación de elementos representativos de edificaciones construidas en Colombia. Se utilizó el método conocido como “muros vaciados”, teniendo en cuenta configuraciones geométricas que pudieran considerarse comunes dentro de la práctica local. Los ensayos que se describen a continuación complementan la información existente y evalúan el efecto del detallado del refuerzo, tipo de refuerzo y geometría de los extremos del muro. Considerando una numeración consecutiva a los especímenes ensayados en los proyectos ejecutados anteriormente, los muros para este programa experimental se identificaron como W4, W5, W6 y W7.

La geometría base de los tres primeros especímenes tenía forma de “T” con tres propósitos principales. El primero, evaluar el comportamiento de la aleta que se conforma al conectar dos muros de forma ortogonal. El segundo, evaluar el comportamiento y potencial de pandeo de los bordes de muros que no están conectados. Por último, evaluar el efecto del refuerzo ubicado en la aleta que conforman los muros conectados ortogonalmente. Para el cuarto espécimen se agregó una aleta asimétrica en el extremo opuesto a la aleta “T” con el fin de evaluar el efecto de los muros con machones en los extremos, como una medida de mitigación o reparación plausible. Para todos los casos, se utilizó una sola capa de refuerzo. La Figura 52 muestra las características geométricas de los especímenes ensayados.

Para la construcción de los muros W4, W6 y W7 se utilizó acero convencional dúctil mientras que para el muro W5, se empleó malla electrosoldada. A pesar que la capacidad de deformación de las mallas era ampliamente conocida por el CEER, para el espécimen W5 se utilizó este tipo de refuerzo porque es el más utilizado en el país. En todos los especímenes se adicionaron barras en la aleta “T” para representar el refuerzo de muros conectados ortogonalmente. Para el caso particular de W6, se adicionaron dos barras de 12.5 mm de acero dúctil, con el fin de representar la práctica constructiva en donde es común concentrar parte del refuerzo en el extremo de los muros hasta lograr la capacidad de momento último requerido por el análisis. Estas barras se traslaparon también de acuerdo con la práctica constructiva.

La longitud del alma, longitud de la aleta, altura y espesor del espécimen fueron de 2.50 m, 0.35 m, 2.40 m y 0.10 m, respectivamente. Aunque la base de datos reporta un espesor de 12 cm

como una de las más comunes, se definió un espesor de 10 cm para todos los muros dado que representaba una condición crítica para evaluar el potencial de pandeo fuera del plano. Para todos los muros, la cuantía del refuerzo vertical de la aleta fue 1.11% y consistió en 3 barras No. 4 (1/2", 12.7 mm) espaciadas a 0.13 m. Todas las barras verticales fueron traslapadas en su unión con la viga de fundación, como es usual en la práctica (traslapo de 0.35 m para las barras No. 2 y de 0.70 m para las barras No. 4). En la Figura 53 se muestra la geometría de la sección transversal y el detallado del refuerzo de los muros. En la Tabla 16 se muestran los tipos de refuerzo utilizados en cada muro.

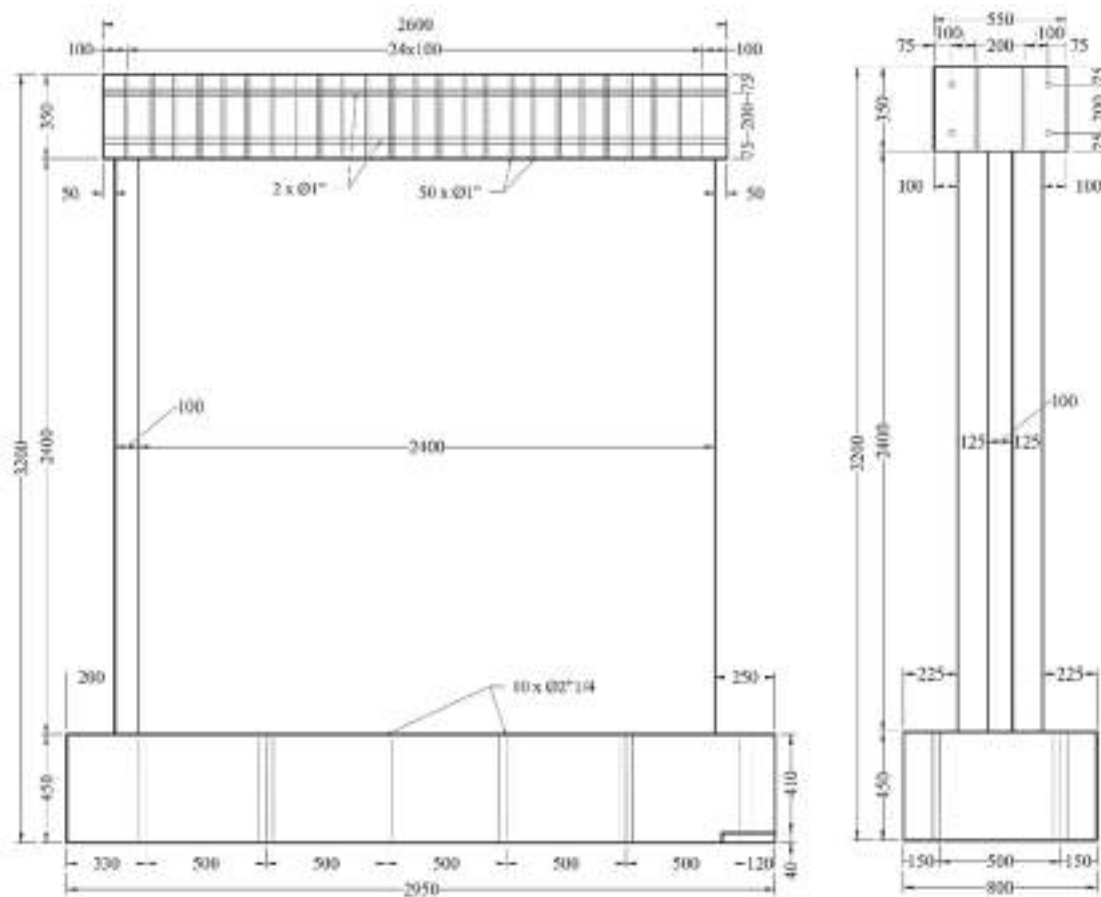
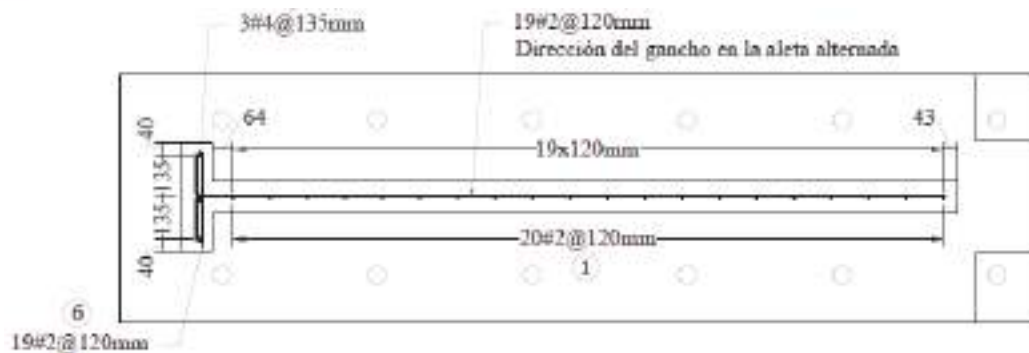
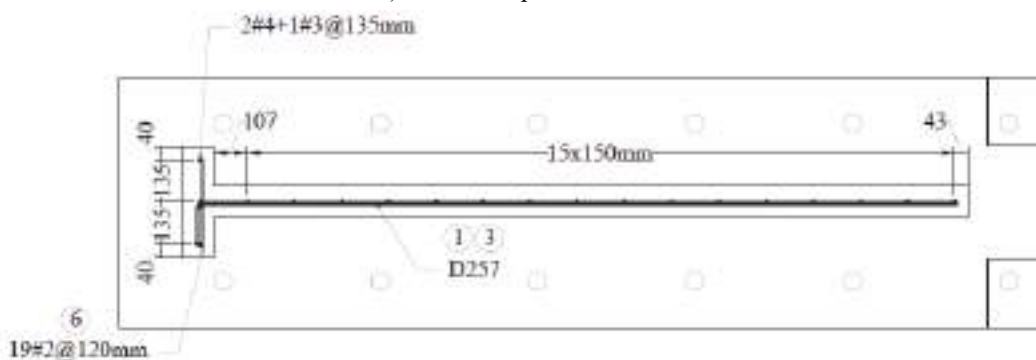


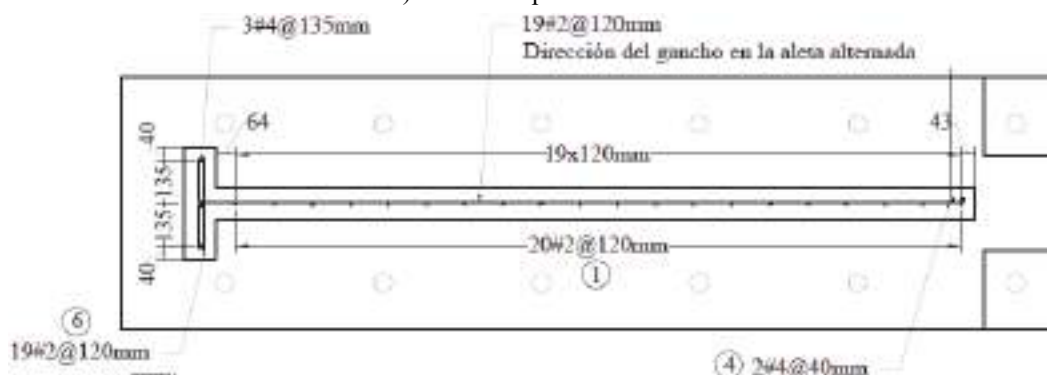
Figura 52. Geometría de muro W4, W5, W6 y W7



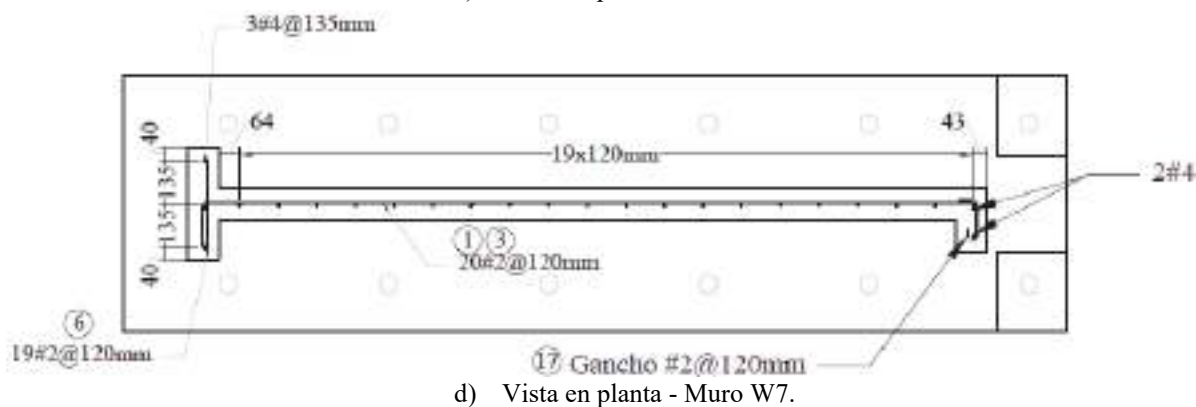
a) Vista en planta - Muro W4.



b) Vista en planta - Muro W5.



c) Vista en planta - Muro W6.



d) Vista en planta - Muro W7.

Figura 53. Geometría y refuerzo de los especímenes (W4, W5, W6 y W7).

Tabla 16 Cuantías de refuerzo y tipo de refuerzo.

Muro	Alma		Elemento de Borde		Tipo de Refuerzo	Observación
	ρ_s (%)	d_b (mm)	ρ_b (%)	d_b (mm)		
W4	0.27	6.4	-	-	Barra	Sin elemento de borde
W5	0.26	7.0	-	-	Malla	Sin elemento de borde
W6	0.27	6.4	2.53	13	Barra	Elemento de borde sin confinar
W7	0.27	6.4	1.27	13	Barra	Elemento de borde con gancho y recrecimiento de sección transversal

Todos los muros fueron sometidos a un ensayo cuasi estático controlado por desplazamiento en el Laboratorio de Mecánica Estructural de la Universidad EIA. Los muros se anclaron a un piso de reacción por medio de barras de acero roscadas de alta resistencia. Para aplicar los desplazamientos, se utilizó un marco de carga, sobre el cual se instalaron tres actuadores como se muestra en la Figura 54. Para aplicar la carga horizontal se utilizó un actuador hidráulico de 500 kN de capacidad controlado por desplazamiento, el cual se conectó al extremo sur de la viga superior de concreto, a una altura de 2.60 m con respecto a la base del muro (nivel superior de la viga de fundación). Para aplicar las cargas verticales se utilizaron dos actuadores de 700 kN controlados por fuerza y esclavos del actuador horizontal, los cuales estaban conectados a la viga superior de concreto, uno en el extremo sur y otro en el extremo norte del espécimen, separados entre sí 2.20 m. Los tres actuadores se conectaron al mismo sistema de control y estaban programados para conservar en todo instante (a partir del primer ciclo de carga lateral) la relación de carga axial del 5% y una relación M/VL_w de 2.0.

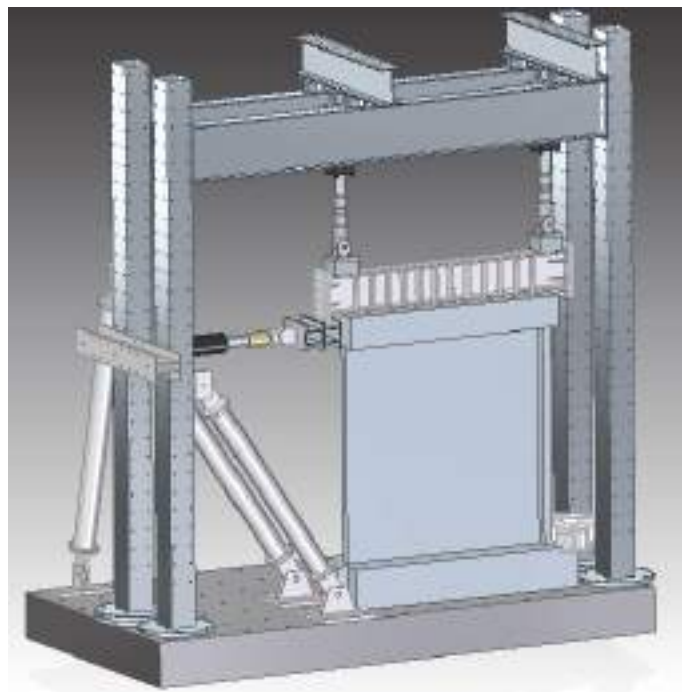


Figura 54. Montaje para ensayos W4 a W7

La resistencia especificada para el concreto de ambos muros fue de 28 MPa, sin embargo, se obtuvieron resistencias significativamente mayores (ver Tabla 17). Las barras de refuerzo de 1/2 pulgada alcanzaron un esfuerzo de fluencia de 420 MPa y se ajustaron a los requisitos de la NTC. Las barras de refuerzo de 1/4 de pulgada y los alambres de la malla electrosoldada tuvieron un comportamiento como el que se muestra en la Figura 55. Ambas muestran un comportamiento con ductilidad limitada, siendo más crítico el caso de los alambres de la malla.

Tabla 17 Propiedades del concreto.

Muro	Resistencia promedio (MPa)	CV (%)	Resistencia a tracción (MPa)	CV (%)
W4 – W5	39.1	4.1	4.9	2.9
W6 – W7	37.8	1.9		

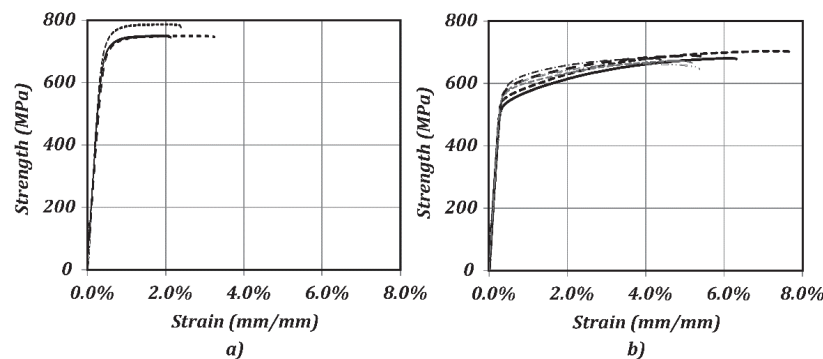


Figura 55. Curva esfuerzo deformación para alambres de la malla electrosoldada (a) y para refuerzo de 1/4 (b).

Las curvas de histéresis expresadas en términos de la deriva relativa versus la carga lateral se muestran en la Figura 56. La deriva es expresada como el cociente entre el desplazamiento lateral del muro y su altura. En todas las figuras se observa la naturaleza asimétrica de las curvas de histéresis. Debido a las características geométricas y de refuerzo de las secciones, los muros tienen mayor resistencia cuando se comprime el extremo del alma porque se tracciona una mayor cantidad de refuerzo en la aleta. En las gráficas de la Figura 56 se incluye como referencia el límite admisible de deriva relativa propuesto por NSR-10 para sistemas estructurales analizados con secciones fisuradas, es decir $\Delta_{lim,NSR10} < 1\%/0.7 = 1.43\%$. Se observa que ningún espécimen tiene una capacidad de deriva mayor que este límite. Aquellos que se acercan al límite ya han perdido a ese nivel, una porción considerable de su capacidad de resistir cargas laterales, es decir, están en su porción de comportamiento plástico con rigidez negativa (i.e. de ablandamiento por deformación). Este comportamiento solo es observable en el laboratorio por las características de control de desplazamientos del sistema de ensayos. En el campo, bajo carga sísmica real, se esperaría que luego de superar su capacidad máxima, los muros fallen de manera abrupta. Información complementaria del juego de ensayos del CEER pueden consultarse en (Blandon *et al.*, 2018).

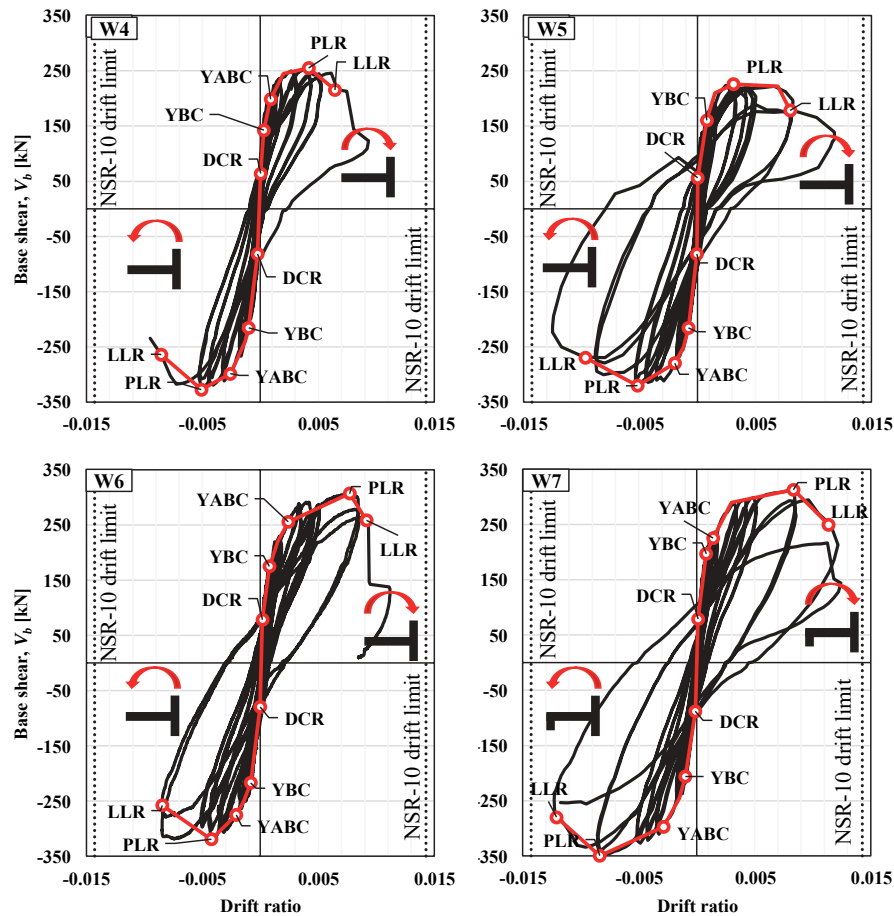


Figura 56. Ciclos histeréticos para especímenes W4 a W7.

9.4 Análisis de Base de Datos Experimental de Muros Delgados

La definición “muro delgado” en la literatura experimental puede estar sujeta a la interpretación porque la mayoría de los paneles ensayados son escalados, debido principalmente a las restricciones propias de un laboratorio de estructura (e.g. capacidad de carga de actuadores, espacio disponible). A continuación, se presentan evidencias experimentales de la capacidad de rotación de muros de concreto reforzado, en términos de su relación entre la longitud no arriostrada y su espesor (h_u/t_w), en términos de la relación de aspecto de la sección crítica (l_w/t_w), y de la profundidad del eje neutro respecto a su espesor (c/t_w). Estas variables adimensionales son convenientes porque ayudan a eliminar la subjetividad de la definición de un muro delgado.

De los experimento sobre muros de concreto reforzado con carga cíclica en el plano, realizados por Riva and Franchi (2001), Velez et al. (2017) (denominados muros del CEER), Rosso et al. (2017) (denominados muros del EPFL), y Segura and Wallace (2018) (denominados muros de UCLA), se obtuvieron las envolventes de carga y rotación promedio. De esta curva se escogió el valor de rotación luego de una caída de carga del 20% de la carga máxima como capacidad de deriva última (θ_{80}). En la Tabla 18 se detallan algunas variables significativas de los 25 muros analizados. Con los datos de las propiedades de los materiales, de la sección de los muros y de la

carga axial utilizada se realizaron modelos en OpenSees de la sección crítica para encontrar la longitud del bloque de compresión c bajo la curvatura consistente con el 20% de pérdida de capacidad de carga lateral.

La Figura 57 muestra la relación entre la capacidad de rotación de los muros y las variables geométricas antes mencionadas. Se observa que la capacidad de rotación se reduce de manera potencial con valores crecientes de l_w/t_w o h_u/t_w , mostrando un mejor ajuste con la relación de aspecto de la sección crítica. A manera de referencia, las figuras también incluyen el límite de derivas propuesto para secciones agrietadas en NSR-10. Se observa que en promedio, los muros con relación $l_w/t_w > 15$ y con relación de esbeltez $h_u/t_w > 15$ tienen una capacidad de rotación inferior a 1.43%.

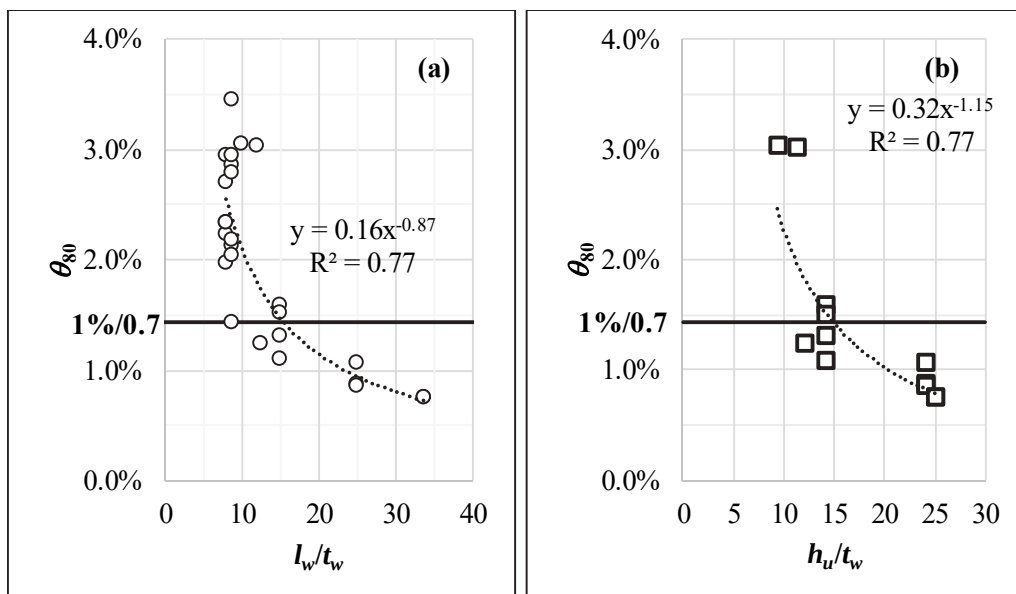


Figura 57. Capacidad de rotación versus relación de aspecto de la sección crítica (izquierda); capacidad de rotación versus esbeltez del muro en la dirección perpendicular a su plano (derecha). Nota: la gráfica derecha no contiene los datos de Riva y Franchi 2001.

Tabla 18. Revisión de ensayos experimentales en muros delgados bajo cargas cíclicas.

Referencias	ID	Geometría	Capas de re-fuerzo	t_w (mm)	h_w (mm)	l_w (mm)	Deriva (θ_{80})	P (kN)	c (mm)
Riva y Franchi. (2001)	B16R8-1	Rectang.	1	150	2500	1200	0.022	No	257
	B16R8-2	Rectang.	1	150	2500	1200	0.029	No	257
	HR12C-1	Rectang.	1	150	2500	1200	0.027	600	431
	CD12C-1	Rectang.	1	150	2500	1200	0.020	600	432
	HR12C-2	Rectang.	1	150	2500	1200	0.023	600	431
	CD12C-2	Rectang.	1	150	2500	1200	0.023	600	432
	B14HR8S	Rectang.	1	150	2500	1300	0.029	No	254
	B14HR8U	Rectang.	1	150	2500	1300	0.034	No	284
	B14CD8S	Rectang.	1	150	2500	1300	0.021	No	255
	B14CD8U	Rectang.	1	150	2500	1300	0.022	No	341

Referencias	ID	Geometría	Capas de re-fuerzo	tw (mm)	hw (mm)	lw (mm)	Deriva (θ_{80})	P (kN)	c (mm)
	HR12S	Rectang.	1	150	2500	1300	0.028	No	348
	HR12U	Rectang.	1	150	2500	1300	0.029	No	460
	CD12S	Rectang.	1	150	2500	1300	0.014	No	290
	CD12U	Rectang.	1	150	2500	1300	0.020	No	476
Segura y Wallace. (2018)	WP1	Rectang.	2	152	2134	2286	0.016	1201	513
	WP2	Rectang.	2	152	2134	2286	0.011	1201	554
	WP3	Rectang.	2	152	2134	2286	0.015	1201	500
	WP4	Muro T	2	152	2134	2286	0.013	1201	450
	WP6	Rectang.	2	191	2134	2286	0.030	1501	434
	WP7	Rectang.	2	229	2134	2286	0.030	1802	430
Blandón et al. (2018)	W4	Muro T	1	100	2400	2500	0.009	1201	404
	W5	Muro T	1	100	2400	2500	0.011	1201	370
	W6	Muro T	1	100	2400	2500	0.009	1201	338
Almeida et al. (2015)	WT1	Muro T	1	80	2000	2700	0.008	303	285
	WT4	Muro T	1	80	2000	2700	0.008	303	282

La Figura 58 muestra resultados de capacidad rotación versus profundidad normalizada del eje neutro. Esta organización de los datos es también sugerida por Segura and Wallace (2018), quienes proponen una expresión potencial proporcional a $1/(c/t_w)$ para ajustar los datos. En la figura se presentan tres ajustes que contienen la mayoría de los datos analizados, siendo la tendencia media (línea negra punteada) la propuesta por los autores antes mencionado. Según la expresión propuesta por Segura y Wallace, que no incluye los muros delgados de EPFL, CEER o Riva y Franchi, los muros que tengan relación $c/t_w > 3.7$ no cumplirían con la capacidad de rotación límite de NSR-10. Analizando el límite inferior, que es más conservador, y más representativo de la tipología de construcción colombiana, se observa que muros con relación $c/t_w > 2.0$ no tendrían la capacidad de rotación mínima exigida por NSR-10.

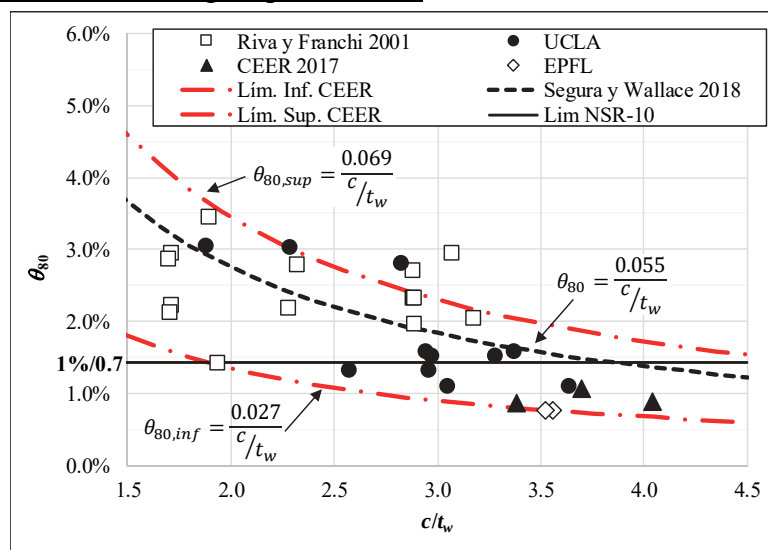


Figura 58. Capacidad de rotación versus profundidad relativa del eje neutro.

9.5 Efecto de la Longitud de los Muros Estructurales

Los muros de mayor longitud y mayor cantidad de refuerzo son los que controlan el comportamiento no lineal de una edificación de muros sometida a cargas sísmicas. La base de datos experimental se ha logrado extender hasta muros de 2.7 m, sin embargo, en la base de datos de las edificaciones evaluadas se encuentran muros de mayor longitud. De hecho, según Arteta *et al.* (2017), el rango de longitudes de muros con aleta que soportan la mayoría del cortante sísmico en los edificios de Armenia varía entre 3.0 y 5.3 m, con un valor típico de 3.5 m. La longitud representativa del muro, sin embargo, es difícil de ensayar, incluso de manera escalada, debido a la limitación de las instalaciones y fuerzas máximas que pueden aplicarse en el laboratorio. Es posible por otro lado, realizar una estimación de la variación de la deriva máxima de techo (δ_u/h_w) de edificaciones con muros de concreto reforzado utilizando modelos y aproximaciones. Basado en el diseño por desplazamientos (Moehle, 1992; Priestley *et al.*, 2007), recomendaciones de Massone and Alfaro (2016) para la estimación de curvaturas y desplazamientos de muros esbeltos, junto con la aproximación de ubicación de eje neutro de Moehle *et al.* (2011) y la estimación de la longitud de rótula plástica basada en programas experimentales como el que se incluyen en este documento y en otros con resultados similares (Takahashi *et al.*, 2013), se puede encontrar la siguiente expresión para la estimación de la deriva aproximada de techo para muros esbeltos de concreto reforzado.

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.22 \frac{\varepsilon_y}{l_w} h_w + \left(\frac{\varepsilon_s + \varepsilon_c}{l_w} - 1.4 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \right) * 3t_w$$

Los resultados de esta ecuación se muestran en la Figura 59 para un edificio de 10 pisos y un edificio de 15 pisos. En ambos casos se incluyen los resultados para deformaciones de ruptura del acero de 1.5%, 3.0% y 6.0%, como se analizó en la Sección 8.3. En la figura se incluyen los datos de los programas experimentales descritos en este documento que confirman la tendencia de la disminución de la capacidad de deformación lateral con el incremento de la longitud del elemento. Es importante sin embargo aclarar que la deriva de los ensayos experimental no corresponde a la deriva de techo sino a la deriva del espécimen ensayado. Aunque es necesario realizar comprobaciones adicionales sobre las diferentes suposiciones, y aún la base experimental es limitada, la tendencia que arrojan los análisis es que hay una rápida disminución de la capacidad de rotación con el incremento de la longitud y aunque se asuma el comportamiento más dúctil del acero, es difícil lograr las derivas máximas permitidas por la normativa para muros con longitud mayor a 3 m.

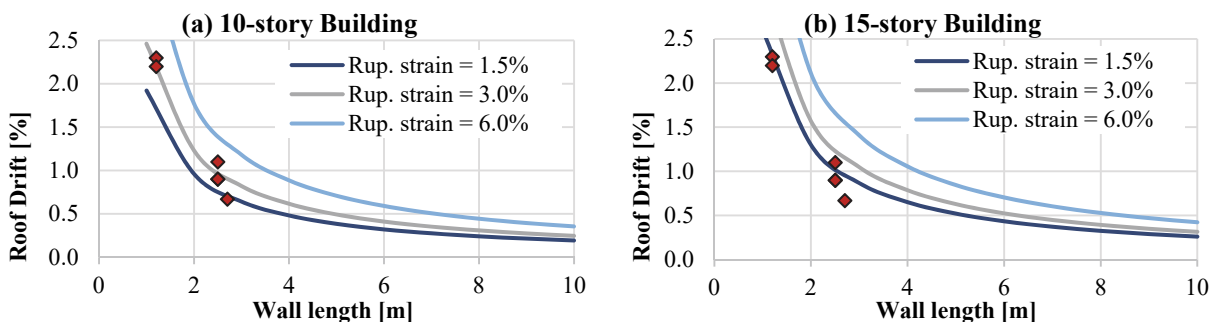


Figura 59. Relación entre la capacidad deriva de techo, la longitud del muro y la deformación máxima del acero de refuerzo: a) edificio de 10 pisos, b) edificio de 15 pisos.

9.6 Potencial de Inestabilidad Fuera del Plano

Con el fin de estudiar el pandeo lateral fuera del plano se consideró modelar el espécimen TW1 fallado en laboratorio, como parte del proyecto experimental desarrollado por el EPFL. El muro cuya configuración geométrica es en forma de “T”, tiene 2700 mm de longitud del alma, 440 mm de ancho en la aleta, alma de 2000 mm de alto, y espesor uniforme de 80 mm. El refuerzo implementado en el alma del muro consistió en barras dúctiles con diámetro de 6 mm espaciadas cada 200 mm. Adicionalmente, en sus extremos se encuentran tres barras de 16 mm de diámetro separadas cada 100 mm. Estas características geométricas son similares a las prácticas de construcción en Colombia. Las propiedades mecánicas del concreto y el acero de refuerzo son listadas en la Tabla 19. La Figura 60 se muestra la geometría y detallado del refuerzo.

Tabla 19. Propiedades del concreto y acero de refuerzo del muro TW1

Resistencia a compresión del concreto	28.8 MPa
Esfuerzo de fluencia barras Ø6	460 MPa
Esfuerzo de fluencia barras Ø16	565 MPa

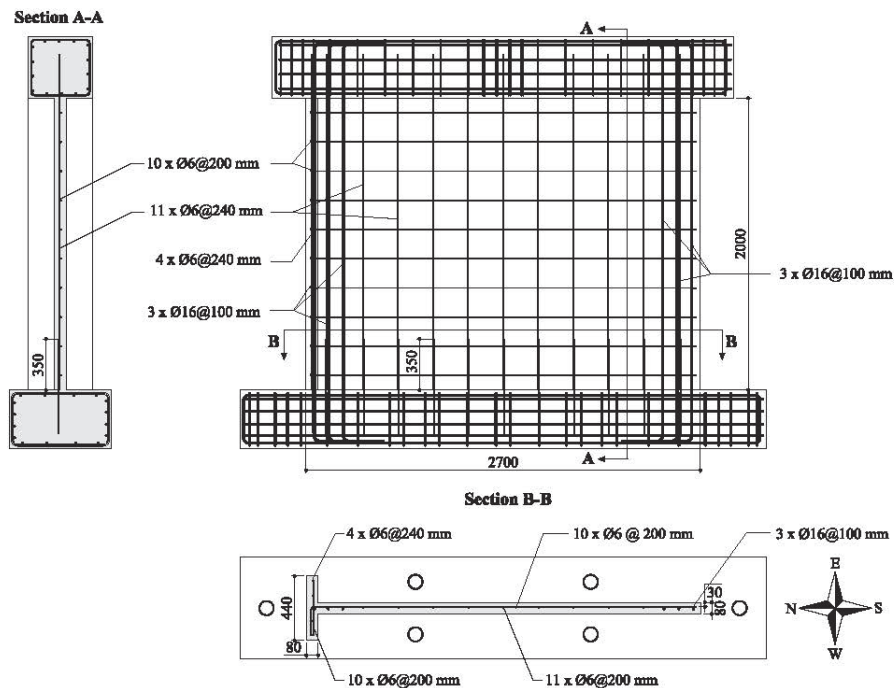


Figura 60. Geometría y detallado del refuerzo del muro TW1 de EPFL (Rosso *et al.*, 2015).

En la modelación numérica 3D se emplearon elementos finitos rectangulares “*Curved Shell*” con capacidad de desplazamientos fuera del plano y 5 puntos de integración a lo largo de su espesor. La relación $M/Vl_w = 3.7$ con la cual fue configurado el ensayo fue logrado gracias a un panel superior con propiedades lineales que transfiere las solicitaciones a los paneles inferiores que representan el espécimen en estudio (Figura 61). El tamaño máximo del mallado en el espécimen fue de 50 mm. El protocolo de carga sugerido por los autores inicia con niveles de deriva del 0.05% hasta el 1% como se muestra en la Figura 62. Las propiedades mecánicas y parámetros de materiales fueron los del día del ensayo.

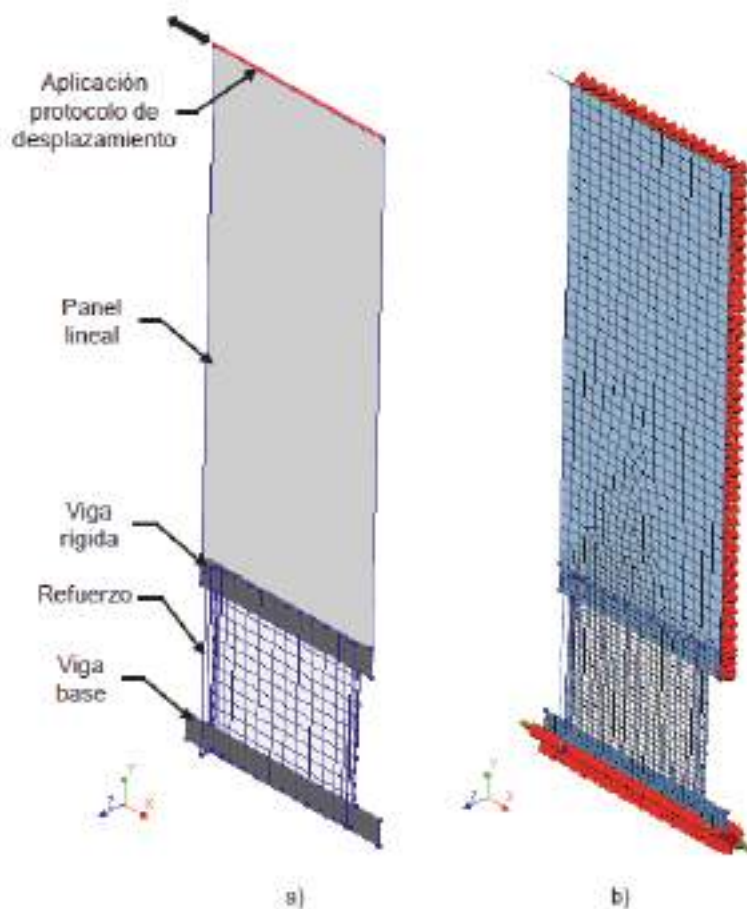


Figura 61. a) Modelo del espécimen TW1 b) mallado del modelo y condiciones de frontera en el software DIANA

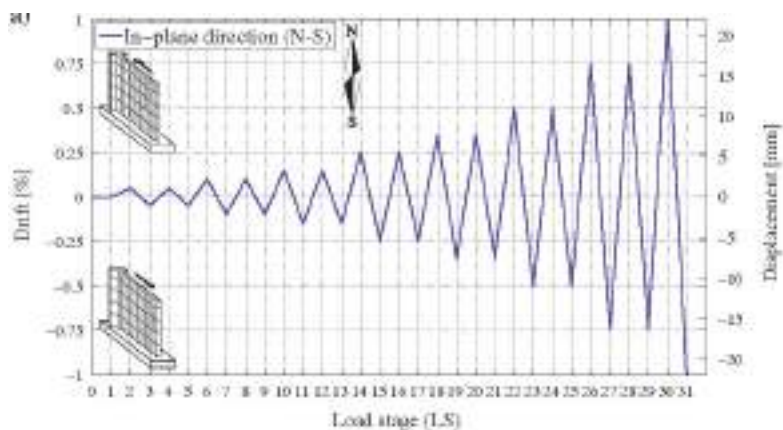


Figura 62. Protocolo de desplazamiento para el espécimen TW1 (Rosso *et al.*, 2015)

Las partes y variables de interés para estudiar el pandeo lateral fuera del plano se contextualizan en la Figura 63. V_b y M_b corresponden al cortante y momento en la base del muro, mientras que dx , dy y dz los desplazamientos horizontales, verticales y fuera del plano respectivamente. Acorde con la Figura 64a, numéricamente los desplazamientos fuera del plano alcanzados fueron similares a los reportados experimentalmente. A medida que los niveles de deriva son incremen-

tados las deformaciones fuera del plano fueron aumentando progresivamente hasta alcanzar aproximadamente 28 mm, por consiguiente, en el próximo ciclo el muro no pudo recuperar su estado. Los elementos de borde en los extremos del alma suelen comportarse como columnas (Chai and Elayer, 1999). Previo a presentarse el pandeo lateral fuera de plano las deformaciones verticales en estos elementos fueron excesivas hasta alcanzar un valor límite que condiciona al muro a presentar el pandeo lateral fuera del plano.

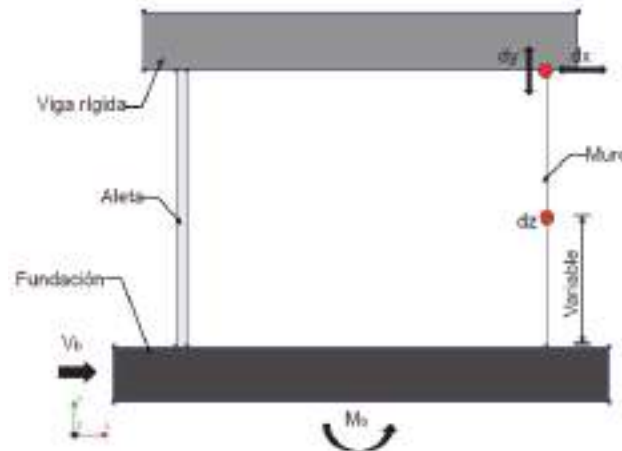


Figura 63. Esquema de variables y partes del muro TW1

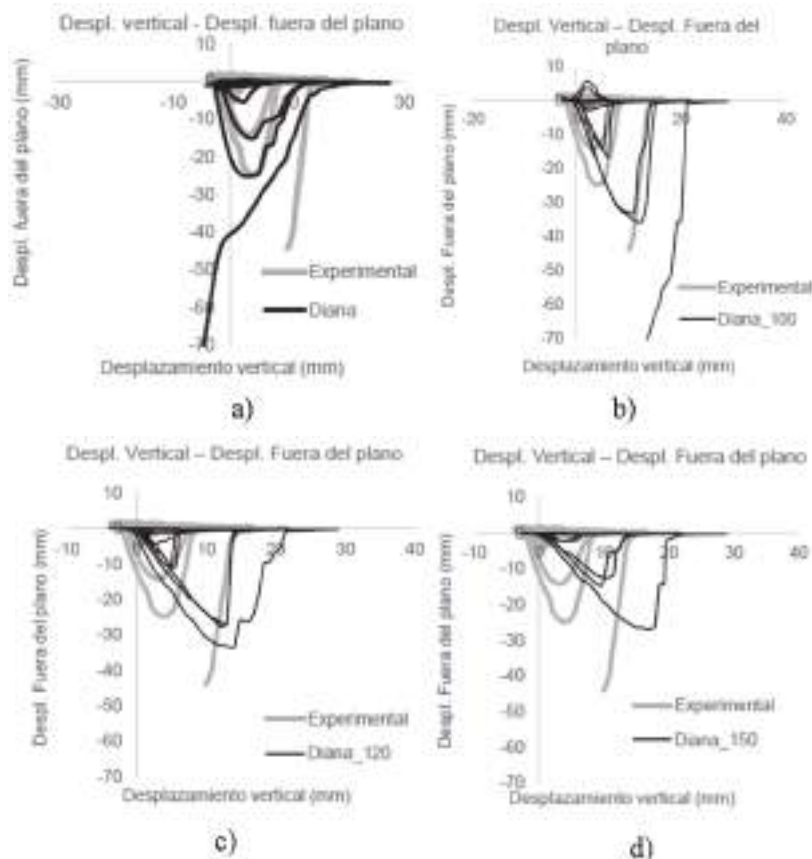


Figura 64. Desplazamiento vertical versus desplazamiento lateral fuera del plano para los muros de (a) 80 mm, (b) 100 mm, (c) 120 mm y (d) 150 mm de espesor, respectivamente.

Posterior a replicar numéricamente el experimento de muro TW1 se desarrolló una campaña numérica experimental para estudiar la incidencia del espesor del muro en el mecanismo de falla del pandeo lateral fuera del plano. Para ello, se incrementó el espesor del muro manteniendo una cuantía equivalente a la sugerida inicialmente en el muro, cambiando teóricamente el diámetro de varillas. La Figura 64 muestra los desplazamientos fuera del plano versus los desplazamientos verticales en el elemento de borde en compresión del muro. Los resultados muestran que, bajo el protocolo de carga aplicado inicialmente, el espécimen numérico con espesor de 100 mm no pudo recuperarse adecuadamente de las deformaciones fuera del plano debido a que sufrió deformaciones axiales considerables. Para el muro con espesor de 150 mm se observó una respuesta más estable de las deformaciones fuera del plano frente a una respuesta pobre mostrada por el espécimen de 120 mm.

Debido a la incidencia de las deformaciones axiales en los elementos de borde (reportado previamente por Chai and Elayer (1999)), se realizaron modelaciones variando la cuantía en elementos de borde de muros con 80 mm, 100 mm, 120 mm y 150 mm de espesor. En comparación con las modelaciones anteriores, se modificó el protocolo de derivas hasta alcanzar un nivel de aproximadamente del $\pm 2\%$. La Figura 65 muestra una recopilación de muros que presentaron pandeo lateral fuera del plano con distintos porcentajes de cuantía. Cabe anotar que aunque es interesante su estudio desde el punto de vista teórico, las cuantías del elemento de borde superiores al 4% no son construibles en la práctica.

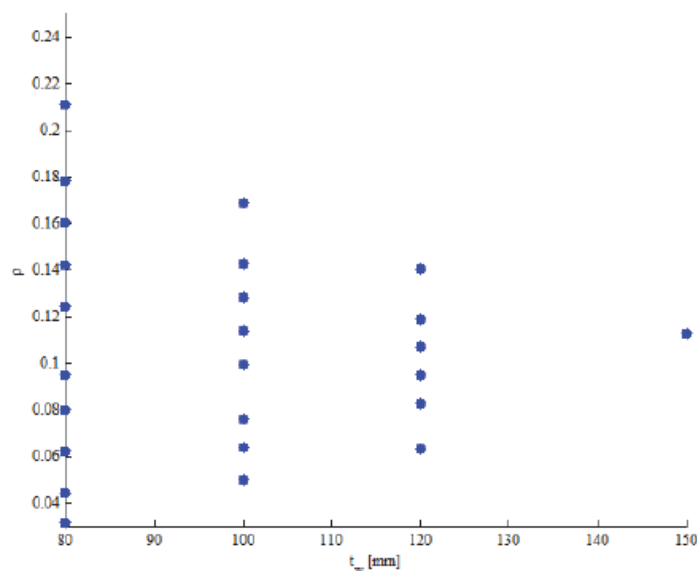


Figura 65. Relación entre la cuantía del elemento de borde a la falla por pandeo versus espesor.

Bajo el protocolo de desplazamiento aplicado, los muros de 80 mm, 100 mm y 120 mm presentaron pandeo lateral fuera del plano para cuantías longitudinales de 3,1%, 5,1% y 6,0%, las cuales podrían ser factibles desde el punto de vista de construcción. Mientras que el muro de 150 mm logró pandearse solo si su cuantía excedía el 12%, lo cual no es factible en la práctica. Al estudiar en la Figura 66 la cuantía de refuerzo (ρ) en los elementos de borde de muros que presentaron pandeo, se nota que a medida que se incrementaban las cuantías de refuerzo, se requiere menos deformación unitaria en tracción en el elemento de borde para presentar este modo de falla.

Esta relación es lineal, y se satura para valores de $\rho > 8\%$. Cabe anotar que si la relación M/Vl_w aumenta, el gradiente de deformación axial en el elemento de borde es más uniforme, lo que facilita el inicio del pandeo (e.g. comparar marcadores rectangulares con $M/Vl_w = 6.0$ con sus correspondientes con $M/Vl_w = 3.7$).

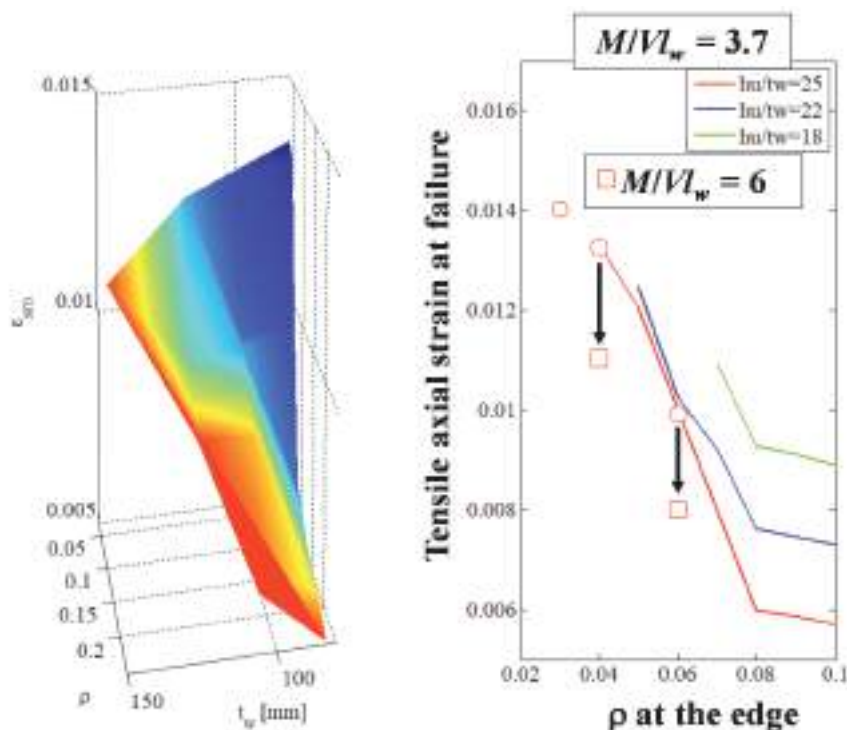


Figura 66. Superficie de falla y variación de la deformación unitaria en función de la cuantía $M/Vl_w = 3.7$.

10. CASO DE ESTUDIO: ANÁLISIS PARAMÉTRICO INELÁSTICO DE UN EDIFICIO DE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO

Con el fin de analizar la respuesta de los sistemas de muros delgados típicamente empleados en Colombia, se modeló la respuesta de seis edificios tipo bajo carga estática y dinámica, teniendo en cuenta la plasticidad de los materiales. Todos los edificios comparten la misma planta estructural presentada en la Figura 67a, variando el espesor de los muros y el número de pisos. El sistema estructural se supone localizado en la ciudad de Armenia porque es una versión simplificada de uno de los edificios de esa base de datos. El sistema de muros delgados de concreto reforzado tiene losas macizas de 12 cm de espesor, y se estudian variaciones del mismo de 5, 10 y 15 pisos. Para cada altura se evalúan dos espesores posibles de muros. La Tabla 20 presenta un resumen de las características geométricas principales de las seis variaciones evaluadas.

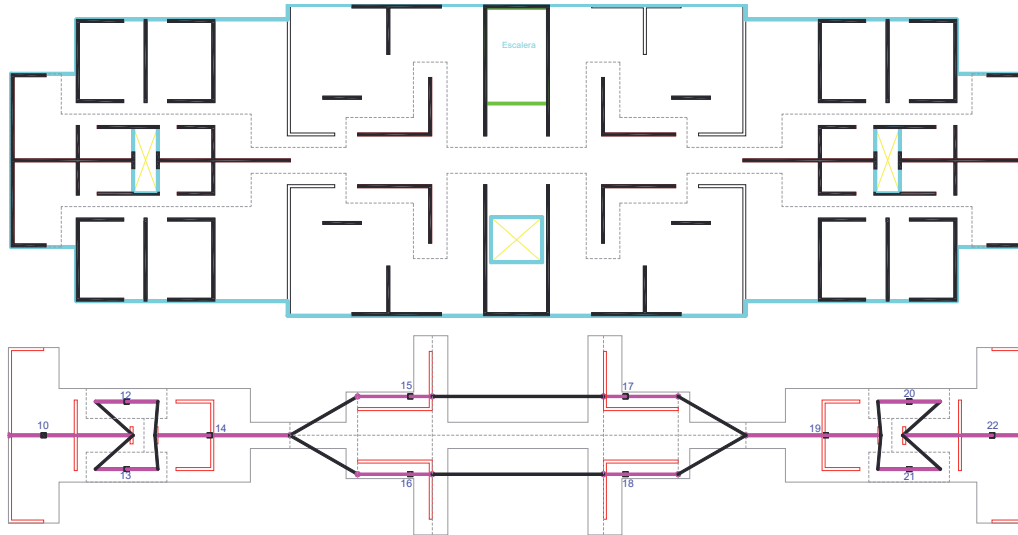


Figura 67. a) Esquema de la planta estructural típica de los seis edificios evaluados. b) Reducción del sistema estructural evaluado en OpenSees. Elementos en negro representan conectores tipo cercha.

Tabla 20. Resumen de la geometría de los edificios evaluados.

Modelo	Número de pisos	Espesor de muros, t_w [mm]	Altura entre pisos [m]	Densidad longitudinal de muros [%]	Densidad transversal de muros [%]	Resistencia a la compresión, f'_c [MPa]	¿Tiene elementos especiales de borde?
S5-tw080	5	80	2.50	2.03	2.18	21	No
S5-tw100	5	100	2.50	2.53	2.72	21	No
S10-tw100	10	100	2.50	2.53	2.72	31	No
S10-tw120	10	120	2.50	3.04	3.27	31	No
S15-tw120	15	120	2.50	3.04	3.27	49*	No
S15-tw150	15	150	2.50	3.80	4.09	31	Sí

* se aumenta la resistencia del concreto de los muros de 120 mm porque estos no pueden acomodar un elemento de borde en los extremos. Aunque no es una práctica compartida por el CEER, es una práctica común en algunas oficinas de ingeniería estructural, para aumentar los esfuerzos máximos admisibles que activen el requisito de elementos de borde.

10.1 Diseño de las Estructuras con Base en NSR-10

Para todas las estructuras, la carga muerta impuesta sobre la losa se supuso como $D = 1.60 \text{ kN/m}^2$, mientras que la carga viva se tomó como $L = 1.80 \text{ kN/m}^2$. La resistencia a compresión del concreto para cada una de las edificaciones se presenta en la Tabla 20. Se consideraron dos tipos de acero de refuerzo en los muros: mallas electrosoldadas de 7.5 mm de diámetro separadas cada 150 mm y barras corrugadas. Para diseño, se supone que la resistencia a la fluencia de las mallas electrosoldadas es $f_y = 490 \text{ MPa}$, mientras que para las barras corrugadas se supuso $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Para estimar el espectro de respuesta se siguió el procedimiento de NSR-10§A.2, bajo las suposiciones de la Tabla 21. El espectro obtenido se presenta en la Figura 68. Para el diseño de las estructuras se realizó un análisis dinámico espectral, ajustando el cortante de diseño al 80% del cortante obtenido por el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE). Para ello, se realizó una primera estimación del periodo fundamental utilizando la Ecuación (17), con $C_u = 1.20$, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$.

$$T_{FHE} = C_u C_t H^\alpha \quad (17)$$

Tabla 21. Definición del espectro elástico de respuesta.

Parámetros sísmicos	
Localización	Armenia
Aceleración pico efectiva, A_a	0.25 g
Velocidad pico efectiva, A_v	0.25 g
Perfil del Suelo	Tipo D
Factor de amplificación, F_a	1.30
Factor de amplificación, F_v	1.90
Grupo de uso	Residencial, Tipo I
Importancia, I	1.00

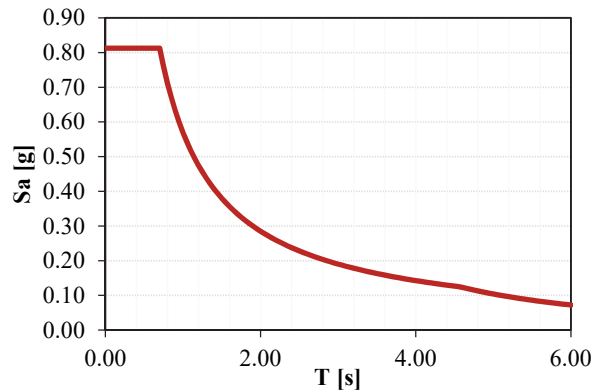


Figura 68. Espectro elástico de respuesta empleado en el diseño de las estructuras evaluadas.

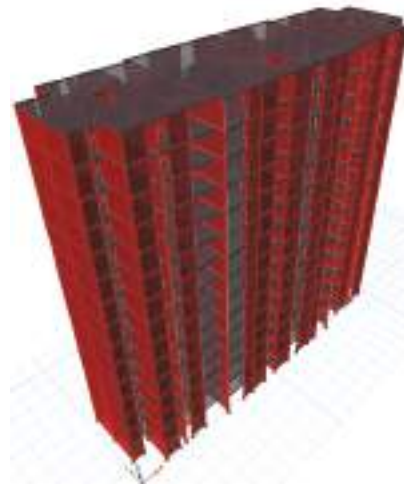


Figura 69. Modelo matemático elástico típico de las estructuras en ETABS.

Inicialmente se construyó un modelo elástico de cada una de las estructuras como el de la Figura 69 utilizando el programa ETABS. Para efectuar la modelación elástica de las estructuras y sus respectivos análisis dinámicos, se consideró una reducción en la rigidez a flexión de los muros del 50% de la rigidez bruta (esto es, $I_e = 0.50 I_g$). La implementación de propiedades agrietadas es una aproximación más realista para estimar el comportamiento de la estructura. Al utilizar esta aproximación, la normativa permite utilizar un límite de deriva de piso de $1.0\%/0.7 = 1.43\%$ de la altura de entrepisos. La masa sísmica se estimó como la aportada por la totalidad de la carga muerta y el 25% de la carga viva. El módulo de elasticidad se supuso como $E_c[\text{MPa}] = 3900\sqrt{f'_c}[\text{MPa}]$. La Tabla 22 resume los períodos estructurales de las diferentes variaciones del edificio tipo. Las estructuras de 5 pisos tienen períodos agrietados en el rango $0.19 \leq T_{5\text{pisos}} \leq 0.24$ s, las estructuras de 10 pisos en el rango $0.54 \leq T_{10\text{pisos}} \leq 0.60$ s, y las de 15 pisos de 1 s aproximadamente, es decir que los períodos están entre el 1.8 y el 2.6% de la altura de los edificios.

Tabla 22. Estimación del periodo de la estructura bajo diferentes suposiciones de modelación.

Modelo	Periodo inicial estimado, T_{FHE} [s]	Periodo en la dirección larga, T_x [s]*	Periodo en la dirección corta, T_y [s]*	Periodo del modelo de OpenSees, T_{OS} [s] ⁰
S5-tw080	0.39	0.24	0.20	0.14
S5-tw100	0.39	0.23	0.19	0.13
S10-tw100	0.66	0.60	0.56	0.39
S10-tw120	0.66	0.59	0.54	0.38
S15-tw120	0.89	1.03	1.01	0.66
S15-tw150	0.89	1.01	0.98	0.77

* Periodos estimados con ETABS a partir de propiedades agrietadas de la sección de los muros.

⁰. Debido a la formulación numérica los elementos estructurales utilizados por el software, los periodos obtenidos de OpenSees solo consideran las propiedades fisuradas luego de la aplicación de la carga axial de servicio.

En la Figura 70 se observa la distribución de deriva de piso para cada variación del arquetipo, en ambas direcciones principales. Las derivas máximas de diseño ocurren típicamente dentro del tercio medio de la altura, siendo todas menor que el límite propuesto en NSR-10.

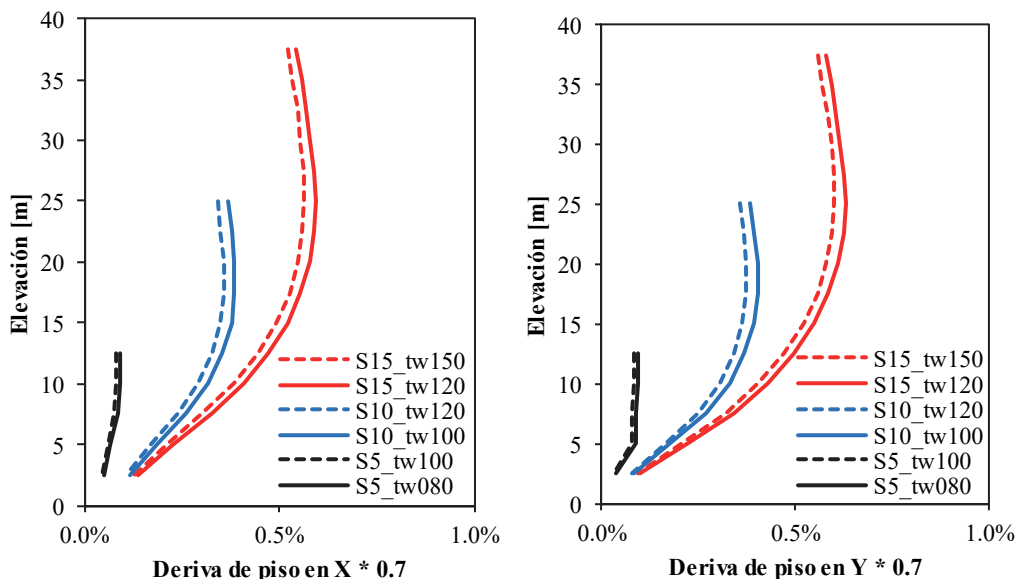


Figura 70. Derivas de piso bajo la acción de la fuerza sísmica.

Las fuerzas sísmicas de diseño E se estiman dividiendo las fuerzas sísmicas obtenidas por medio del análisis dinámico de la estructura por el factor de reducción de resistencia R . Como las estructuras no tienen presencia de irregularidades en planta ni en altura, ni irregularidades torsionales, el factor de reducción puede tomarse como $R = R_0 = 5.0$ de acuerdo con NSR-10 § A.3. La fuerza de diseño incluye un 30% de la carga sísmica en la dirección ortogonal a la dirección principal de análisis. Una vez definidas las fuerzas de diseño, se definieron las siguientes combinaciones de carga:

- 1.2D+1.6L
- 1.4D
- 1.2D+1.0L±1.0E
- 0.9D±1.0E

Como se busca evaluar la respuesta de sistemas de muros delgados semejantes a los implementados en Colombia, los muros de las estructuras se diseñaron con cuantía de acero mínima en el alma ($\rho_{alma} = 0.25\%$), agregando barras de acero corrugado en los extremos para incrementar capacidad de la sección en donde fuese necesario. Debido a que las estructuras están localizadas en una zona de amenaza sísmica alta, los muros estructurales de concreto reforzado deben cumplir con los requisitos de detallado de refuerzo de muros de capacidad de disipación de energía especial (DES) que están contenidos en NSR-10 §C.21.9. Los muros se diseñaron para tener una única sección crítica en la base. De acuerdo con el reglamento, estos muros requerirán elementos de borde especiales si se supera el límite de la profundidad del eje neutro según la Ecuación (1) (método de los desplazamientos) o si los esfuerzos de compresión superan el 20% de la resistencia a la compresión de diseño bajo la acción de las diferentes combinaciones de carga (método de los esfuerzos). Sin embargo, las restricciones geométricas impuestas por un espesor de muro inferior a 150 mm hacen inviable la concepción de un elemento de borde confinado efectivamente (Arteta, 2015). Por tal motivo, todas las estructuras se diseñaron para que no fuese necesario incluir elementos de borde siguiendo el método de los esfuerzos, con excepción del modelo *S15_tw150*.

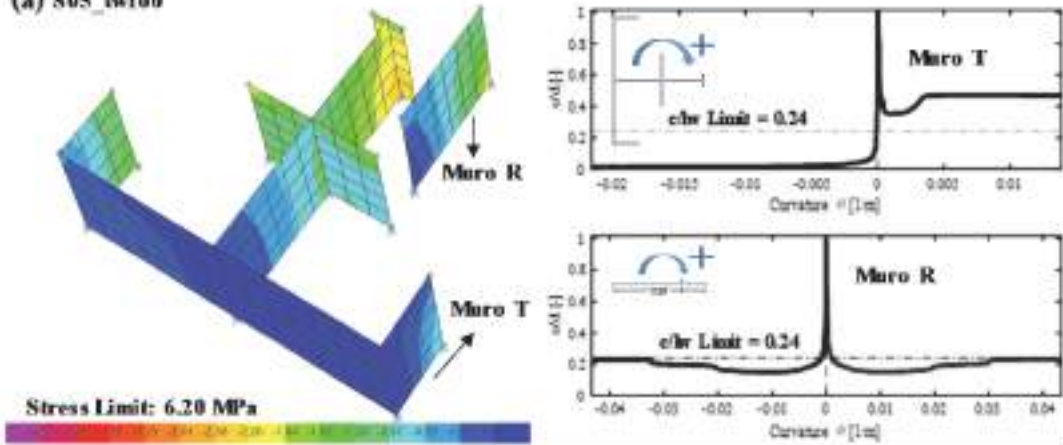
Como ejercicio de interés, para la verificación del requisito de elemento de borde se siguieron las dos metodologías previamente descritas. Durante el ejercicio de la evaluación del requisito, se evidenció que las dos metodologías conllevan a resultados diferentes en términos de la decisión de incluir o no elementos de borde. Un ejemplo de esto se muestra en la Figura 71, donde se muestra un muro de primer piso de cada una de las tres variaciones de altura, sometido a los esfuerzos de carga sísmica y gravitacional. La escala de colores se satura de tal forma que el valor mínimo corresponde a $0.2f'_c$. Es decir que, si se observan colores morados en el extremo del muro, se requieren elementos de borde por el método de los esfuerzos. A la derecha de la figura de esfuerzos se presenta la relación de profundidad del eje neutro versus curvatura para la sección crítica. En la figura se observa que, para los modelos de 5 y 10 pisos, el método de los esfuerzos no activa el requisito de elementos de borde, pero la profundidad del eje neutro de la sección crítica de cada caso, supera el límite establecido en la Ecuación (1). Solo para el caso *S15_tw150*, se diseñaron elementos especiales de borde para los muros que superaran alguno de los dos límites previamente estipulados. La longitud de estos elementos de borde cumple con los límites establecidos por el código: $c/2$, $0.20l_w$.

Los resultados presentados en la Figura 71 muestran que las dos metodologías propuestas por el reglamento para la evaluación de la necesidad de incluir elementos especiales de borde no siempre llevan a la misma decisión. Se evidencia que para los edificios de 5 y 10 pisos, la metodología de esfuerzos no activa el requisito de elementos de borde para los muros con aleta, mientras que la metodología de los desplazamientos sí lo hace. Esto se debe principalmente a que el requisito de los elementos de borde puede ser evitado bajo la premisa del método de los esfuerzos si la resistencia a la compresión del concreto tiene la magnitud adecuada. En cambio, la profundidad del eje neutro se ve principalmente afectada por la geometría de la sección y su distribución del refuerzo, y no tanto por la resistencia a la compresión. Los muros con aleta concentran grandes cantidades de refuerzo en uno de sus extremos, obligando a que la profundidad del eje neutro en la sección se incremente para igualar las fuerzas de tracción resistidas por el acero con las de compresión resistida por el concreto.

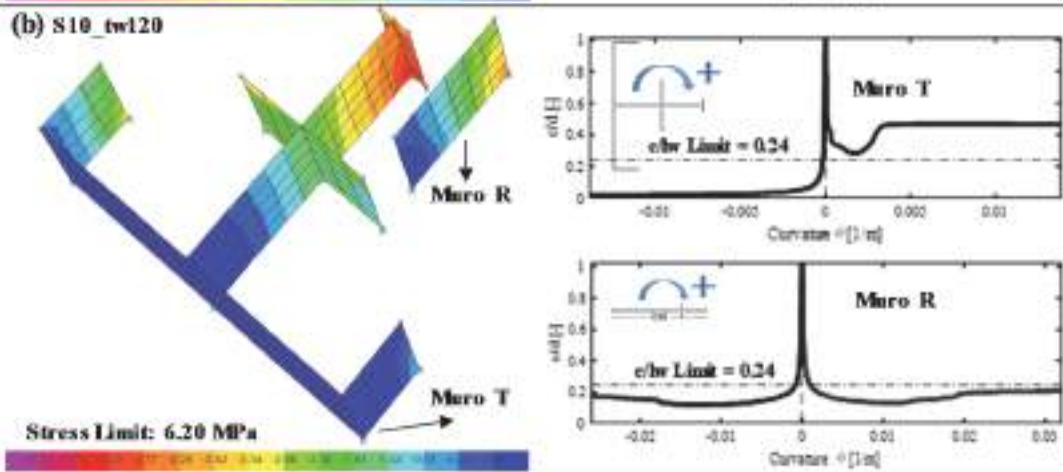
Esfuerzos bajo combinación crítica de diseño

Variación de la profundidad del eje neutro respecto a la curvatura

(a) S05_tw100



(b) S10_tw120



(c) S15_tw150

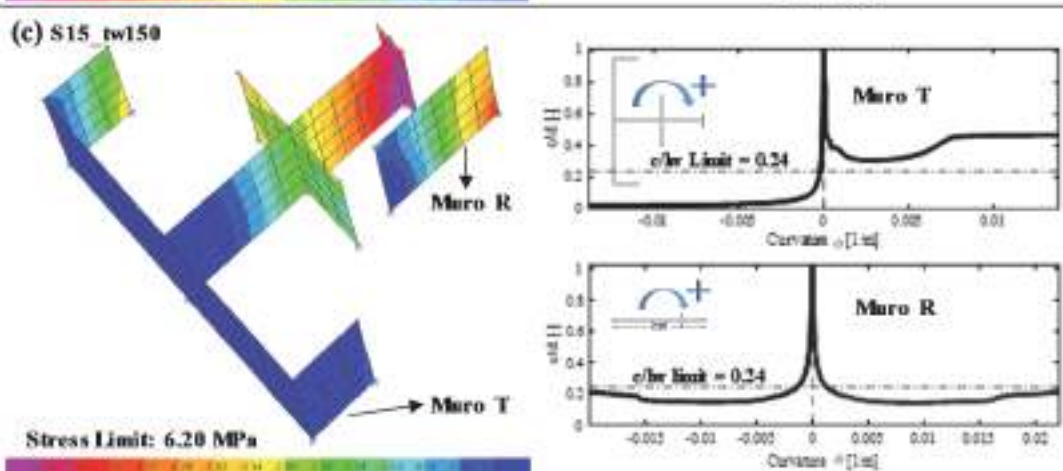


Figura 71. Comparación entre los resultados obtenidos por el método de los esfuerzos y los desplazamientos para un muro con aleta y un muro rectangular en edificios de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.

La decisión de incluir o no elementos de borde cuando se utiliza el método de los desplazamientos también se ve afectada por la deriva utilizada en la Ecuación (1). Debido a la alta densidad de muros de los edificios típicos de muros delgados, las derivas de techo usualmente están por debajo del límite inferior de 0.70% que acompaña a la Ecuación (1). Para los tres edificios, la relación δ_u/h_u siempre fue menor a este límite, por lo que los resultados obtenidos por el método de los desplazamientos resultan siendo dominados por el requisito $\delta_u/h_u \geq 0.7\%$. Esta es la razón por la que en los tres casos de la Figura 71 el límite para c/l_w es el mismo.

10.2 Análisis Estático No Lineal (*Pushover*)

Las estructuras diseñadas según las indicaciones de NSR-10 se evaluaron en el rango inelástico utilizando OpenSees (McKenna *et al.*, 2000). Se planteó un modelo simplificado en dos dimensiones en la dirección principal de la edificación. Este modelo simula una serie de muros acoplados en forma de pórtico principal. Se garantizó que los muros que conforman el modelo evaluado resistan en conjunto por lo menos el 50% de la totalidad del cortante sísmico del modelo elástico. Esto permite considerar al sistema evaluado como representativo de la edificación en su totalidad. Los muros se modelan como elementos lineales de formulación *forceBeamColumn* (Spacone *et al.*, 1996) con secciones de fibras y plasticidad distribuida. El tipo de integración utilizada fue Gauss-Radau con 3 puntos de integración para el primer piso, y Gauss-Legendre para el resto de los niveles. El comportamiento del acero se modeló utilizando un modelo trilineal de tipo *Hysteretic*, que permite modelar falla por ruptura. El fenómeno de pandeo no fue modelado. Las propiedades de los materiales fueron escogidas para que fueran consistentes con los ensayos cíclicos realizados. La curva de esfuerzo-deformación supuesta se presenta en la Figura 72.

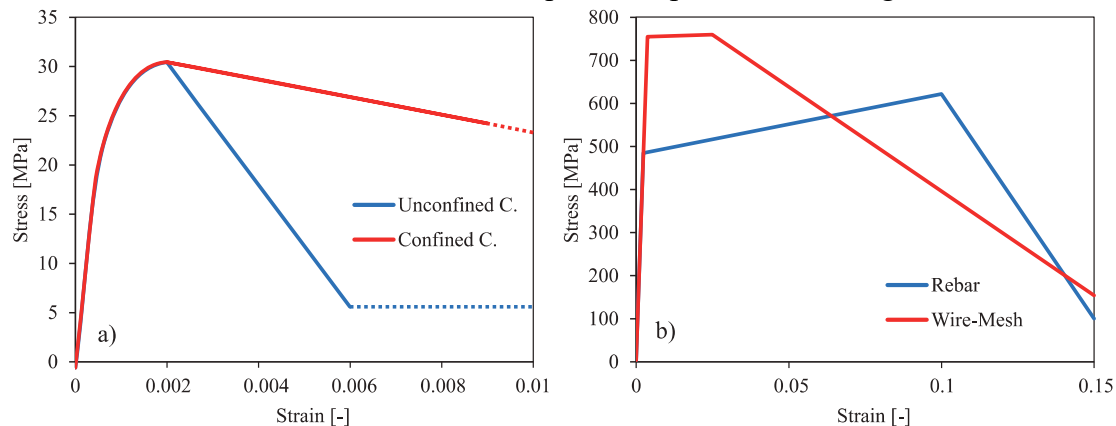


Figura 72. Relaciones de esfuerzo-deformación del a) concreto y b) acero de refuerzo modeladas en OpenSees.

El concreto fue modelado siguiendo la relación propuesta por Mohd Yassin (1994), presente en OpenSees como *Concrete02*. Debido a la implementación de la formulación *forceBeamColumn*, el modelo del concreto debe regularizarse para obtener resultados objetivos en la relación fuerza-deformación. Esta regularización se efectuó garantizando que la energía de fractura en compresión G^c_f , definida como el área de la curva de esfuerzo-deformación en el rango inelástico, se mantuviera constante para cualquier longitud del primer punto de integración. El valor de G^c_f se asumió como 25 kN/m para concreto no confinado (Jansen and Shah, 1997) y 150 kN/m para el concreto confinado. Para garantizar esta energía, la deformación unitaria última del concreto ε_{20} para un decrecimiento de la capacidad del 80% ($\sigma_u = 0.20f'_c$) se estima utilizando la Ecuación (18), donde

f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, E es el módulo de elasticidad del mismo, ε_0 es la deformación en el punto de resistencia máxima y L_{IP} es la longitud del primer punto de integración.

$$\varepsilon_{20} = \frac{G_f^c}{0.6f'_c L_{IP}} - \frac{0.8f'_c}{E} + \varepsilon_0 \quad (18)$$

Los elementos del muro se conectaron usando elementos tipo cercha con secciones correspondientes a los de la losa. Un esquema del modelo de acoplamiento de los muros en planta se presenta en la Figura 67b. La carga gravitacional y masa sísmica corresponden a la combinación 1.0D+0.25L.

El análisis de plastificación progresiva (*pushover*) de las estructuras se hizo bajo un patrón incremental de carga lateral en forma de triángulo invertido, consistente con la distribución esperada de fuerzas en el modo de vibración fundamental. La respuesta inelástica de las estructuras en términos de cortante basal (V_{btot}) y deriva de techo (RDR, por sus siglas en inglés) se presenta en la Figura 73. En esta figura se traza el *pushover* para cada variación de muros y se marcan estados límite de interés. Adicionalmente, se marca el cortante de diseño para referencia. Las curvas se descontinúan cuando hay una caída de resistencia del 20%, después de alcanzado el cortante basal máximo.

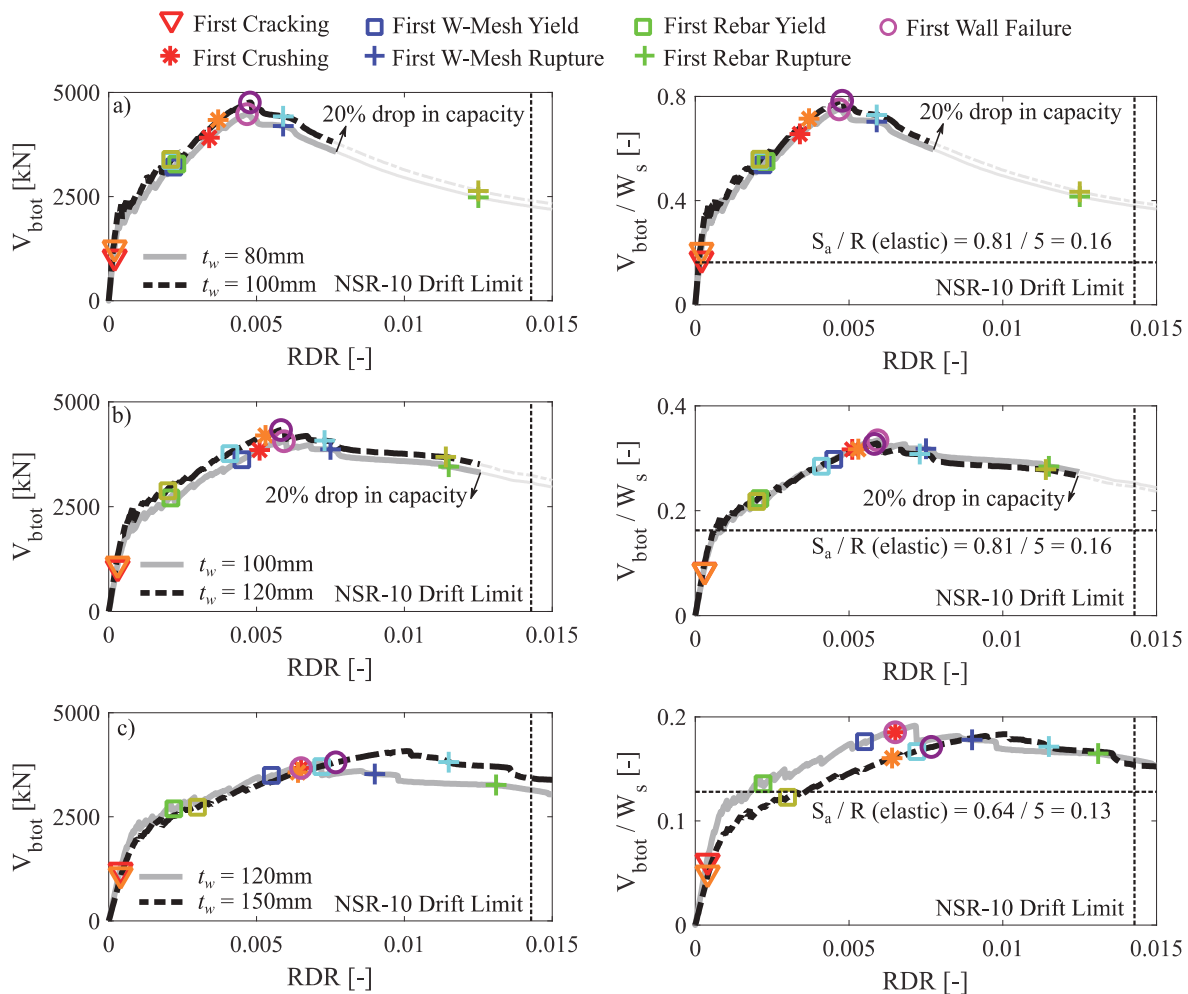


Figura 73. Curvas de *pushover* edificios de 5 pisos (a), 10 pisos (b) y 15 pisos (c).

Se observa que las curvas de comportamiento de todos los modelos exhiben una porción elástica bien definida donde ocurren los agrietamientos de todos los muros en el rango $0.03\% \leq RDR \leq 0.11\%$. La región de agrietamientos es seguida por una porción lineal donde ocurren las primeras fluencias de las mallas y de las barras dúctiles, así como los primeros aplastamientos en el concreto. Esta región lineal continua hasta alcanzar la capacidad máxima entre 0.5% y 0.70% de deriva de techo para los modelos que no tienen elemento de borde. El edificio S15-tw150, que tiene elementos de borde, alcanza la capacidad máxima $RDR = 1\%$. El inicio de la pendiente negativa es detonado por la falla del muro de mayor longitud. La pendiente de ablandamiento tiende a suavizarse a medida que incrementa la altura de los edificios. Se observa que la falla estructural no es abrupta porque la pérdida de capacidad del muro de mayor longitud es suplida por los muros de menor longitud a medida que se desplaza lateralmente la estructura. Es de anotar que las barras de las mallas se comienzan a romper bajo derivas marginalmente mayores a aquellas donde se alcanza la resistencia máxima. Otras conclusiones sobre el comportamiento de las estructuras de la Figura 73 se presentan más adelante en la Sección 10.3.

La Figura 74 presenta la relación entre la deriva de primer piso y la deriva promedio de techo de las diferentes estructuras. En términos generales, en la figura se observa que la relación entre las dos derivas no es lineal. Sin embargo, luego que las estructuras sobrepasan el desplazamiento asociado a la máxima capacidad, δ_{peak} , la deriva de primer piso empieza a alcanzar valores similares a los de la deriva de techo. Esto es un indicativo del fenómeno de localización de daño en el primer piso, caracterizado por la concentración plasticidad cerca de la base de la edificación.

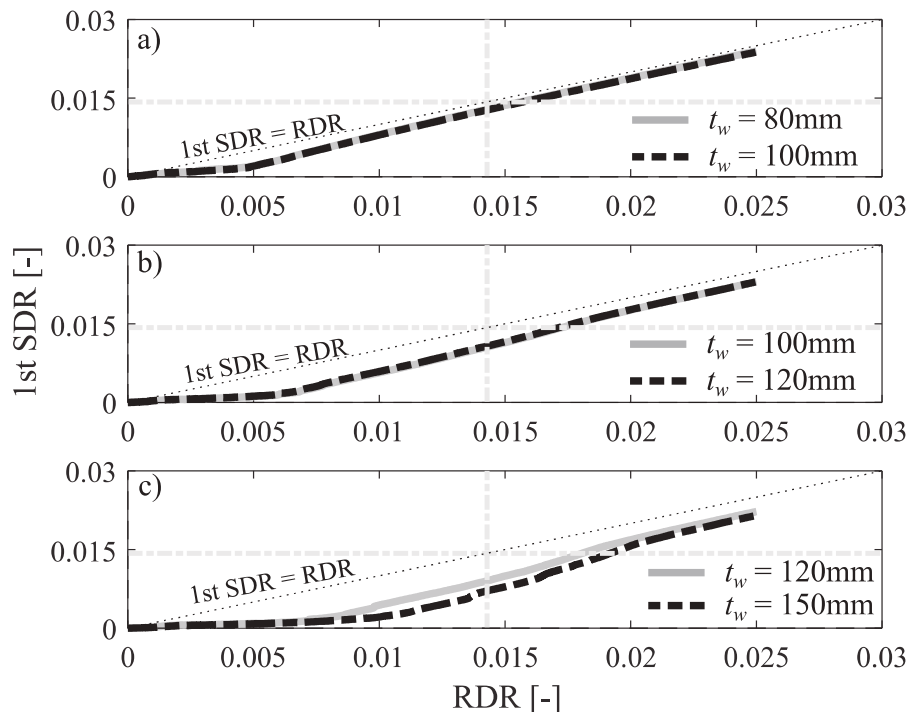


Figura 74. Relación entre la deriva de primer piso y la deriva de techo para modelos de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.

10.3 Factores de Desempeño Sísmico

Dentro de la filosofía de diseño sismo resistente tradicional, se acepta el daño estructural como medida de disipación de energía. Por esto, la demanda sísmica de diseño suele reducirse por el factor de reducción R , buscando disminuir los costos de implementación de las soluciones estructurales. Como contrapartida a la aceptación del daño, el factor R debe ser consistente con la capacidad de deformación segura de las estructuras, pues la reducción de la resistencia de los sistemas estructurales facilita su excursión dentro del rango inelástico de comportamiento. A continuación, se resume el procedimiento de Uang (1991) para estimar diferentes factores de respuesta estructural como el R , el factor amplificación de desplazamientos inelásticos C_d , el factor de sobre-resistencia Ω , y el factor de ductilidad μ_s (ver Figura 75). La estimación de estos factores permite caracterizar el comportamiento de los edificios de muros delgados respecto a otros sistemas ampliamente estudiados a nivel mundial.

10.3.1 Punto de primera fluencia significativa, (δ_s, V_s)

Este punto se define como aquel en el que se forma la primera rótula plástica en el sistema. Es decir, el punto donde fluye por primera vez alguno de los muros que conforman los edificios estudiados. Esto se determina llevando a cabo un análisis de sección para el nivel de carga axial soportada por cada elemento. A partir de este punto se define la rigidez K del sistema y condiciona la estimación de los parámetros de desempeño.

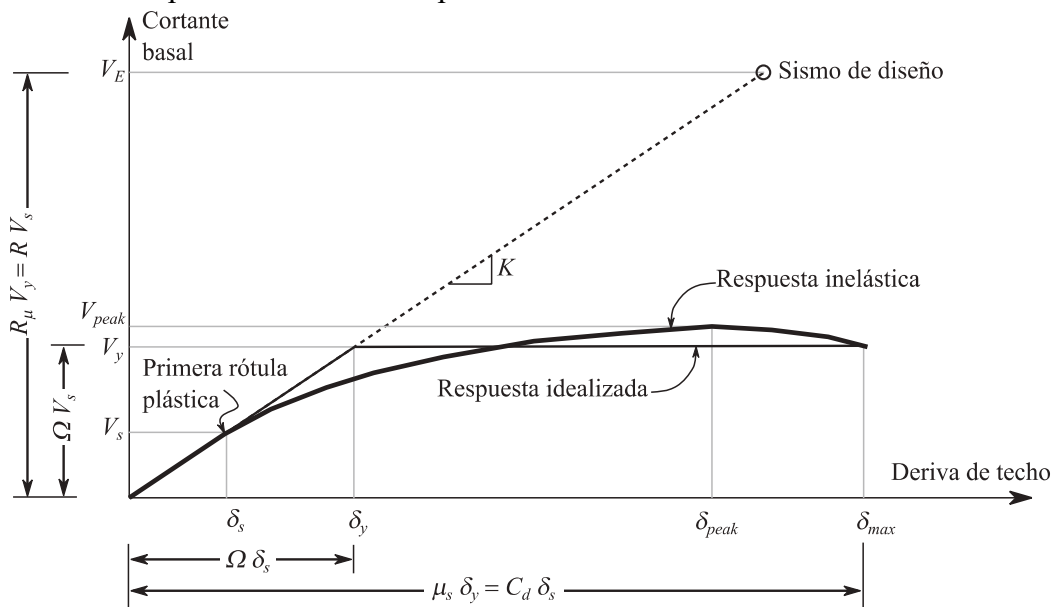


Figura 75. Estimación de los parámetros de desempeño sísmico de una estructura a través de un análisis *pushover* [Adaptado de Uang (1991)].

10.3.2 Nivel de colapso estructural, (δ_{max}, V_y)

El nivel de colapso estructural se define como el punto en el que la estructura pierde su capacidad de soportar carga lateral. La estimación de este punto, de acuerdo con el modelo empleado en este reporte, se define con base en la capacidad de fluencia global V_y . Típicamente, esta capacidad se define como la que permite que el modelo elasto-plástico se ajuste con el error mínimo a la curva

de respuesta inelástica. El desplazamiento último δ_{max} es el asociado a una pérdida del 20% de la capacidad de carga del sistema (i.e. δ_{max} intercepta la curva de *pushover* en $V = 0.80V_{peak}$).

10.3.3 Factor de ductilidad estructural, μ_s

Si se idealiza la curva de respuesta inelástica de la estructura usando un modelo elástico perfectamente plástico como el de la Figura 75, el factor de ductilidad estructural μ_s puede definirse usando la ecuación (19). Los desplazamientos (o derivas) δ_y y δ_{max} se encuentran condicionados por la definición previa del nivel de colapso de la estructura y el punto de primera fluencia.

$$\mu_s = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (19)$$

10.3.4 Factor de reducción por ductilidad, R_μ

El comportamiento inelástico de las estructuras les permite disipar energía gracias a su ductilidad. Esto permite que durante el diseño las fuerzas sísmicas estimadas por el método elástico ($V = V_E$) puedan ser reducidas al nivel de capacidad de fluencia global ($V = V_y$) usando el factor R_μ definido en la ecuación (20).

$$R_\mu = \frac{V_E}{V_y} \quad (20)$$

10.3.5 Factor de sobrerresistencia, Ω

Cuando la estructura alcanza su primera fluencia significativa, su capacidad de carga sigue incrementándose hasta superar el nivel de capacidad de fluencia global. Esto se debe a muchos factores, entre los que se encuentran la redistribución de fuerzas internas, la sobrerresistencia de los materiales, el fenómeno de endurecimiento por deformación que experimenta el acero, el sobredimensionamiento de secciones de elementos, así como el límite inferior de capacidad propiciado por los requisitos mínimos de diseño de los códigos. Esta reserva de capacidad puede definirse en términos del factor de sobrerresistencia utilizando la Ecuación (21).

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (21)$$

En contraste a la propuesta de Uang (1991), el FEMA P-695 (FEMA-P695, 2009) estima el factor de sobrerresistencia Ω_0 como el cociente entre la capacidad máxima y el cortante de diseño elástico. En las secciones siguientes se mostrará que la diferencia entre los dos modelos de bilinealización es significativa para sistemas de muros delgados.

10.3.6 Factor total de reducción, R

De la Figura 75 se concluye que el factor total de reducción R puede estimarse utilizando la Ecuación (22).

$$R = \frac{V_E}{V_s} = \frac{V_E}{V_y} \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \Omega \quad (22)$$

10.3.7 Factor de amplificación de desplazamiento, C_d

De la Figura 75 se concluye que el factor de amplificación de desplazamiento C_d puede estimarse utilizando la Ecuación (23).

$$C_d = \frac{\delta_{max}}{\delta_s} = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \frac{\delta_y}{\delta_s} = \mu_s \Omega \quad (23)$$

Las Ecuaciones (22) y (23) muestran que los factores de desempeño sísmico R y C_d dependen de la sobrerresistencia de la estructura, su ductilidad y el sismo de diseño. Cabe anotar que $C_d = R$ en el caso colombiano, pues NSR-10 exige estimar los desplazamientos de la estructura usando fuerzas sísmicas sin reducir por R .

10.4 Evaluación de los Factores de Desempeño de los Edificios de Muros Delgados

La metodología propuesta por Uang (1991) fue concebida para sistemas tradicionales como sistemas aporticados, de muros bien proporcionados o para sistemas combinados, donde la capacidad de carga de fluencia es mucho mayor que la carga de agrietamiento ($V_y/V_{cr} \gg 1$). Para estos sistemas, una representación lineal de la porción previa a la fluencia estructural es adecuada. Sin embargo, como se evidenció en la Figura 74, el sistema de muros delgados de concreto reforzado exhibe un comportamiento con gran capacidad de agrietamiento en comparación con el estado límite de fluencia (i.e. V_y/V_{cr} es mayor a 1, pero no por un gran margen). En este caso, la aproximación bilineal es deficiente debido a que ignora una porción importante del comportamiento elástico de las estructuras. Con el fin de tener en cuenta la respuesta previa al agrietamiento y la limitada capacidad de desplazamiento de los muros, en la Figura 76 se propone una aproximación trilineal al comportamiento estructural de los edificios de muros delgados. En esta aproximación se mantienen las definiciones propuestas para los parámetros C_d , Ω , μ_s y R , pero la estimación de la deformación y capacidad de fluencia se definen como el instante en el que se forma la primera rótula plástica en la sección del muro que comanda la respuesta estructural (i.e. el muro más largo, típicamente). En este reporte se define como el inicio de la rótula plástica a la deriva de techo asociada a la ocurrencia de uno de los siguientes estados límite a nivel de la sección crítica: (i) instante en el que se alcanza una deformación del acero extremo igual al doble de la deformación de fluencia ($\epsilon_s = 2\epsilon_y$) o (ii) instante en el que el concreto llega a una deformación unitaria $\epsilon_c = 0.003$ (ver Figura 77).

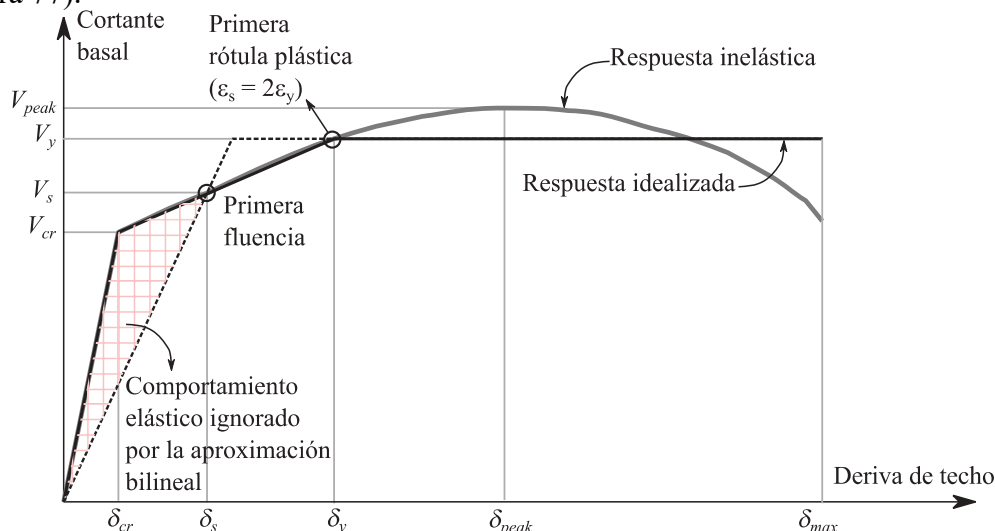


Figura 76. Propuesta de idealización trilineal de la respuesta inelástica de sistemas de muros delgados.

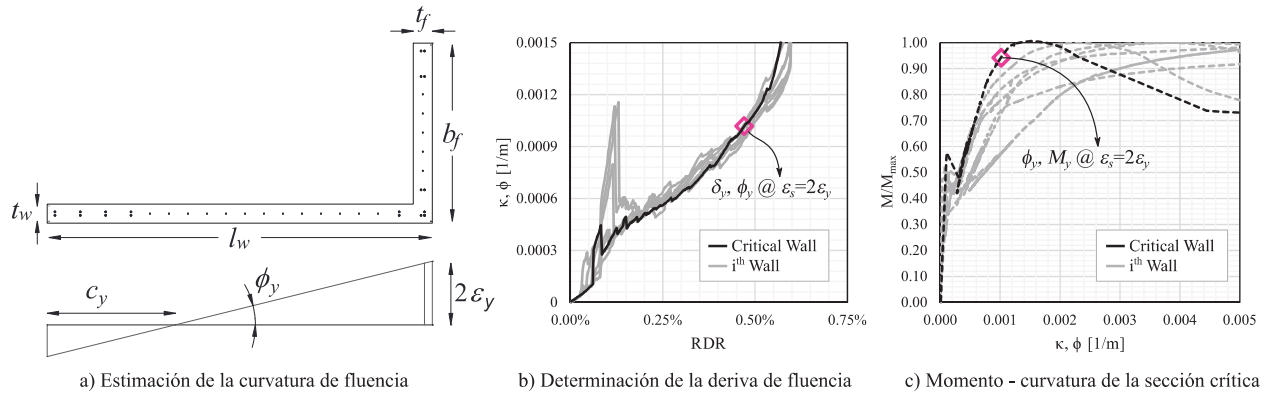


Figura 77. Ejemplo de estimación del estado límite de fluencia global para sistemas de muros delgados.

Los resultados de seguir el procedimiento descrito se presentan en la Figura 78. El modelo trilineal muestra ser un buen ajuste para la respuesta antes de alcanzar la resistencia máxima para todos los sistemas. Una característica importante de estos sistemas es que después del instante en que se forma la rótula plástica se alcanza rápidamente la resistencia máxima y le sigue una caída rápida de la capacidad. Los resultados muestran que la capacidad de mantener la carga está directamente relacionada con el tipo de acero en los bordes de los muros más largos. Los resultados de aplicar las ecuaciones (19) a (23) se presentan en la Figura 79. La ductilidad promedio μ_s para edificios de 5, 10 y 15 pisos es de 1.79, 2.65 y 2.36, respectivamente. Los resultados muestran un incremento en la ductilidad para edificios de 10 y 15 pisos respecto a los de 5 pisos. Esto es causado principalmente por la inclusión de barras dúctiles en los extremos para garantizar el cumplimiento de las demandas de diseño. El diseño de los muros de los edificios de 5 pisos es comandado por cuantías mínimas porque la demanda de diseño es baja. Las curvas de *pushover* de la Figura 73 muestran que la capacidad de los edificios de 5 pisos es de al menos 4.60 veces el cortante de diseño elástico (definición de Ω_0 según FEMA P-695). Sin embargo, su sobrerresistencia Ω respecto al límite de primera fluencia es de 1.36. Esto se debe a que el acero principal está constituido por mallas de refuerzo de gran resistencia y pendiente de endurecimiento por deformación muy baja respecto al acero tradicional. Para las edificaciones de 10 pisos, la resistencia es cercana a 2.00 veces el cortante de diseño elástico, y su sobrerresistencia Ω es de 1.40; mientras que, para edificios de 15 pisos, la resistencia es de alrededor de 1.50 veces el cortante de diseño, con sobrerresistencia Ω cercana a 1.35, aproximadamente. Se observa que mientras Ω_0 varía significativamente entre los edificios debido a que depende de la demanda de diseño, el factor de sobrerresistencia Ω de Uang es más estable variando en un intervalo pequeño (de 1.35 a 1.40).

- ▽ First Cracking □ First W-Mesh Yield □ First Rebar Yield ◇ First Plastic Hinge
✱ First Crushing + First W-Mesh Rupture + First Rebar Rupture

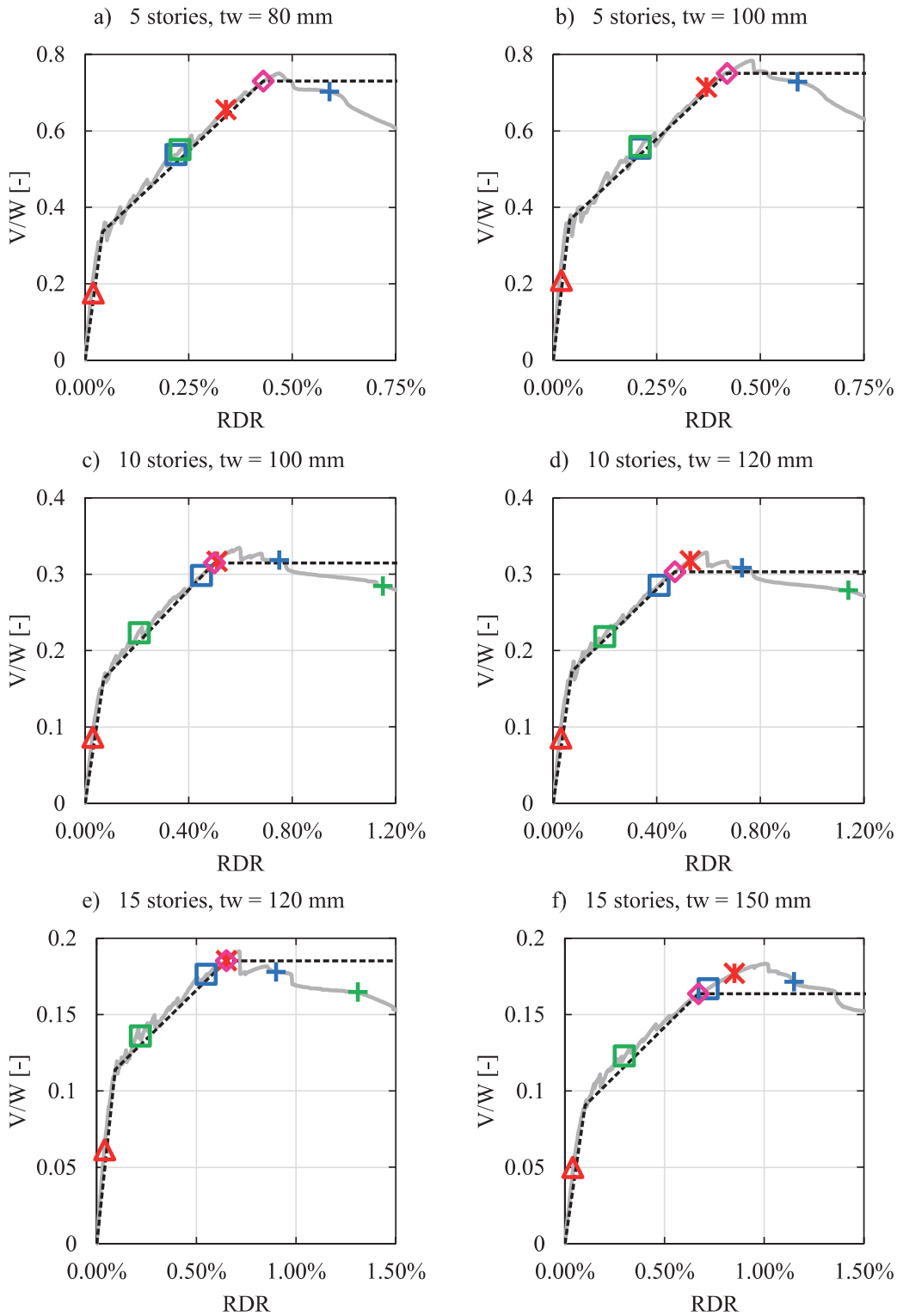


Figura 78. Respuesta idealizada para los seis casos de estudio evaluados.

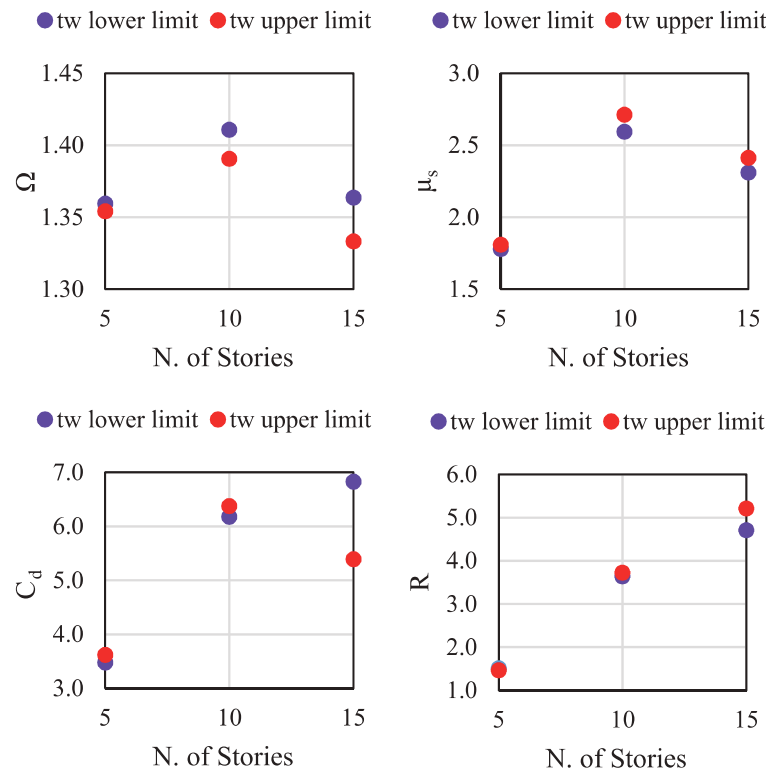


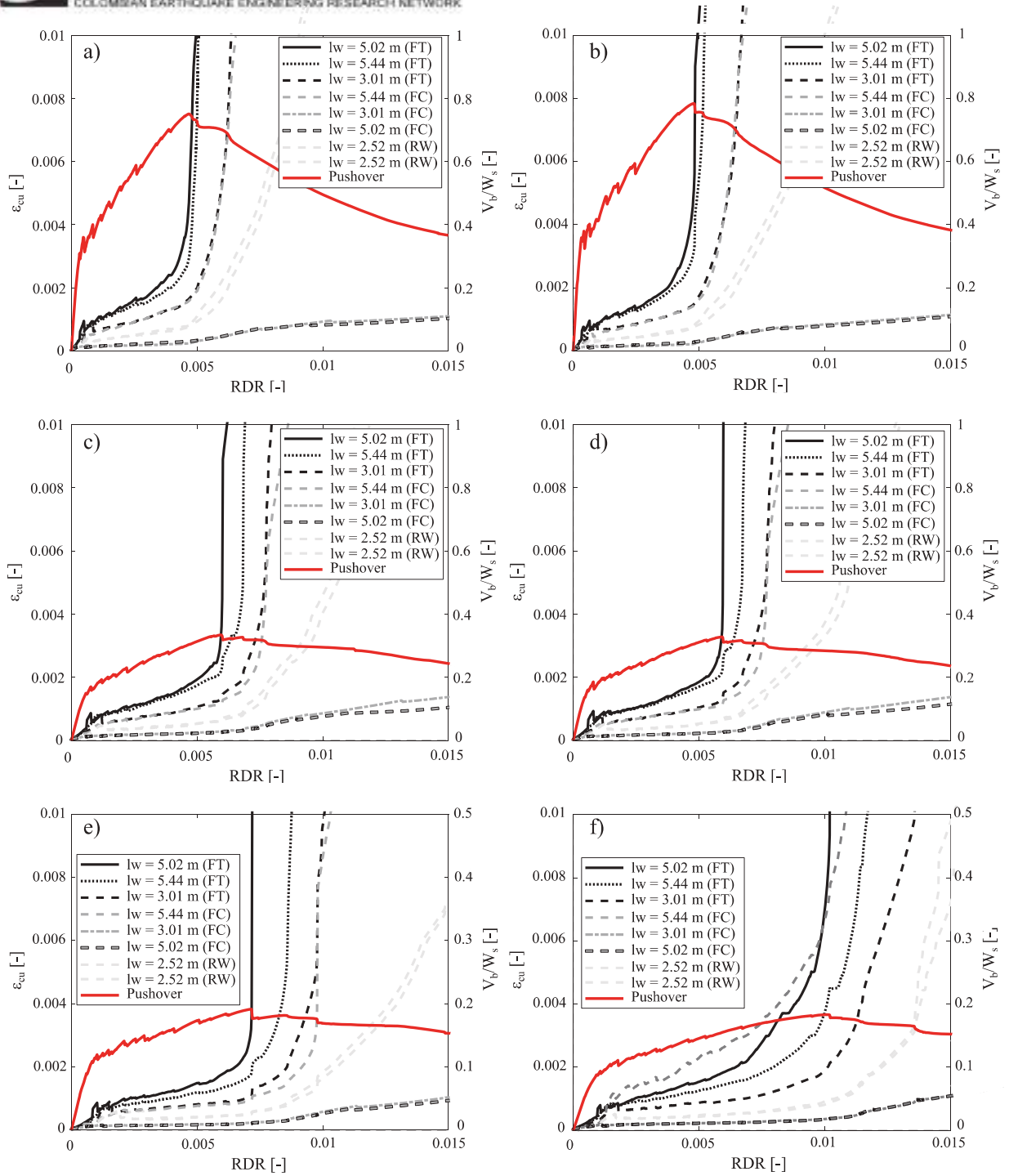
Figura 79. Variación de los parámetros sísmicos de desempeño respecto al número de pisos.

La estructura denominada S15_tw150, que tiene elementos de borde con ductilidad de compresión limitada según Arteta (2015) (ver Figura 72a para la envolvente de compresión sin regularizar del concreto), tiene un desempeño sísmico similar al de S15_tw120, que no tiene elemento de borde confinado en los extremos, porque la respuesta de los muros es comandada por esfuerzos de tracción gracias a la carga axial baja, y la falta de ductilidad del acero de refuerzo. Entre las variaciones más significativas se encuentra el hecho de que la capacidad máxima para el edificio con elementos de borde se alcanza a un nivel de deriva mayor al edificio sin elementos de borde (1.0% para S15_tw150 vs 0.70% para S15_tw120). Los resultados también muestran que incrementar el espesor de los muros tiene un impacto positivo en la ductilidad, como se explica más adelante.

La deriva de techo para la cual se alcanza la capacidad máxima de las estructuras es 0.47%, 0.60% y de 0.70% a 1.00% para los edificios de 5, 10 y 15 pisos, respectivamente. Por otro lado, la deriva de techo para la que se produce una pérdida de capacidad de carga lateral del 20% es 0.77%, 1.30% y 1.5% para edificios de 5, 10 y 15 pisos, respectivamente. En este tipo de estructuras, la deriva máxima de piso es aproximadamente 1.3 veces la deriva de techo (ver Figura 84). Esto implica que la capacidad de deformación última de los edificios de 5 pisos es muy inferior al límite de 1.43% establecido por el NSR-10 y muy cercano al límite de buen comportamiento definido con base en la respuesta medida en los muros ensayados por el CEER, que es 0.60%. Los edificios de 10 pisos alcanzan su capacidad máxima a un nivel de deriva de piso ligeramente superior al límite de buen comportamiento del CEER, y alcanzan su estado último de capacidad a niveles de deriva apenas superiores al límite del NSR-10.

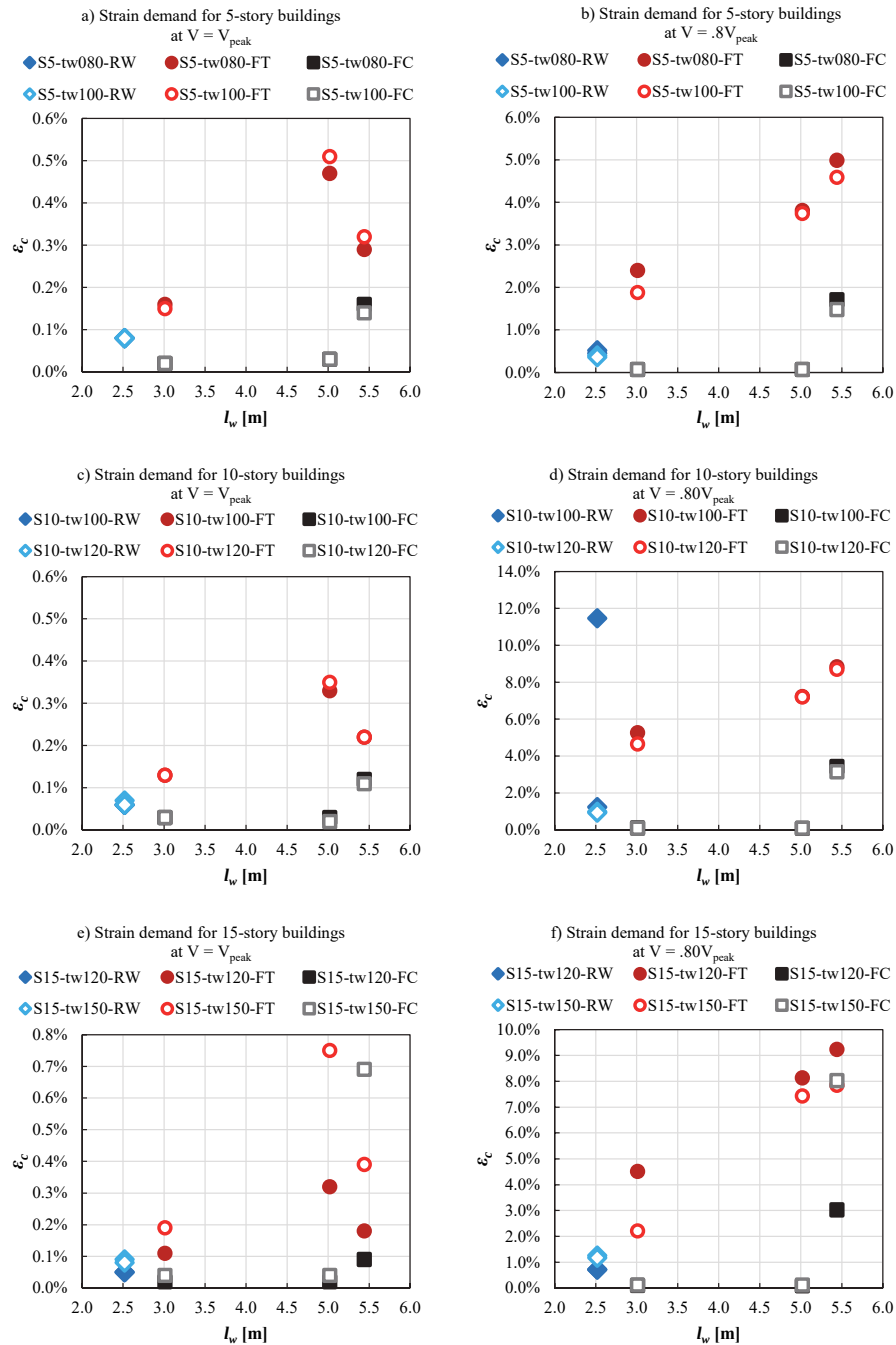
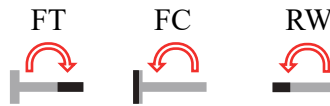
Con el fin de entender el comportamiento a nivel local de los sistemas de muros delgados, a continuación, se analiza la variación de la demanda de deformación unitaria en compresión con respecto a la deriva de techo experimentada, tal como se muestra en la Figura 80. En esta figura, las abscisas son compartidas por el cortante basal (V_b/W) y la demanda de compresión en los extremos de los muros (ε_{cu}). Las ordenadas de V_b/W se muestran en el eje derecho y las de ε_{cu} en el eje izquierdo. Es importante recordar que valores de deformación de compresión $\varepsilon_{cu} > 0.3\%$ solo tienen validez numérica para los edificios sin elementos de borde (i.e. todos, excepto el edificio S15_tw150, ver Figura 72a), pues se espera que el concreto esté aplastado para deformaciones unitarias mayores. Se observa en la Figura 80 que después que se alcanza la resistencia máxima se presenta un incremento súbito en la demanda de deformación (fluencia global). Se observa que los muros principales ($l_w > 5.0\text{m}$, con aletas) fluyen primero y determinan el inicio de la pérdida de resistencia de carga lateral cuando la aleta se encuentra en tracción. La demanda de deformación está directamente influenciada por el área disponible en la sección para trabajar en compresión. Es por ello que cuando la aleta está en compresión, la demanda en estos muros es inferior al límite de capacidad del material ($\varepsilon_{cu} < 0.3\%$). Los muros rectangulares se encuentran en un nivel intermedio de demanda, experimentando un incremento en la misma paulatino a medida que el sistema empieza a perder resistencia lateral. Cabe notar que, aunque incrementar el espesor de los muros tenía un impacto positivo en la ductilidad, no ayuda a reducir la demanda de deformación y en algunos casos hasta permite que se incremente. Esto se debe a que, aunque se incrementa el área disponible para compresión en el alma, también se incrementa la carga axial por causa del peso muerto del muro. Estas evidencias confirman que los muros largos con grandes concentraciones de acero en sus extremos por causa de la presencia de aletas comandan la respuesta sísmica de los sistemas de muros delgados, mientras que los muros de menor longitud incursionan en el rango elástico después que el sistema ha alcanzado su capacidad máxima, permitiendo el decrecimiento de la resistencia y generando una ductilidad aparente en la respuesta.

La Figura 81 presenta la relación entre la longitud de los muros y la demanda de deformación unitaria para niveles de deriva asociados a la capacidad máxima y a la pérdida del 20% de la resistencia lateral. La demanda de deformación en compresión es sensible a la longitud de los muros y al área disponible de concreto en compresión. Para muros largos con aletas ($l_w > 3.0\text{m}$), en todos los casos la demanda en compresión alcanza valores superiores al 0.3% cuando la aleta está en tracción para niveles superiores al límite de máxima resistencia de carga lateral.



FC: Aleta en compresión, FT: Aleta en tracción, RW: Muro rectangular.

Figura 80. Relación entre la demanda de deformación unitaria en la fibra extrema en compresión de cada muro y la deriva de techo para los modelos a) S5_tw00, b) S5_tw100, c) S10_tw100, d) S10_tw120, e) S15_tw120 y f) S15_tw150.



FC: Aleta en compresión, FT: Aleta en tracción, RW: Muro rectangular.

Figura 81. Relación entre la demanda de deformación unitaria en la fibra extrema en compresión de cada muro y la longitud de los mismos para edificios de 5, 10 y 15 pisos en los instantes de resistencia máxima y última.

10.5 Análisis dinámico no lineal

A continuación, se evalúan los modelos bajo excitación uniforme en la base con los acelerogramas seleccionados en la Sección 7.4. Estos acelerogramas tienen intensidades consistentes con la demanda sísmica de diseño de la ciudad de Armenia. Los resultados obtenidos en términos de deriva se presentan en la Figura 82 y Figura 83.

La Figura 82 muestra la relación entre la deriva máxima absoluta de cualquier piso (Max SDR) y la deriva de primer piso (1st SDR) versus la deriva máxima de techo bajo (RDR) bajo la demanda sísmica consistente con la de diseño de la ciudad de Armenia. Para cada altura de edificio se grafican las dos versiones de cada modelo generada por la variación de los espesores de muro. Se observa que la deriva de primer piso solo se acerca a la deriva de techo, cuando la deriva es cercana o mayor al 2%. Esto implica que el desplazamiento del techo es explicado en su mayoría por la rotación del panel adyacente a la base. Esto es consecuente con las observaciones previas en el análisis estático (Sección 10.2), donde los resultados muestran que para niveles de deformación superiores al δ_{peak} , el aporte de la rotación de primer piso a la deriva de techo es significativo debido a la localización del daño. Se observa además que RDR y MaxSDR son menores al 1% en los edificios de 5 pisos. Para los edificios de 10 y 15 pisos, MaxSDR es mayor que los límites de deriva propuestos en NSR-10.

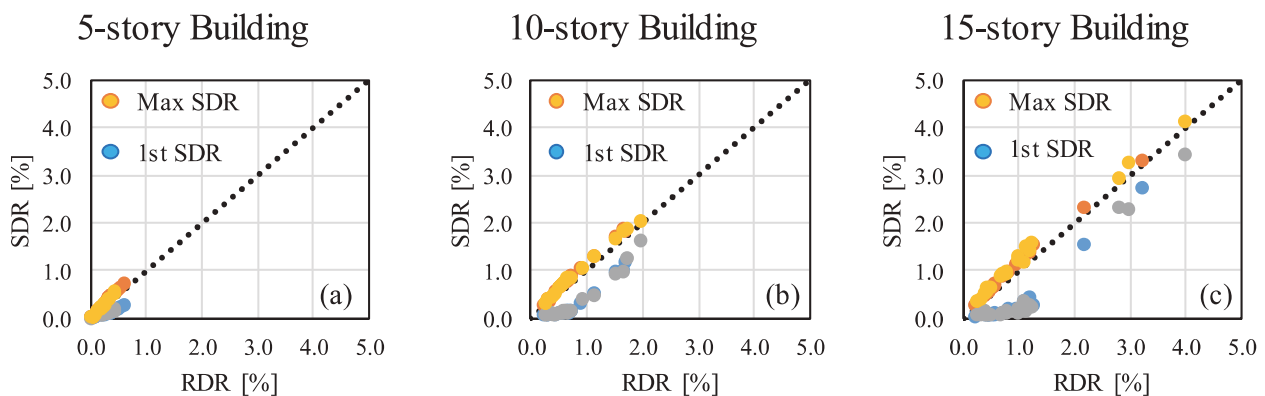


Figura 82. Relaciones de deriva de primer piso y deriva máxima de piso contra deriva de techo para las estructuras analizadas bajo análisis dinámico con sismos de intensidad similar a la del sismo de diseño para edificios de a) 5 pisos, b) 10 pisos y c) 15 pisos.

Los resultados de la Figura 83 sugieren que para las estructuras de 10 pisos, 4 de los 22 acelerogramas demandaron a la estructura más allá del límite de 1.43%, mientras que 16 de los 22 acelerogramas demandaron la estructura más allá del límite de buen comportamiento de 0.60% propuesto por el CEER. Los edificios de 15 pisos exceden el límite de derivas de NSR-10 en 6 de los 22 casos, y se observan valores tan grandes como del 4.0%. Los resultados del caso de estudio sugieren que la demanda sobre los edificios de más de 10 pisos podría superar la capacidad de rotación observada en los experimentos de muros delgados, e incluso, el límite de deriva propuesto actualmente por NSR-10.

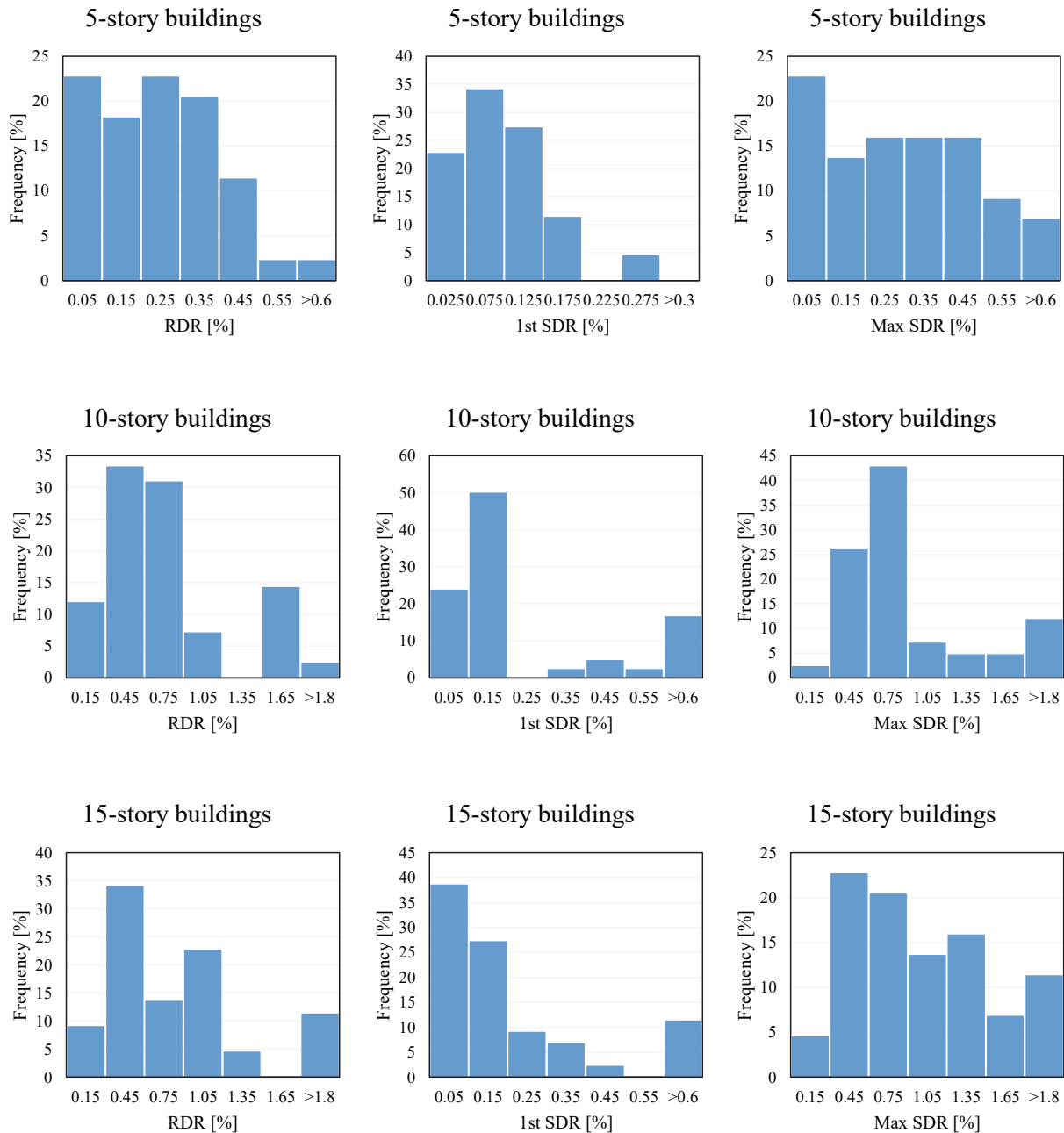


Figura 83. Histograma de deriva de techo, de primer piso y máxima de piso para las estructuras analizadas bajo análisis dinámico con sismos de intensidad similar a la del sismo de diseño para edificios de a) 5 pisos, b) 10 pisos y c) 15 pisos.

Con el fin de estudiar el comportamiento de los sistemas de muros delgados en un rango amplio de intensidades, se realizó un análisis del tipo IDA (*Incremental Dynamic Analysis*) (Vamvatsikos and Cornell, 2002). Este análisis permite estimar el riesgo sísmico al que estaría sometido una estructura ante la ocurrencia de movimientos sísmicos de diferente intensidad. El análisis se realizó

con un conjunto de más de 800 acelerogramas escalados para demandar la estructura desde el rango elástico hasta el colapso.

La Figura 84a compara la respuesta máxima observada durante el análisis incremental del modelo *S10_tw120*, con las curvas de *pushover* construidas usando un patrón de carga triangular, consistente con el primer modo de vibración, y otro patrón de carga rectangular, consistente con una distribución uniforme de las fuerzas inerciales producto del sismo. En la figura se observa que las curvas de *pushover* constituyen un límite inferior de la demanda dinámica en el rango inelástico de comportamiento. Esto se explica porque para estructuras dominadas por flexión, la resultante de la distribución de fuerzas cortante en altura tiende ubicarse por debajo de la mitad de la altura del edificio. La Figura 84b muestra que la deriva máxima de piso (SDR por sus siglas en inglés) y la deriva de techo (RDR por sus siglas en inglés) siguen una relación lineal, incluso en el rango inelástico de comportamiento. En la figura se observa que, en promedio, $SDR = 1.3 RDR$.

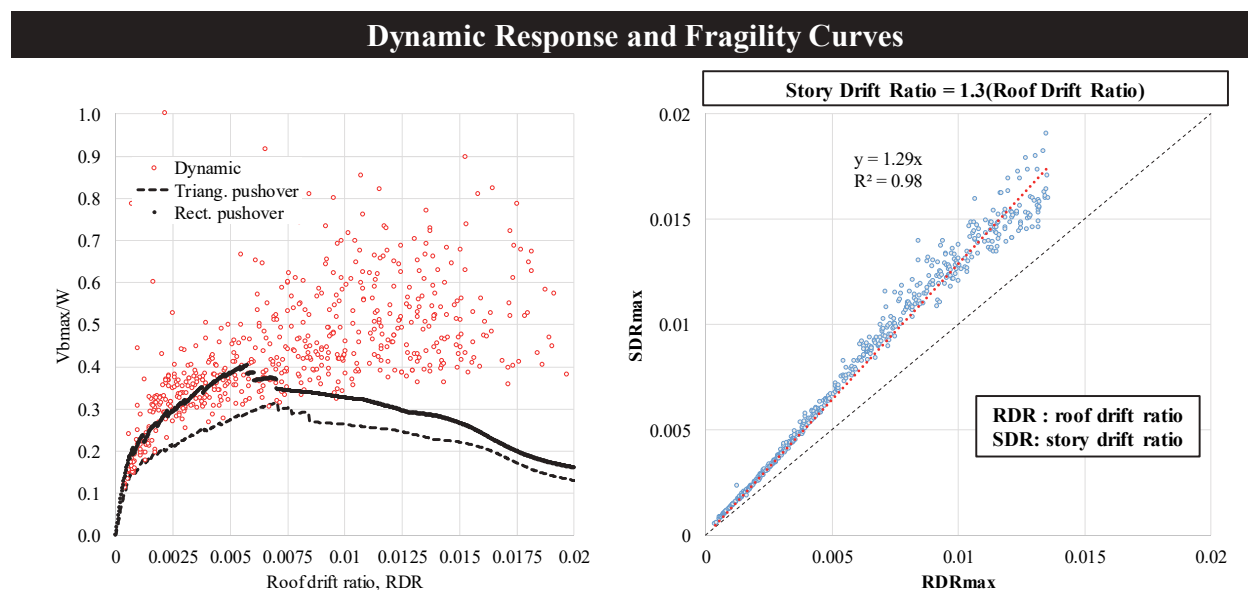


Figura 84. Respuesta dinámica bajo demanda incremental: (a) comparación del cortante y deriva de techo máxima dinámica con las curvas de pushover; (b) relación entre deriva de techo y deriva máxima de piso.

Finalmente, los resultados de los análisis cronológicos incrementales fueron procesados para construir *curvas de fragilidad* que evalúan la probabilidad de excedencia de la respuesta estructural, condicionado a la ocurrencia de cierta intensidad sísmica; en este caso, la aceleración espectral en el período fundamental de la estructura. Las curvas de fragilidad en términos de máxima deriva de piso (SDR_{max}) se presentan para los modelos *S10_tw120* y *S15_tw150* en la Figura 85. Se seleccionaron 4 niveles de respuesta estructural:

- $SDR_{max} > 0.2\%$, como el límite de comportamiento elástico.
- $SDR_{max} > 0.6\%$, como el límite de buen comportamiento observado en los muros ensayados por el CEER.
- $SDR_{max} > 1.0\%$, como un límite asociado al daño admisible.
- $SDR_{max} > 1.43\%$, como el valor límite de la deriva propuesta por NSR-10.

En la Figura 85 se observa que los edificios de 15 pisos tienen mayor probabilidad de experimentar niveles de deriva superiores a los límites de buen comportamiento y de diseño con respecto a los edificios de 10 pisos. Los resultados indican que, para una edificación de 10 pisos, la probabilidad de que se exceda el límite de buen comportamiento de 0.6% definido con base en la respuesta medida en los muros ensayados por el CEER, bajo la acción de un movimiento sísmico con intensidad igual a la del sismo de diseño del NSR-10, es de 45%. Para el edificio de 15 pisos, esta probabilidad se incrementa a 90%. Para los edificios de 10 pisos, la probabilidad de excedencia del límite de deriva máxima de 1.43% establecido por el NSR-10 es de 5%, mientras que para los edificios de 15 pisos este límite tiene una probabilidad de 30% de ser excedido. Estos resultados confirman que los sistemas de muros delgados en concreto reforzado no son adecuados para edificaciones altas, y que los requisitos actuales de diseño presentes en el reglamento no son suficientes para garantizar el buen comportamiento de la estructura.

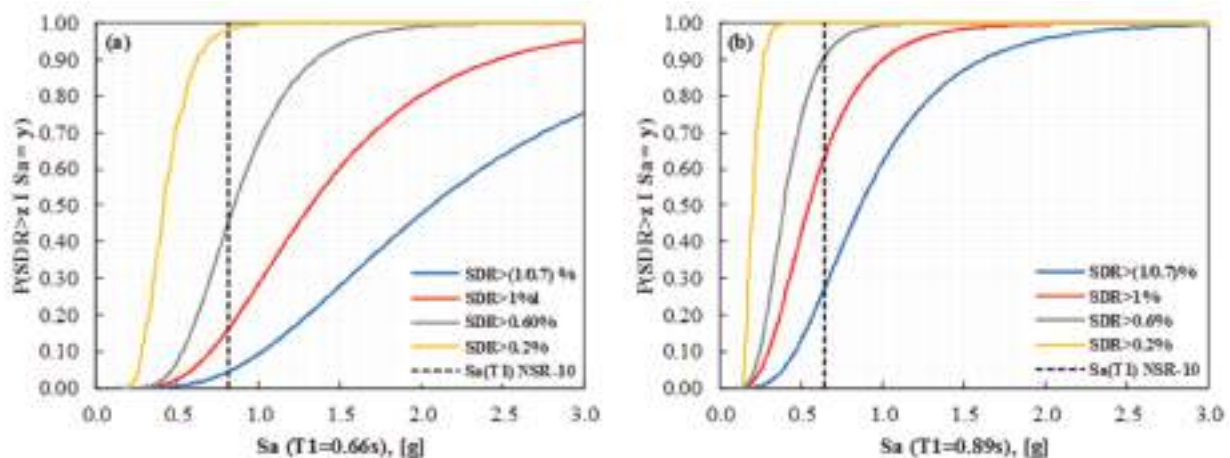


Figura 85. Curvas de fragilidad para deriva de piso máxima en comparación con la intensidad sísmica para edificios de (a) 10 pisos y (b) 15 pisos.

11. PROPUESTA PARA MODIFICACIONES A LA NORMATIVA DE ANÁLISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE COLOMBIA

Esta sección contiene recomendaciones que pueden ser evaluadas por el Comité AIS-100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, así como por la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, con el fin de hacer más seguro el uso en el territorio colombiano del sistema de muros delgados de concreto reforzado estudiado en este documento.

11.1 Aspectos de análisis tendientes a modificar el Título A

Como resultado de la respuesta medida en los ensayos y de los análisis numéricos realizados, se propone tipificar en la próxima versión del Reglamento NSR, el **Sistema de Muros Delgados de Concreto Reforzado de Ductilidad Limitada**. Las definiciones y recomendaciones propuestas son similares a las especificadas por el Código Peruano de Diseño Sismo-resistente, las cuales se presentaron en la Sección 6.3 de este documento. El nuevo sistema debe ser definido en el Título A de la normativa colombiana, y para ello se propone la siguiente definición:

Sistema de muros de carga con ductilidad limitada: Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto reforzado de espesores reducidos, entre 10 y 15 cm, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. La capacidad de rotación inelástica de este sistema es limitada al igual que su capacidad de disipación de energía.

De acuerdo con los resultados presentados en este documento, se propone que el nuevo sistema sea incorporado en la Tabla A.3-1 de NSR-10. Como se muestra en la Tabla 23 de este documento; este sistema correspondería al subíndice j, en el Sistema de Muros Estructurales. Además, se propone que la deriva máxima de entre piso para este sistema estructural sea del 0.5%. En la Tabla 24 se indica la modificación propuesta a la Tabla A.6.4-1 de NSR-10.

Tabla 23. Cambio propuesto para la Tabla A.3-1. Sistema estructural de muros de carga (Nota 1), de la norma NSR-10.

A. SISTEMAS DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema de resistencia para cargas verticales			uso permit	altura max.	uso permit	altura max.	uso permit	altura max.
2. Muros estructurales									
j. Sistema de muros delgados de concreto reforzado de ductilidad limitada.	el mismo	3	2.5	si	12 m	si	20 m	si	24 m

Tabla 24. Adición propuesta para la Tabla A.6.4-1 Derivas máximas como porcentaje de h_{pi} , de la norma NSR-10.

Estructuras de:	Deriva máxima
Muros delgados de concreto reforzado de ductilidad limitada	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

11.2 Aspectos de diseño tendientes a complementar el Título C

Para el dimensionamiento, diseño y detallado de los muros, se propone incorporar los siguientes requerimientos:

- Las barras de acero o alambres de malla electrosoldada con deformaciones de rotura menores o iguales al 3%, podrán ser utilizadas como refuerzo principal para muros de carga en edificios de hasta 3 pisos. En el caso de edificios con mayor número de pisos, este refuerzo se podrá utilizar solamente en los muros localizados en el tercio superior de la altura de la edificación. Adicionalmente, deberá verificarse que el nivel de deformación del acero a tracción esté por debajo de 0.015 bajo la combinación crítica de diseño sísmico.
- Bajo la demanda de flexo-compresión de la combinación de carga de diseño sísmico crítica, la deformación unitaria de compresión en el concreto no puede exceder $\varepsilon_{cu} < 0.003$.
- Bajo la demanda de flexo-tracción de la combinación de carga de diseño sísmico crítica, la deformación unitaria de tracción en el acero no puede exceder $\varepsilon_{su} < 0.06$.

- La cuantía de acero longitudinal debe ser tal que el momento de fluencia (M_y) del muro sea mayor que 1.2 veces su momento de agrietamiento (M_{cr}). En cualquier caso, se debe cumplir con la expresión siguiente:

$$I_{cr}^*/I_{web} > 1.10 \text{ donde,}$$

donde I_{cr}^* e I_{web} , son definidos en la Sección 8.4 de este documento.

- Los empalmes por traslapo deben estar por fuera de zonas de articulación plástica plausible. En cualquier caso, los empalmes por traslapo no se pueden construir encima de la interfaz muro-cimentación.
- En el diseño a flexión y carga axial de muros se debe considerar la configuración de la sección transversal completa (secciones T, L, C, entre otras).
- La carga axial de servicio, estimada usando la combinación de carga 1D+0.25L debe ser inferior al $0.1A_gf'_c$, donde A_g es el área bruta de la sección transversal del muro, y f'_c es la resistencia nominal de diseño del concreto.

12. COMENTARIOS FINALES

Una vez se inicie la discusión para modificaciones del código de construcción colombiano en los Subcomités A y C de AIS-100, el CEER hará la presentación formal de las recomendaciones presentadas en este documento, en los formatos asignados para ello por la dirección de cada subcomité, para que sean discutidas por la comunidad de ingenieros que intervienen en la redacción de la próxima versión del NSR.

Las opiniones emitidas en este documento competen a sus autores y no reflejan necesariamente el concepto de la Universidad EIA, de la Universidad de Medellín, de la Universidad Militar Nueva Granada o de la Universidad del Norte.

13. AGRADECIMIENTOS

Este documento es el resultado del trabajo de un gran equipo coordinado y liderado por la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica, CEER (*Colombian Earthquake Engineering Research Network*). Durante el proceso de investigación ha sido fundamental el apoyo decidido y constante de las Universidades, la industria, las asociaciones gremiales, los estudiantes de pregrado y posgrado y la comunidad de ingenieros estructurales nacional y un amplio número de colaboradores internacionales. Es por esto que los investigadores líderes del CEER, desean hacer un especial reconocimiento a cada uno de los actores claves que participaron de los diferentes proyectos de investigación que permitieron obtener los resultados que han sido plasmados en este documento. En primer lugar, a la Universidad EIA, Universidad de Medellín, Universidad del Norte y Universidad Militar Nueva Granada como Universidades fundadoras del CEER y principales financiadoras de los proyectos de investigación. A la Universidad del Valle y la profesora Patricia Guerrero por la iniciativa de liderar nuevas etapas del proyecto. Se agradece especialmente a la Universidad Politécnica Federal de Laussane (EPFL), quien por medio del Laboratorio de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural (EESD) y el Centro de Cooperación CODEV en Suiza, se

vincularon activamente a través de la cofinanciación y la transferencia tecnológica. A la Cámara Colombiana de la Construcción CAMACOL seccional Antioquia, por ayudarnos a sembrar la semilla que permitió generar este campo de investigación y a la vez, motivar a la industria Colombiana a vincularse a los diferentes proyectos de investigación. A las empresas Colombianas Concreto, Doing Estudios de Ingeniería, Industrias del Hierro y DAQ Solution, por su generosidad y confianza al invertir recursos económicos para la financiación de los proyectos de investigación.

Al personal auxiliar de investigación por las intensas jornadas de trabajo que fueron necesarias para sacar adelante estos proyectos: José Fernando Rave, Javier Penagos, Juanita Escobar, Juan David Upegui, Jhonatan Betancur, Felipe Riveros, Miguel Prada, Manuel Alejandro Restrepo, Luisa Balsero, Juan Manuel Maya, Juan Carlos Henao, Juan Restrepo, Maryaris Torreglosa, Vanessa Gallego, Daniela Gil, Vivian León, Sebastián Villarraga, y Jeyson Alzate. Finalmente, a los estudiantes de pregrado y posgrado que se vincularon a través de sus trabajos de grado, tesis de maestría y doctorado: Mateo Campeche y Angelica Rosso (EPFL), Juan Sebastian Villarraga, Jeyson Alzate, Raúl Daza, Julio Sánchez, Sebastián Quintero, Gustavo Araujo, Alexander Arciniegas, Tayrin Hurtado, Carlos Díaz, Lisandro Jiménez, Juan Carlos Vélez.

A los colegas internacionales que durante el transcurso del desarrollo de los proyectos de investigación, participaron de los espacios académicos de discusión y debate sobre los resultados obtenidos; sus aportes fueron de gran valor, ellos son: Katrin Beyer, Joao Almeida, José Restrepo, Eduardo Miranda, Jack Moehle, Santiago Pujol, Mario Rodríguez, Matías Hube, Patricio Bonelli.

REFERENCIAS

- ACI-Committee-318. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (ACI 318-08) (pp. 473). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- ACI-Committee-318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (ACI 318-14). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- 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. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.047>
- 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. doi:10.1193/101915eqs154dp
- Arteta, C. A. (2015). *Seismic Response Assessment of Thin Boundary Elements of Special Concrete Shear Walls*. (10188056 Ph.D.), University of California, Berkeley, Ann Arbor. Retrieved from <https://search.proquest.com/docview/2031098506?accountid=41515> ProQuest Dissertations & Theses A&I database.
- Arteta, C. A. (2017). *Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia*. Paper presented at the VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.
- Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2015). *Comportamiento experimental de elementos de borde de muros con capacidad de Disipación de Energía Especial (DES)*. Paper presented at the VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá.
- Arteta, C. A., Sanchez, J., Daza, R., Blandón, C. A., Bonett, R. L., Carrillo, J., & Velez, J. C. (2017). *Global and local demand limits of thin reinforced concrete structural wall building systems*. Paper presented at the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago.
- Balkaya, C., & Kalkan, E. (2003). Nonlinear seismic response evaluation of tunnel form building structures. *Computers & Structures*, 81(3), 153-165. doi:[https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(02\)00434-0](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)00434-0)

- 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, 175-187. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.089>
- Blandón, C. A., Rave, J. F., & Bonett, R. L. (2015). *Comportamiento de muros delgados de concreto reforzado ante cargas laterales*. Paper presented at the VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Bogotá.
- Campbell, K. W., & Bozorgnia, Y. (2014). NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra. *Earthquake Spectra*, 30(3), 1087-1115. doi:10.1193/062913eqs175m
- Carrillo, J., & Alcocer, S. M. (2012a). Acceptance limits for performance-based seismic design of RC walls for low-rise housing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(15), 2273-2288. doi:doi:10.1002/eqe.2186
- Carrillo, J., & Alcocer, S. M. (2012b). Backbone Model for Performance-Based Seismic Design of RC Walls for Low-Rise Housing. *Earthquake Spectra*, 28(3), 943-964. doi:10.1193/1.4000068
- Carrillo, J., & Alcocer, S. M. (2012c). Seismic performance of concrete walls for housing subjected to shaking table excitations. *Engineering Structures*, 41, 98-107. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.025>
- Carrillo, J., & Alcocer, S. M. (2013). Shear Strength of Reinforced Concrete Walls for Seismic Design of Low-Rise Housing. *Structural Journal*, 110(3). doi:10.14359/51685599
- Carrillo, J., Blandon-Valencia, J., & Rubiano, A. (2013). A review of conceptual transparency in US and Colombian seismic design building codes. *Ingeniería e Investigación*, 33(2), 24-29. doi:10.15446/ing.investig
- Carrillo, J., Rico, A., & Alcocer, S. M. (2016). Experimental study on the mechanical properties of welded-wire meshes for concrete reinforcement in Mexico City. *Construction and Building Materials*, 127, 663-672. doi:<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.10.011>
- Chai, Y. H., & Elayer, D. T. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, 96(5), 780-789. doi:10.14359/732
- Comité-AIS-100. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA-P695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA-P695, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Council* (Vol. 1). Washington, D.C.: nehrp.
- Fierro, E. (2000). *El Quindío, Colombia, South America Earthquake: January 25, 1999*. Retrieved from Oakland:
- Goodsir, W. J. (1985). *The design of coupled frame-wall structures for seismic actions*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Goulet, C. A., Kishida, T., Ancheta, T. D., Cramer, C. H., Darragh, R. B., Silva, W. J., . . . Youngs, R. R. (2013). PEER NGA-West2 Database, PEER Report 2013/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center. *University of California, Berkeley, CA*.
- Hube, M. A., Marihuén, A., de la Llera, J. C., & Stojadinovic, B. (2014). Seismic behavior of slender reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 80, 377-388. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.09.014>
- Jansen, D. C., & Shah, S. P. (1997). Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(1), 25-35.
- Massone, L. M., & Alfaro, J. I. (2016). Displacement and curvature estimation for the design of reinforced concrete slender walls. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 25(16), 823-841. doi:doi:10.1002/tal.1285

- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., & Jeremic, B. (2000). Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) (Version 2.4.3.). Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Moehle, J. P. (1992). Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 8(3), 403-428. doi:10.1193/1.1585688
- Moehle, J. P. (2014). *Seismic design of Reinforced Concrete Buildings*. New York, NY: McGraw-Hill Professional.
- Moehle, J. P., Ghodsi, T., Hooper, J. D., Fields, D. C., & Gedhada, R. (2011). *Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and coupling beams: A guide for practicing engineers (IST GCR 11-917-11REV-1)*. Gaithersburg, MD.
- Mohd Yassin, M. H. (1994). *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads*. Retrieved from
- Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H. G., & Corley, W. G. (1976). *Earthquake Resistant of Structural Walls – Test of Isolated Walls*. Retrieved from Skokie, Illinois:
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*: John Wiley & Sons.
- Parra, P. F., & Moehle, J. P. (2014). *Lateral buckling in reinforced concrete walls*. Paper presented at the Tenth US Natl Conf Earthq Eng, Anchorage, Alaska.
- Parra, P. F., & Moehle, J. P. (2017). Stability of Slender Wall Boundaries Subjected to Earthquake Loading. *ACI Structural Journal*, 114(6), 1627-1636.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. United States of America: Wiley-Interscienc.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1993). Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal*, 90(4).
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia: IUSS Press.
- Pujol, S., Ramírez, J., & Sarria, A. (Producer). (1999). Coffee Zone, Colombia, January 25 Earthquake: Observations on the Behavior of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings. Retrieved from <http://nisee.berkeley.edu/lessons/colombia.pdf>
- Riva, P., & Franchi, A. (2001). Behavior of Reinforced Concrete Walls with Welded Wire Mesh Subjected to Cyclic Loading. *Structural Journal*, 98(3), 324-334. doi:10.14359/10221
- Riva, P., Meda, A., & Giuriani, E. (2003). Cyclic behaviour of a full scale RC structural wall. *Engineering Structures*, 25(6), 835-845. doi:[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00020-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00020-8)
- 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. doi:10.1007/s10518-015-9827-x
- Rosso, A., Jiménez-Roa, L. A., de Almeida, J. P., Guerrero, A. P., Blandón, C. A., Bonett, R. L., & Beyer, K. (2017). 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*. doi:10.1007/s10518-017-0228-1
- Rosso, A., Jiménez-Roa, L. A., de Almeida, J. P., Guerrero, A. P., 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. doi:10.1007/s10518-017-0228-1
- San Bartolomé, A., Muñoz, A., & Madalengoitia, F. (2007). Comportamiento a fuerza cortante de muretes de concreto reforzado con malla electro soldada, acero dúctil y fibra metálica. *Blog de investigaciones en concreto armado*. Retrieved from <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2007/07/20070716-9-Muretes-de-concreto.pdf>
- Sanchez, J., & Arteta, C. A. (2017). *Caracterización estadística de edificios de muros delgados en concreto reforzado para zonas de amenaza sísmica alta*. Paper presented at the VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.

- Segura, C. L., & Wallace, J. W. (2018). Impact of Geometry and Detailing on Drift Capacity of Slender Walls. *Structural Journal*, 115(3), 885-895. doi:10.14359/51702046
- Segura, C. L., Wallace, J. W., Arteta, C. A., & Moehle, J. P. (2016). *Deformation capacity of thin reinforced concrete shear walls*. Paper presented at the Proceedings of 2016 NZSEE Conference, Auckland.
- Sozen, M. A. (1989). *Earthquake response of buildings with robust walls*. Paper presented at the Fifth Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Santiago de Chile.
- Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (1996). Fibre Beam-Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frame: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 711-725.
- 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. doi:10.1193/021713EQS036M
- Su, R. K. L., & Wong, S. M. (2007). Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio. *Engineering Structures*, 29(8), 1957-1965. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.10.020>
- Takahashi, S., Yoshida, K., Ichinose, T., Sanada, Y., Matsumoto, K., Fukuyama, H., & Suwada, H. (2013). Flexural Drift Capacity of Reinforced Concrete Wall with Limited Confinement. *ACI Structural Journal*, 110(1), 95-104. doi:10.14359/51684333
- Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (2004). Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls-experimental verification. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 130(4), 618-630. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618)
- Uang, C. M. (1991). Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering*, 117(1), 19-28. doi:doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(19)
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514. doi:10.1002/eqe.141
- Velez, J. C., Blandón, C. A., Bonetti, R. L., Arteta, C. A., Carrillo, J., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2017). *Ensayos cuasi-estáticos cíclicos de muros delgados de concreto reforzado en edificios colombianos*. Paper presented at the VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.
- Wallace, J. W., Massone, L. M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Luders, C., & Moehle, J. P. (2012). Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S281-S299. doi:10.1193/1.4000047

ANEXO A – ANÁLISIS DE SECCIONES

En la Figura 86 se comparan las superficies con $\rho_w = 0.25\%$ para varios niveles de carga axial. En primera instancia, en la figura es notable que en la condición de P_{axial} mínimo no hubo ninguna sección que cumpliera con la hipótesis de diseño; así mismo, solo secciones rectangulares alcanzan la hipótesis para $P_{axial} = 0.10A_gf'_c$. Por otro lado, cuando los valores de carga axial son mayores que 20% de $A_gf'_c$, el área de la meseta aumenta y con ello el número de secciones que alcanzan su condición de diseño. El comportamiento al aumentar la cuantía del alma a $\rho_w = 0.50\%$, presenta un cambio notable pero no tan significativo en cuanto a los tamaños de la meseta y, por tanto, de la cantidad de secciones que sí alcanzan su condición de diseño. En la condición de menor carga axial, solo secciones rectangulares cumplen, y desde un 10% se empieza a observar la formación de la meseta (Figura 87). Con la mayor cuantía posible, $\rho_w = 0.75\%$, las mesetas incluyen más secciones que cumplen con la hipótesis de diseño, incluso para bajos niveles de carga axial (Figura 88).

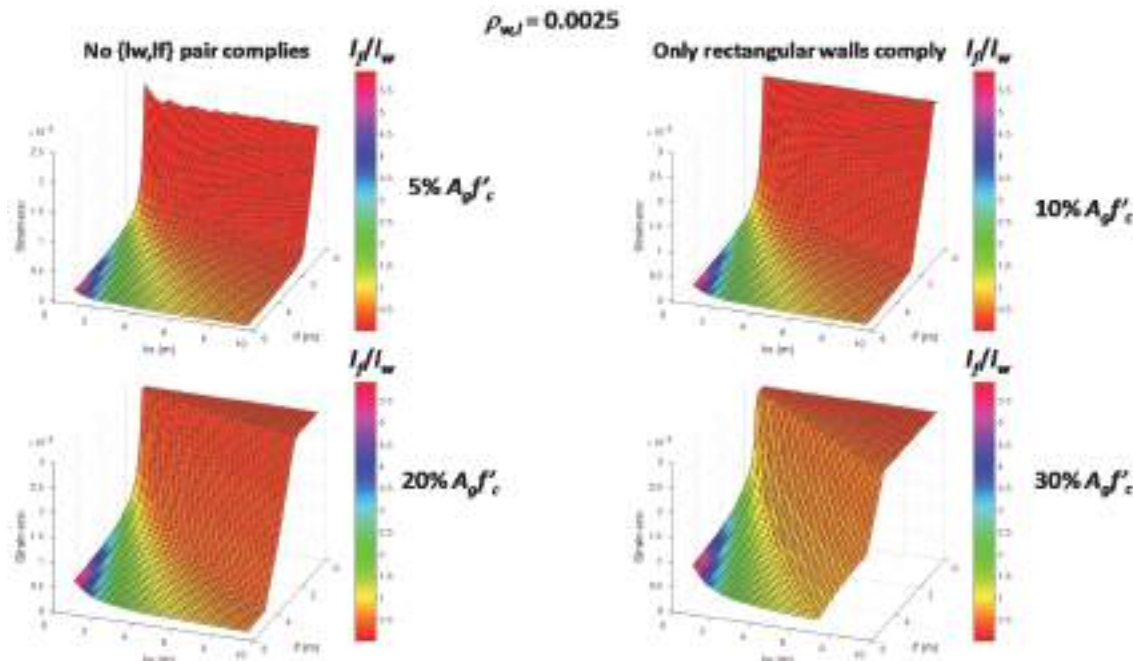


Figura 86. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (l_w , l_f) reforzadas con malla y cuantía de 0.0025 uniformemente distribuida. Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.

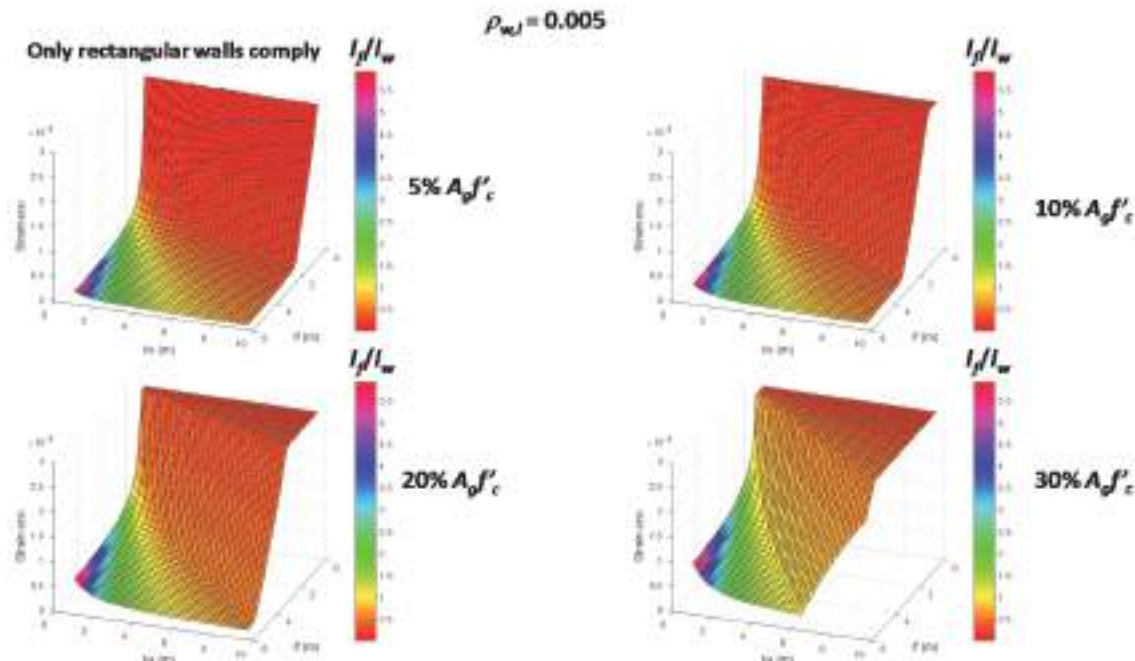


Figura 87. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (l_w , l_f) reforzadas con malla y cuantía de 0.005 uniformemente distribuida. Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.

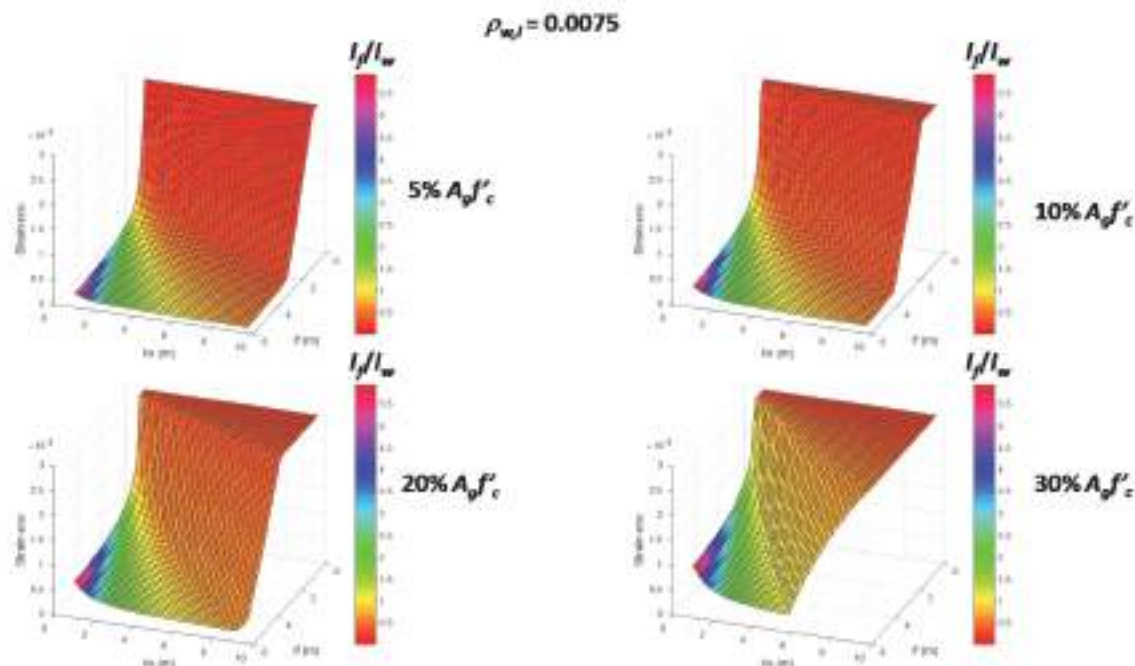


Figura 88. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (l_w , l_f) reforzadas con malla y cuantía de 0.0075 uniformemente distribuida. Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.

En las figuras siguientes; Figura 89, Figura 90, Figura 91, se observa el cambio de las superficies al aumentar la ductilidad del acero de refuerzo a un valor de deformación máxima de ruptura $\epsilon_{s,rupt} = 0.03$, frente al anterior análisis ($\epsilon_{s,rupt} = 0.015$), se evidencia un aumento en el número de secciones que alcanzan su condición de diseño.

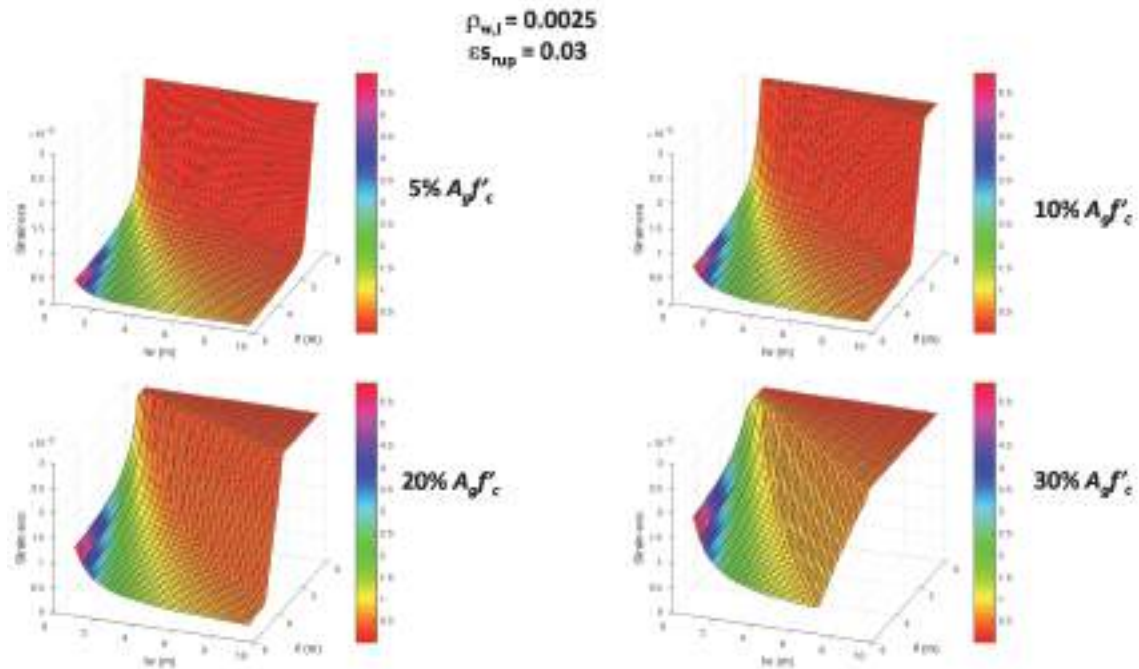


Figura 89. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0025 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\varepsilon_{s,rupt} = 0.03$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.

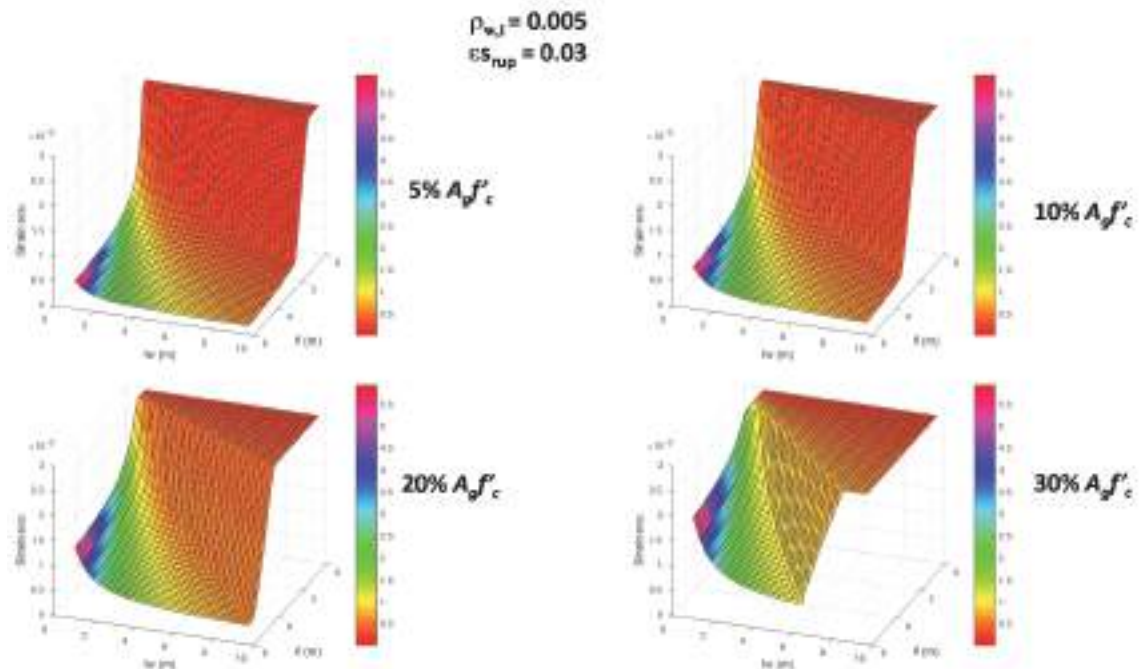


Figura 90. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.005 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\varepsilon_{s,rupt} = 0.03$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.

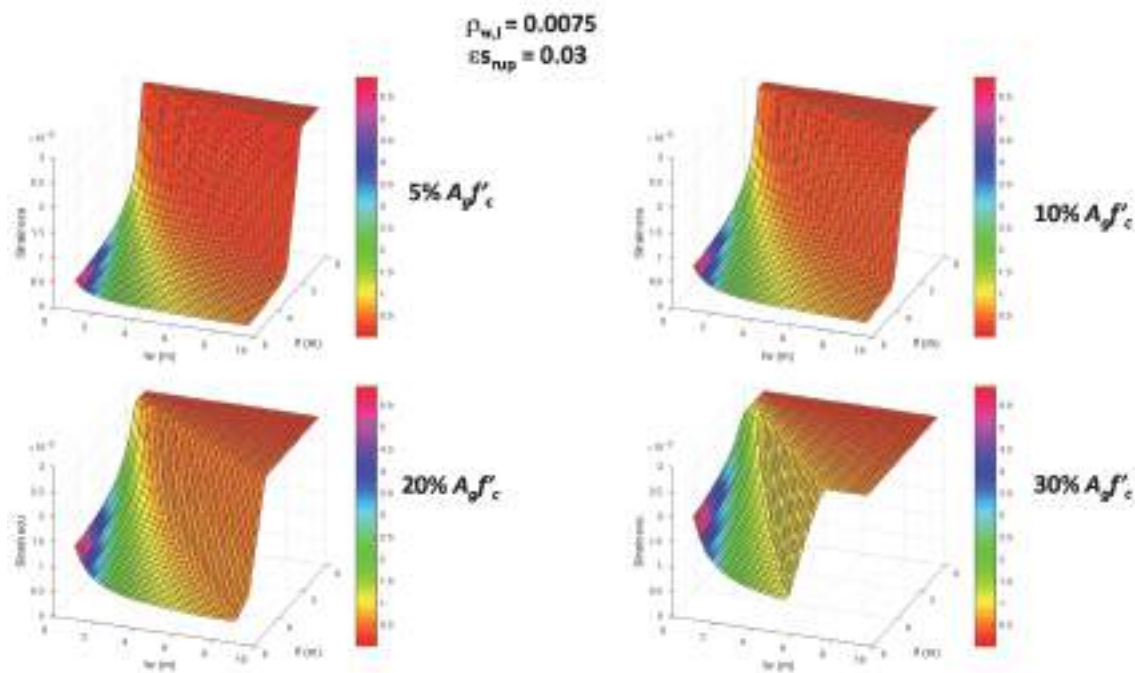


Figura 91. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0075 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\varepsilon_{s,rupt} = 0.03$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.

En las figuras siguientes, Figura 92, Figura 93, Figura 94, se incrementa la deformación máxima de ruptura a $\varepsilon_{s,rupt} = 0.06$, con lo cual aumenta la cantidad de secciones que alcanzarían su condición de diseño. En la Figura 93 y en la Figura 94, se observa que la delimitación de la meseta no presenta un comportamiento lineal para valores de carga del 30%.

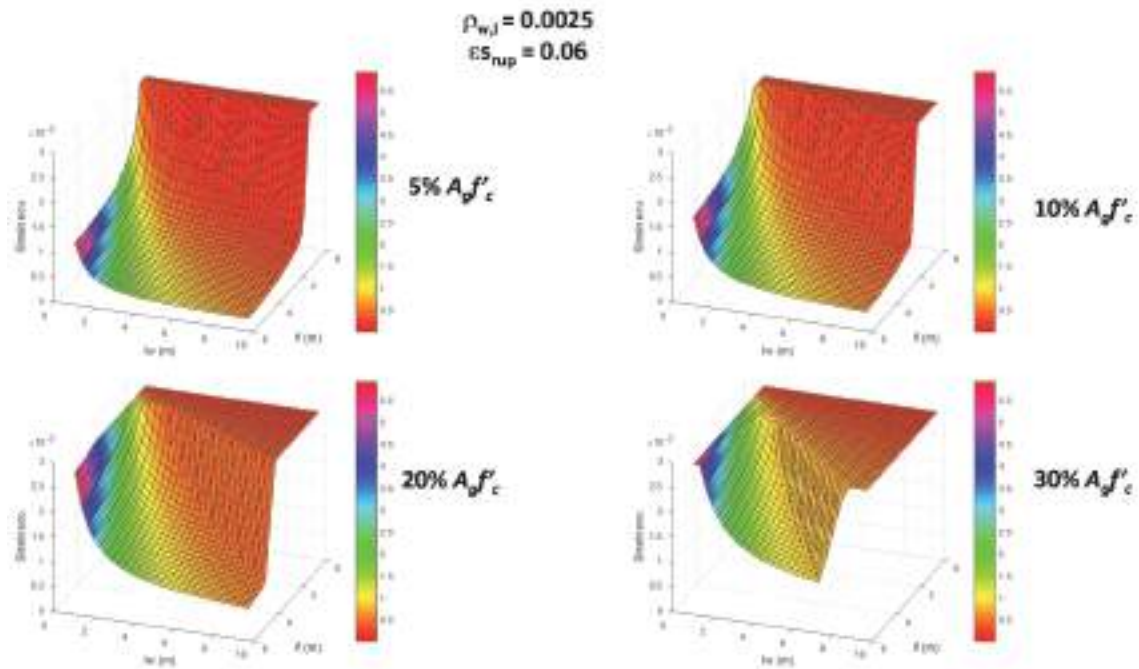


Figura 92. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0025 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\varepsilon_{s,rupt} = 0.06$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.

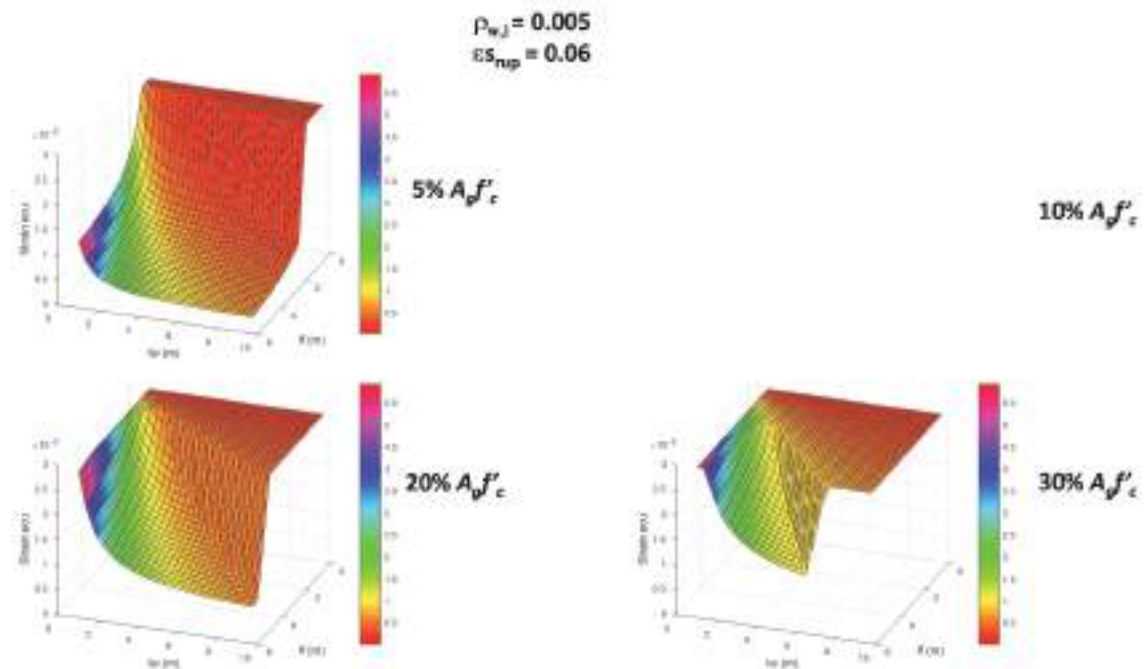


Figura 93. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.005 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\varepsilon_{s,rupt} = 0.06$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.

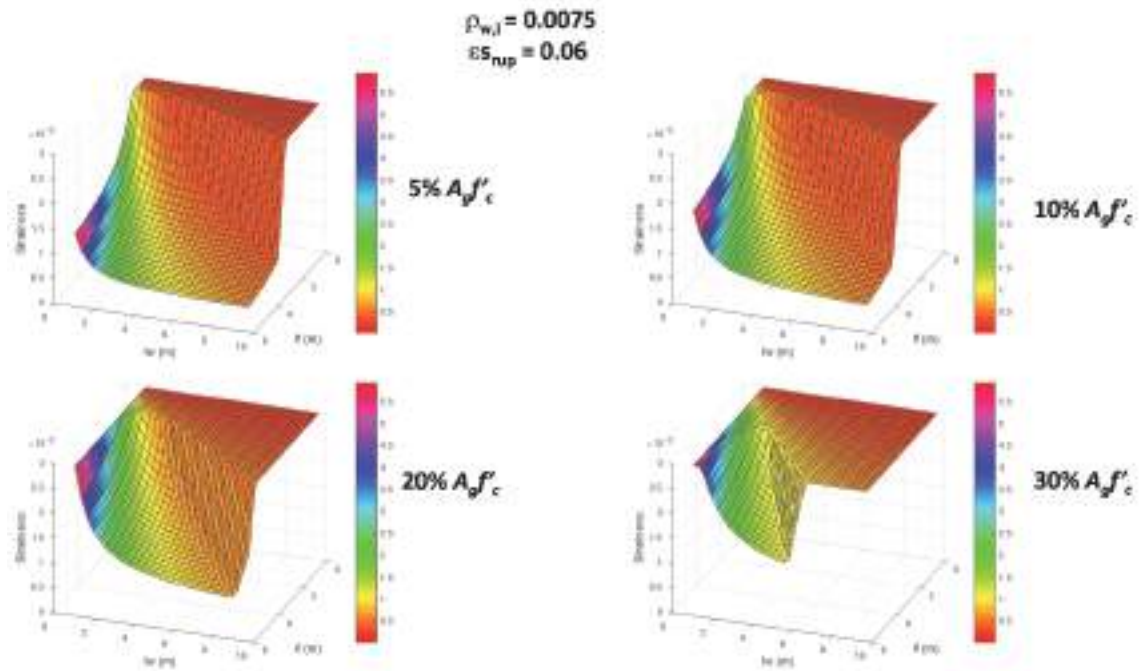


Figura 94. Superficies de deformación máxima en el concreto para parejas (lw, lf) reforzadas con malla y cuantía de 0.0075 uniformemente distribuida. Deformación máxima de ruptura $\varepsilon_{s,rupt} = 0.06$ Nota: solo las secciones en la meseta cumplen con la hipótesis de diseño.