

EVALUACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE
MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO REPRESENTATIVAS DEL DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN EN COLOMBIA

EDUAR ANDRÉS CUESVAS ROSERO



UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
SANTIAGO DE CALI
Abril de 2021

EVALUACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADO REPRESENTATIVAS DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN EN COLOMBIA

INVESTIGADOR:
EDUAR ANDRÉS CUESVAS ROSERO

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniería Civil.

DIRECTORES:
JOHANNIO MARULANDA CASAS Ph.D.
ROGER ORTEGA CARABALLO M.Sc.



UNIVERSIDAD DEL VALLE
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
SANTIAGO DE CALI
Abril de 2021

Resumen

La masificación del uso del sistema industrializado con muros delgados de concreto reforzado (MDCR) para la construcción de viviendas en diferentes países de América Latina y eventos sísmicos como los de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011), entre otros, despertaron el interés de los investigadores en estudiar el desempeño sísmico de las edificaciones de MDCR. Se han desarrollado diversas campañas experimentales y numéricas sobre el comportamiento de estos muros, sin embargo, debido a que recientemente no se han presentado sismos de magnitud considerable, la respuesta sísmica de una construcción de este tipo, en Colombia, está aún por conocerse. Por esta razón, es necesario profundizar en la evaluación del desempeño de este sistema estructural considerando las prácticas de diseño y construcción en el país.

En esta investigación se busca evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones típicas de este sistema constructivo en Colombia, y analizar cuál es la influencia de variables como el espesor de los muros, la relación de aspecto, las cuantías de refuerzo y el efecto del confinamiento de los elementos de borde en su comportamiento sísmico. Para esto, se seleccionaron tres edificios representativos de una base de datos de 121 edificios ubicados en las ciudades de Santiago de Cali y Popayán (zonas de amenaza sísmica alta). Estos edificios fueron analizados con la herramienta Shell Layered, del programa ETABS, y sus modelos fueron ajustados mediante la calibración de la respuesta histerética de algunos muros con los resultados experimentales de campañas experimentales reconocidas sobre el comportamiento de MDCR. Para el ajuste de los modelos también se realizó una prueba de vibración ambiental para identificar las propiedades dinámicas de una de las edificaciones en estudio. Una vez ajustados los modelos, se determinó su vulnerabilidad sísmica de acuerdo con lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y se evaluó su desempeño mediante un análisis dinámico no lineal (ADNL). Finalmente, mediante un análisis paramétrico se analizó la influencia de las variables de interés en el comportamiento sísmico de las edificaciones de MDCR.

Palabras clave: muros delgados de concreto reforzado; desempeño sísmico; análisis dinámico no lineal; vulnerabilidad sísmica; edificaciones de muros delgados; sistema industrializado; shell layered; análisis paramétrico.

Lista de Figuras

Figura 1. Sistema constructivo de muros de CR en Colombia. Fuente: (Jiménez et al., 2016).....	13
Figura 2. Uso de sistemas estructurales. SA: Sistema Aporticado, MC: Mampostería Confinada, ME: Mampostería Estructural, MDCR: Sistema Industrializado (Muros delgados de CR). Cuarto trimestre de 2020. Fuente:(DANE, 2021).....	13
Figura 3. Proceso constructivo del sistema de MDCR. Fuente: Revista Construdata ed. 143 (2007).	14
Figura 4. Porcentaje de edificaciones según: a) relación de esbeltez. b) espesor de muros.	16
Figura 5. Densidad de muros en planta. a) Cali. b) Popayán.	16
Figura 6. Distribución porcentual de los edificios de Cali y Popayán de acuerdo con los valores recomendados por (Guendelman et al., 2010) para clasificar los edificios según el parámetro H/T.	17
Figura 7. Unidades nuevas de vivienda en proceso por sistemas constructivos - IV trimestre 2020. Fuente:(DANE, 2021).	19
Figura 8. Geometrías típicas de muros de CR.....	20
Figura 9. Dimensionamiento de elementos de borde en muros estructurales de CR según el Reglamento NSR-10. Fuente: CAP, 2017.	21
Figura 10. Métodos de análisis estructural. Adaptada de: Wiki CSI.	22
Figura 11. Modelo de histéresis Pívor. a) parámetros básicos, b) puntos pivot y envolvente.	24
Figura 12. Curva esfuerzo-deformación a compresión para el concreto. Fuente: Mander et al., (1989).....	24
Figura 13. a) Núcleo de concreto confinado de sección rectangular, b) Factor de confinamiento efectivo $\lambda=f_{cc}/f_{co}$. Fuente: Mander et al. (1988).	25
Figura 14. Curva paramétrica esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo (Park & Paulay, 1975). Fuente: (Computers and Structures (CSI), 2008).	26
Figura 15. Discretización de un muro en elementos finitos.	27
Figura 16. Idealización de modelos usados para simular la respuesta no lineal de muros de concreto reforzado. a) modelo de rótula plástica, b) elemento tipo fibra, c) elemento viga-columna ancha con interacción flexión-cortante, d) elemento fibra tipo Shell, e) elemento tipo Shell Layered (capas) y f) elemento continuo 3D. Fuente: (NIST, 2014).	27
Figura 17. Representación del concreto y acero de refuerzo en un modelo Shell Layered. Fuente: (Xie et al., 2014).	28
Figura 18. Relación generalizada Fuerza–Deformación para elementos de concreto reforzado. a) deformación, b) criterios de aceptación para deformación de un elemento.....	32
Figura 19. Zona de rótula plástica. a) Muro real. b) Modelo analítico. Fuente:(Computers and Structures (CSI), 2018).....	33
Figura 20. Distribución en planta de muros; a) edificio E1, b) edificio E2, c) edificio E3.	40
Figura 21. Curva esfuerzo-deformación del concreto para cada edificio.	42

Figura 22. Curva esfuerzo-deformación para el acero. a) refuerzo convencional, b) refuerzo tipo MES.	43
Figura 23. Modelos numéricos de las edificaciones; a) Edificio E1, b) edificio E2, c) Edificio E3.	44
Figura 24. Muro M1R10; a) Geometría y refuerzo, b) Protocolo de desplazamientos.....	46
Figura 25. Muros R1 y R2; a) Geometría y refuerzo, b) protocolo de desplazamiento.	47
Figura 26. Muro RW2; a) Geometría y refuerzo, b) protocolo de desplazamiento.....	47
Figura 27. Muro MQE257EP; a) Geometría y refuerzo, b) protocolo de desplazamiento.	48
Figura 28. Comparación de la curva de histéresis experimental versus la analítica; a) Muro M1R10, b) Muro R1, c) Muro R2, d) Muro RW2, e) Muro MQE257EP.	49
Figura 29. Comparación de Rigidez lateral equivalente y energía disipada acumulada, analítica versus experimental; a) Muro M1R10, b) Muro R1, c) Muro R2.....	51
Continuación de Figura 29. Comparación de Rigidez lateral equivalente y energía disipada acumulada, analítica versus experimental; d) Muro RW2, e) Muro MQE257EP.....	52
Figura 30. Edificio instrumentado y equipo de adquisición de datos; a) edificio de estudio b) ubicación de acelerómetros triaxial y uniaxial en el edificio, c) de izquierda a derecha; acelerómetro triaxial y acelerómetros uniaxiales.....	53
Figura 31. Distribución de acelerómetros por piso; a) sexto piso, b) octavo piso.....	54
Figura 32. Espectro elástico según el Reglamento NSR-10 para cada edificio.	57
Figura 33. Modelos matemáticos tridimensionales; a) edificio E1, b) Edificio E2, c) edificio E3.....	58
Figura 34. Distribución de fuerza constante sísmica en altura, de izquierda a derecha, sismo en X (SX) y sismo en Y (SY); a) edificio E1, b) edificio E2.	60
Continuación de Figura 34. Distribución de fuerza constante sísmica en altura, de izquierda a derecha, sismo en X (SX) y sismo en Y (SY); c) edificio E3.	61
Figura 35. Derivas por piso para, de izquierda a derecha, sismo en X (SX) y sismo en Y (SY); a) edificio E1, b) edificio E2, c) edificio E3.....	62
Figura 37. Espectros de respuesta de sismos escalados según criterios del capítulo A.2.7 del Reglamento NSR-10; a) edificio E1, b) edificio E2.....	68
Continuación de Figura 36. Espectros de respuesta de sismos escalados según criterios del capítulo A.2.7 del Reglamento NSR-10; c) Edificio E3.	69
Figura 38. Parámetros locales relacionados con el desempeño de una edificación de MDCR. a) Deriva, b) Rotación en zona de rótula plástica.....	71
Figura 39. D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E1.....	74
Figura 40. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de rotación de rótulas plásticas del edificio E1.	74
Figura 41. D/C para deriva entre pisos del edificio E1. a) límite de 0.375%, b) límite de 1.43%. ..	75
Figura 42. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de rotación de rótulas plásticas del edificio E1.	76

Figura 44. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de rotación de rótulas plásticas del edificio E2.	78
Figura 45. D/C para deriva entre pisos del edificio E2. a) límite de 0.375%, b) límite de 1.43%.	78
Figura 46. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de deformación a tracción del acero de refuerzo del edificio E2.	79
Figura 47. D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E3	80
Figura 48. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de rotación de rótulas plásticas del edificio E3.	81
Figura 49. D/C para deriva entre pisos del edificio E3. a) límite de 0.375%, b) límite de 1.43%.	82
Figura 50. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de deformación a tracción del acero de refuerzo del edificio E3.	83
Figura 51. Resumen de la evaluación del desempeño del edificio E1.....	84
Figura 52. Resumen de la evaluación del desempeño del edificio E2.....	85
Figura 56. Modelos en elementos finitos de muros de CR.....	89
Figura 62. Curvas de capacidad en función del espesor de los muros.	98
Figura 63. Convención de variables geométricas y de refuerzo en los EB.	99
Figura 64. Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado para los EB.....	101
Continuación de Figura 64. Detalle de refuerzo en elementos de borde; c) EB tipo 2.	102
Figura 64. Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado para los EB.....	102
Figura 65. Curvas de capacidad de muros de 5 pisos de altura con EB confinados.....	103
Figura 66. Curvas de capacidad de muros de 10 pisos de altura con EB confinados.	105
Figura 67 Curvas de capacidad de muros de 15 pisos de altura con EB confinados.	107
Figura 68. Comparación de rangos de variación de resistencia lateral máxima por tipo de elemento de borde. a) muros de 5 pisos, b) Muros de 10 pisos, c) Muros de 15 pisos.	107
Figura 69. Rotación de la rótula plástica en la base de los muros, de izquierda a derecha, estado de fluencia y estado último; a) muros de 5 pisos, b) muros de 10 pisos.	108
Continuación de Figura 70. Rotación de la rótula plástica en la base de los muros, de izquierda a derecha, estado de fluencia y estado último; c) muros de 15 pisos.	109

Lista de Tablas

Tabla 1. Modelos numéricos para el análisis de edificios de muros de CR.	28
Tabla 2. Umbrales de daño para edificios con muros delgados. Fuente: Gonzales & López-Almansa (2012)	33
Tabla 3. Parámetros generales de las edificaciones de la base de datos	38
Tabla 4. Parámetros principales de las tres edificaciones de MDCR seleccionadas.	38
Tabla 5. Parámetros generales de las 18 edificaciones seleccionadas.....	39
Tabla 6. Irregularidades y coeficiente de capacidad de disipación de energía (R) de las edificaciones.	41
Tabla 7. Cargas gravitacionales en las edificaciones de estudio.....	41
Tabla 8. Propiedades de los materiales de los edificios	41
Tabla 9. Propiedades de muros simulados.....	46
Tabla 10. Comparación entre estimación numérica y resultados experimentales de la capacidad de carga lateral y desplazamiento máximo.	50
Tabla 11. Errores relativos porcentuales promedio	52
Tabla 12. Hora de lectura de las señales.....	54
Tabla 13. Frecuencias naturales experimentales.....	55
Tabla 14. Periodos de vibración experimentales	55
Tabla 15. Periodos naturales de modelo sin ajustar	55
Tabla 16. Periodos naturales analíticos ajustados.....	56
Tabla 17. Comparación entre periodos analíticos y experimentales con el modelo sin ajustar	56
Tabla 18. Comparación entre periodos analíticos y experimentales con el modelo ajustado.....	56
Tabla 19. Resultados de ajuste de parámetros	56
Tabla 20. Coeficientes del espectro de diseño de las edificaciones.....	57
Tabla 21. Proporción modal de masa participativa en las edificaciones.....	59
Tabla 22. Cortante sísmico de las edificaciones mediante ADME	59
Tabla 23. Deriva máxima de Edificios.....	63
Tabla 24. Combinaciones de carga según el Reglamento NSR-10	63
Tabla 25. Índices de sobre esfuerzo.....	64
Tabla 26. Índices de flexibilidad.....	64
Tabla 27. Índices generales de sobre esfuerzo y flexibilidad de los edificios.....	65
Tabla 28. Propiedades de sísmicos seleccionados	67
Tabla 29. Cortante sísmico de ADNL ajustado por FHE.....	70

Tabla 30. Parámetros de evaluación y criterios de aceptación para definir niveles de desempeño en EMDCR.	72
Tabla 31. Índices D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E1.	73
Tabla 32. D/C de derivas para edificio E1	75
Tabla 33. D/C de deformaciones unitarias a tracción en el refuerzo para edificio E1.	75
Tabla 34. D/C de deformación unitaria a compresión en los extremos de la base de los muros del edificio E1.	76
Tabla 35. Índices D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E2.	77
Tabla 36. Índices D/C respecto a derivas para edificio E2.....	78
Tabla 37. Índices D/C respecto a derivas para edificio E2, caso 0.5%.....	79
Tabla 38. D/C de deformaciones unitarias a tracción en el refuerzo para edificio E2.	79
Tabla 39. D/C de deformación unitaria a compresión en los extremos de la base de los muros del edificio E2.	80
Tabla 40. D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E3.....	80
Tabla 41. Índices D/C respecto a derivas para edificio E3	81
Tabla 42. Índices D/C respecto a derivas para edificio E3, caso 0.5%.....	82
Tabla 43. Índices D/C de deformaciones unitarias a tracción en el refuerzo para edificio E3.	82
Tabla 44. D/C de deformación unitaria a compresión en los extremos de la base de los muros del edificio E3.	83
Tabla 46. Cálculo de refuerzo transversal de confinamiento.	100
Tabla 47. Evaluación de la ductilidad y resistencia máxima en muros de 5 pisos con EB confinados.	104
Tabla 48. Evaluación de la ductilidad y resistencia máxima en muros de 10 pisos con EB confinados.	105
Tabla 49. Evaluación de la ductilidad y resistencia máxima en muros de 15 pisos con EB confinados.	106

Contenido

Resumen	3
Lista de Figuras.....	4
Lista de Tablas	7
Contenido.....	9
1 Introducción	12
2 Problema de Investigación	13
2.1 Descripción.....	13
2.2 Formulación	18
2.3 Objetivos.....	18
2.3.1 Objetivo General	18
2.3.2 Objetivos Específicos.....	18
2.4 Justificación	19
3 Marco de referencia	20
3.1 Aspectos del análisis y diseño de muros de CR según el Reglamento NSR-10	20
3.2 Métodos de análisis estructural	22
3.3 Comportamiento de los materiales	23
3.3.1 Comportamiento histerético de los materiales	23
3.3.2 Modelo constitutivo del concreto.....	24
3.3.3 Modelo constitutivo del acero	26
3.4 Método de los Elementos Finitos	27
3.5 Modelización numérica.....	27
3.6 Modelo numérico Shell Layered.....	28
3.7 Ajuste de modelos	29
3.8 Vulnerabilidad Sísmica	30
3.9 Nivel de desempeño de una edificación.....	31
4 Antecedentes y Estado del Arte	34
5 Metodología	37
5.1 Fase 1: Elaboración de modelos numéricos	37
5.2 Fase 2: Ajuste de modelos	37
5.3 Fase 3: Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones	37
5.4 Fase 4: Análisis paramétrico	37

6	Propiedades y modelización de los edificios.....	38
6.1	Propiedades de las edificaciones.....	38
6.2	Modelización numérica de las edificaciones	41
6.2.1	Propiedades de los materiales.....	41
6.2.2	Modelos numéricos de edificaciones de MDCR.....	43
7	Ajuste de modelos numéricos de edificios.....	45
7.1	Verificación de modelo numérico Shell Layered	45
7.1.1	Descripción de muros modelizados	45
7.1.2	Muro M1R10.....	46
7.1.3	Muros R1 Y R2.....	47
7.1.4	Muro RW2.....	47
7.1.5	Muro MQE257EP	48
7.1.6	Condiciones del análisis numérico.....	48
7.1.7	Respuesta histerética de muros modelizados	48
7.1.8	Capacidad de carga lateral y desplazamiento	50
7.1.9	Evaluación de la energía disipada y degradación de la rigidez.....	50
7.2	Ajuste de edificio E2 con base en prueba de vibración ambiental.....	53
7.2.1	Descripción de prueba experimental	53
7.2.2	Técnicas de identificación de propiedades dinámicas	55
7.2.3	Identificación experimental y analítica de las propiedades dinámicas	55
7.2.4	Ajuste de modelo y resultados	56
8	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	57
8.1	Vulnerabilidad sísmica según el Reglamento NSR-10	57
8.1.1	Determinación del nivel de amenaza sísmica	57
8.1.2	Análisis dinámico modal espectral (ADME).....	58
8.1.3	Evaluación de derivas.....	61
8.1.4	Fuerzas internas.....	63
8.1.5	Relación entre demanda y capacidad (D/C) de los elementos estructurales y la estructura.	63
8.1.6	Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.....	65
8.2	Análisis Dinámico No Lineal (ADNL)	66
8.2.1	Selección de sismos para evaluación de la respuesta sísmica.....	66
8.2.2	Fuerzas sísmicas de diseño	69
8.2.3	Metodología de evaluación del desempeño sísmico	71

8.2.4	Resultados de la evaluación del desempeño mediante ADNL.....	73
8.2.5	Resumen de resultados	84
9	Análisis paramétrico	87
9.1	Variables de estudio.....	87
9.2	Análisis y diseño simplificado de los muros	88
9.3	Modelos numéricos de los muros y condiciones de AENL	89
9.4	Cálculo de la respuesta y estados límite de interés	90
9.5	Resultados del análisis paramétrico	92
9.5.1	Relación de aspecto A_r	94
9.5.2	Cuantía ρ_b	96
9.5.3	Espesor del muro t_w	98
9.5.4	Confinamiento y configuración de los elementos de borde	99
9.5.5	Rotación de rótula plástica en estados de fluencia y ultimo	108
10	Conclusiones y recomendaciones.....	110
10.1	Conclusiones generales.....	110
10.2	Conclusiones particulares.....	111
10.3	Recomendaciones particulares	112
11	Bibliografía	114
Anexos		119
	Señales sísmicas.....	119
	Certificado ponencia – Congreso InGENIO 2020	123

1 Introducción

El sistema constructivo de muros estructurales delgados de concreto reforzado (MDCR) es uno de los más utilizados actualmente en países como Bolivia, Perú, Venezuela, Ecuador y Colombia para la construcción de vivienda (Blandón & Bonett, 2020; DANE, 2021; H. Gonzales & López-Almansa, 2012; Quiroz et al., 2013). La causa radica en que este sistema, como se ha diseñado y construido hasta la fecha, demanda menor cantidad de mano de obra, de materiales y reduce el tiempo de construcción respecto a los sistemas constructivos tradicionales, lo que se traduce en menores costos (Carrillo et al., 2015), y ocasiona que las constructoras y contratistas opten por este tipo de proyectos. La práctica profesional, tanto a nivel de diseño como de construcción en Colombia, ha impulsado el uso de muros delgados y esbeltos con ausencia de elementos de borde, y el uso generalizado de una sola capa de refuerzo en el alma, generalmente malla electrosoldada, y en algunos casos con barras adicionales de acero dúctil en los extremos de los muros (Bonett et al., 2019). Diversas investigaciones sobre el comportamiento experimental de los muros de concreto reforzado, han puesto en evidencia que el sistema de muros delgados puede presentar un desempeño limitado ante demandas sísmicas importantes (Almeida et al., 2014; Blandón et al., 2018; CEER, 2018; H. Gonzales & López-Almansa, 2012; Junemann et al., 2012; Kam et al., 2011; Ramos & Hube, 2017; Wallace et al., 2012). Algunos de estos estudios reportan que variables como la densidad de muros en planta del edificio, el nivel de carga axial, las relaciones de aspecto y de esbeltez, la configuración y detallado de los elementos de borde y, el tipo y cuantía de refuerzo son los parámetros que más influyen en el comportamiento sísmico de estas edificaciones (Alarcon et al., 2014; Arteta et al., 2014; CEER, 2018; Kazaz et al., 2012; Priestley & Kowalsky, 1998; Wallace & Moehle, 1992).

A pesar de los estudios mencionados, la información sobre el desempeño de las construcciones de MDCR en Colombia, aún es limitada, y se desconoce su respuesta ante un evento sísmico de magnitud considerable (p.ej. el sismo de diseño). Por tal razón, es necesaria una evaluación del comportamiento no lineal de estos edificios. Con esta investigación se pretende aportar a la comprensión de la respuesta de este sistema, y a su caracterización, mediante la evaluación de su desempeño a través de modelos numéricos detallados, que permitan analizar la influencia de las características representativas de estas construcciones. Para lo anterior, se analizaron tres edificaciones representativas de 5, 8 y 12 pisos, seleccionadas de una base de datos de 121 edificios de MDCR. La evaluación de su desempeño se realizó mediante análisis dinámicos no lineales, usando los registros sísmicos de la Microzonificación de Santiago de Cali, y valorando su respuesta en términos de parámetros como la deriva de piso, la rotación de los muros en la base y las deformaciones unitarias en el refuerzo, principalmente. Posteriormente, mediante un análisis paramétrico en muros individuales se analizó la influencia de variables como la relación de aspecto, la cuantía de refuerzo vertical en los bordes, el espesor de muros y el confinamiento en los elementos de borde.

Esta investigación se encuentra enmarcada dentro del proyecto “Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificaciones de Muros Estructurales Delgados de Concreto Reforzado”, a cargo del Grupo de Investigación en Ingenierías Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7) de la Universidad del Valle, y financiada a través de la “Convocatoria 745 para proyectos de CTeI y su contribución a los retos de país - 2016” de Minciencias.

2 Problema de Investigación

2.1 Descripción

El sistema industrializado en Colombia corresponde principalmente a la construcción de edificaciones de MDCR (espesores entre 80 y 200 mm). Su inicio fue alrededor del año 1968 con la llegada del sistema Outinord, proveniente de Francia, a través de la firma “Flores Carrero y Cia de Colombia”. Este sistema estructural está conformado por placas de entrepiso y MDCR vaciados en sitio o prefabricados (Figura 1), y se caracteriza por dos ventajas fundamentales: i) reducción del consumo de materiales (concreto y acero de refuerzo), y ii) disminución considerable en el tiempo de ejecución de la obra. El sistema maneja dos tipos de formaletas reutilizables, el tipo túnel y las manoportables, que permiten construir monolíticamente los muros y la losa de cada unidad de piso simultáneamente. Estos atributos, entre otros, han hecho que en Colombia sea el segundo sistema más utilizado para la construcción de vivienda, respecto al área construida, y el más utilizado respecto al número de unidades según el Censo de Edificaciones del cuarto trimestre de 2020 (DANE, 2021), Figura 2.



Figura 1. Sistema constructivo de muros de CR en Colombia. Fuente: (Jiménez et al., 2016).

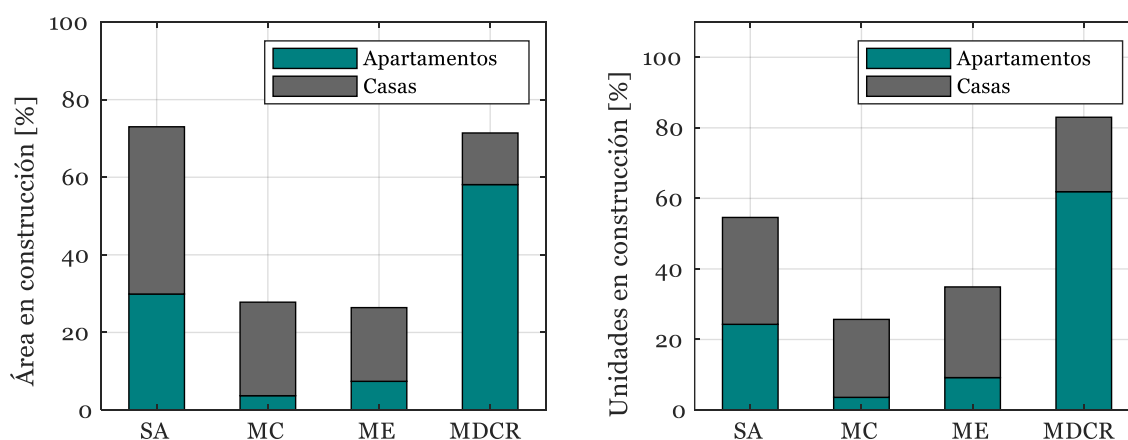


Figura 2. Uso de sistemas estructurales. SA: Sistema Aporticado, MC: Mampostería Confinada, ME: Mampostería Estructural, MDCR: Sistema Industrializado (Muros delgados de CR). Cuarto trimestre de 2020. Fuente: (DANE, 2021).

El proceso constructivo típico de este sistema se observa en la Figura 3. Según la revista Construdata (2007), por cada 100 m2 de construcción en planta, el personal utilizado corresponde a seis oficiales, seis ayudantes, un maestro y dos oficiales encargados de la instalación del refuerzo.



Figura 3. Proceso constructivo del sistema de MDCR. Fuente: Revista Construdata ed. 143 (2007).

El elemento estructural principal son muros de espesores reducidos, reforzados generalmente con una sola cortina de malla electrosoldada. En algunos casos se adiciona refuerzo de tipo convencional en los extremos de los muros, soportados por ganchos, estribos cerrados o simplemente por el refuerzo horizontal de la malla electrosoldada. Las tuberías eléctricas e hidráulicas van embebidas en los muros y las tuberías de diámetros mayores, como las sanitarias, los suelen traspasar de manera transversal. La disposición de los muros en planta permite que estos se conecten entre sí perpendicularmente. Los diafragmas de entrepiso y cubierta son, por lo general, losas macizas de 100 mm o 120 mm de espesor, reforzadas con una o dos capas de refuerzo electrosoldado. Algunas edificaciones incorporan vigas de acople para conectar los muros estructurales con el fin de proporcionar mayor rigidez.

Debido a los espesores reducidos, a las cuantías de acero suministradas y al detallado del refuerzo, algunas investigaciones han reportado las siguientes deficiencias en el comportamiento de los muros: i) baja capacidad de disipación de energía, ii) baja ductilidad del refuerzo electrosoldado, iii) posibilidad de fallas frágiles, iv) susceptibilidad al pandeo fuera del plano, v) altos niveles de daño, vi) fractura del refuerzo, vii) longitudes de desarrollo insuficientes y viii) falta de confinamiento efectivo, entre otras (Alarcon et al., 2014; Arteta et al., 2014; Blandón & Bonett, 2020; Carrilo et al., 2018; Junemann et al., 2012; Wallace et al., 2012).

Respecto al comportamiento global de las edificaciones de MDCR, estudios posteriores a los sismos de Chile, en 2010, y Nueva Zelanda, en 2011, han definido algunos aspectos que pueden afectar el desempeño de estas construcciones, tales como: altas relaciones de esbeltez ($h_w/t_w > 16$),

baja capacidad de desplazamiento, altos niveles de carga axial, irregularidades en planta y en altura, baja rigidez, falla de las vigas de acople y deficiencias constructivas (Alarcon et al., 2014; Blandón & Bonett, 2020; CEER, 2018; Junemann et al., 2012).

En Colombia, el espesor típico de los muros es de 100 mm y se utiliza para edificaciones hasta de doce pisos; se encuentran también construcciones de cinco pisos con todos sus muros de 80 mm de espesor. La cuantía de refuerzo en el alma es relativamente baja, varía entre 0.25% y 0.40%, siendo el valor más común la cuantía mínima permitida por el Reglamento NSR-10 (0.25%). Se encuentran diversas configuraciones en los extremos de los muros, que se pueden resumir de la siguiente manera: muros sin refuerzo adicional en los extremos (sin elemento de borde), refuerzo adicional dúctil sin soporte de refuerzo transversal y elementos de borde con refuerzo dúctil soportado por ganchos o estribos cerrados. En todos los casos los elementos de borde son del mismo espesor de los muros (Ortega, 2018). Respecto al nivel de carga axial (ALR) de los muros del primer piso, algunos estudios han reportado que para edificaciones de cuatro pisos esta relación es de 3% a 4% y para edificaciones de doce pisos este valor está entre 7 y 9%, aproximadamente (Ortega et al., 2019; Sánchez & Arteta, 2017). La relación de ALR corresponde al cociente entre la demanda de carga axial sobre la resistencia teórica a compresión del muro $ARL = N / (A_g \cdot f'_c)$, donde: N es la carga axial, A_g el área bruta de la sección transversal del muro y f'_c es la resistencia a la compresión del concreto.

El uso de este sistema estructural, con las características previamente mencionadas, fue posible debido a que los criterios de diseño se basaron en los Reglamentos NSR-98 (AIS, 1998) y NSR-10 (AIS, 2010), los cuales no establecían un espesor mínimo para los muros. El comportamiento estructural de este sistema es incierto puesto que la normatividad en Colombia para concreto estructural corresponde con lo estipulado en versiones previas del ACI 318 (2008), que establecían las provisiones de diseño para el sistema estructural tradicional de muros de concreto reforzado en el cual los espesores son mayores y favorecen las condiciones para el detallado del refuerzo, confinamiento del concreto y estabilidad fuera del plano.

El grupo de investigación G-7, de la Universidad del Valle, elaboró una base de datos para las ciudades de Popayán y Cali, de 121 edificaciones de MDCR (Ortega et al., 2019; Palacios, 2017), con el fin de ampliar el conocimiento sobre el estado actual y las características típicas de este sistema estructural en el país. El análisis estadístico de la base de datos ha permitido establecer los valores típicos de las variables antes mencionadas y su importancia en el desempeño sísmico de estas edificaciones (Ortega et al., 2019). A continuación, se presentan algunos de los resultados más relevantes de la base de datos.

El coeficiente básico de disipación de energía (R_o) usado para el sistema de MDCR, en zona de amenaza sísmica alta, es de siete para edificaciones diseñadas con la Norma NSR-98 y de cinco para las diseñadas con el Reglamento NSR-10 construyéndose edificios de más de quince pisos. En Perú, este sistema estructural denominado “Sistema de muros de ductilidad limitada” está reglamentado y el valor del coeficiente R es de cuatro para edificaciones de hasta siete pisos. La relación de esbeltez h_w/t_w (altura libre/espesor del muro), indicada en la Figura 4a, supera en la mayoría de los casos (98%) el valor recomendado para control de la inestabilidad lateral, ($h_w/t_w < 16$), por códigos normativos como el ACI 318 de 2014, la Norma Chilena NCh433 con su decreto supremo DS60 y la literatura técnica. Los valores promedio obtenidos de la base de datos para edificios de 5, 8 y 10 pisos son de 30.6, 24.5 y 24, respectivamente.

En la Figura 4b se puede observar que el 28% de las edificaciones de la base de datos tiene un espesor menor a 100 mm (mínimo espesor recomendado actualmente por el Reglamento NSR-10) y que el 60% presentan un espesor de 100 mm, con elementos de borde del mismo espesor del alma. Algunos autores (Blandón et al., 2017) sugieren que estos espesores no son suficientes para colocar elementos de borde que permitan confinar el concreto, por el contrario, incrementan la posibilidad de falla por pandeo fuera del plano.

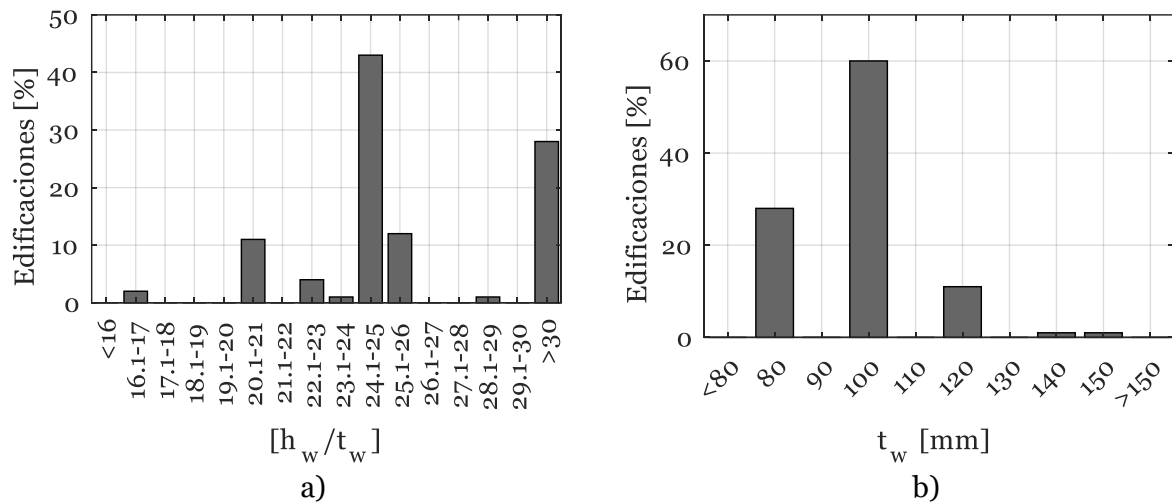


Figura 4. Porcentaje de edificaciones según: a) relación de esbeltez. b) espesor de muros.

La densidad promedio de muros en planta, para las edificaciones de MDCR de Cali y Popayán, está por debajo del 3%, valor mínimo que se ha definido como referente de un buen comportamiento ante eventos sísmicos (Sozen, 1989). Los resultados de la base de datos muestran que, en promedio, para Cali (Figura 5a) la densidad de muros es de 1.87% y 2.36% para los sentidos longitudinal (D_x) y transversal (D_y) de las edificaciones, respectivamente. Para Popayán (Figura 5b) estos valores son de 2.16% y 2.75%, sentido longitudinal y transversal, respectivamente. En general, cerca del 80% de las edificaciones están por debajo del límite recomendado de 3%.

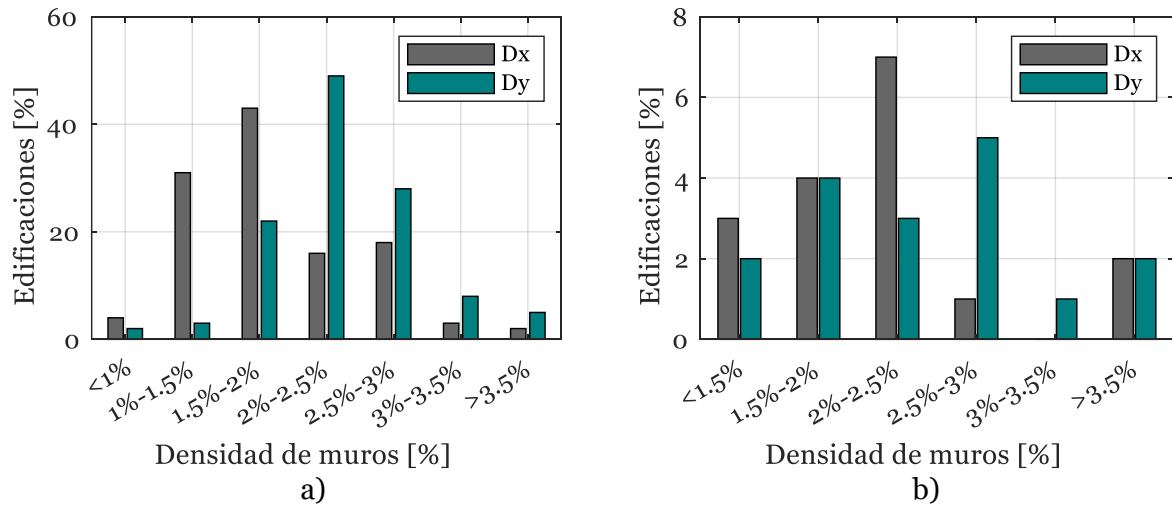


Figura 5. Densidad de muros en planta. a) Cali. b) Popayán.

En la Figura 6 se observa la clasificación de las edificaciones según los rangos del parámetro de rigidez lateral (H/T) propuestos por Guendelman et al. (1997). Alrededor del 30% de las edificaciones de la base de datos (40 edificios) se clasifican como flexibles, es decir, a pesar de la presencia de muros estructurales en ambas direcciones, su rigidez podría ser insuficiente.

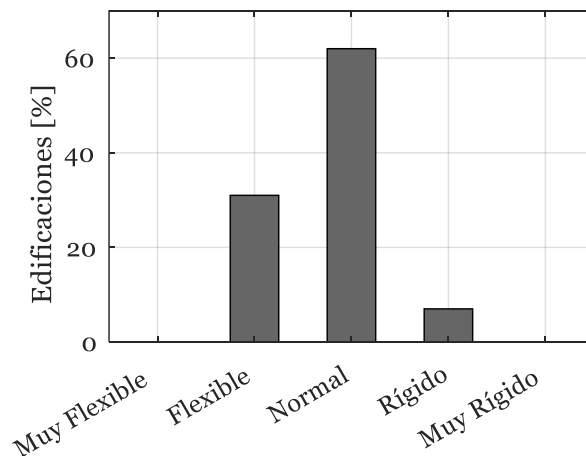


Figura 6. Distribución porcentual de los edificios de Cali y Popayán de acuerdo con los valores recomendados por (Guendelman et al., 2010) para clasificar los edificios según el parámetro H/T.

El análisis de las características anteriormente mencionadas respecto a las recomendaciones reportadas en la literatura técnica sobre el desempeño de estos elementos, así como los requisitos establecidos en la normatividad internacional, sugieren que el sistema constructivo de MDCR puede ser vulnerable ante fuerzas sísmicas de magnitud considerable. Por todo lo anterior y debido a la falta de conocimiento sobre el comportamiento real de estas estructuras ante un evento sísmico, surge la necesidad de evaluar la vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones y analizar las variables que más influyen en su desempeño, con el propósito de conocer cuál es el comportamiento estructural de este sistema con las características representativas de diseño y construcción en Colombia.

Para desarrollar esta investigación se construyeron modelos numéricos de algunas edificaciones representativas de la base de datos de las ciudades de Cali y Popayán. Los modelos fueron ajustados con los resultados experimentales de muros ensayados a carga lateral cíclica y mediante el ajuste de las propiedades dinámicas obtenidas del procesamiento de señales, captadas por vibración ambiental en las edificaciones reales. Con los modelos numéricos se evaluó la vulnerabilidad sísmica, el desempeño y, mediante un análisis paramétrico, se identificó la influencia de las variables de interés en el comportamiento de las edificaciones analizadas.

Con la evaluación numérica de las edificaciones de MDCR se pretende aportar al conocimiento del comportamiento estructural de este sistema en Colombia, lo cual permitirá formular recomendaciones que contribuyan a mejorar su desempeño.

2.2 Formulación

¿Cuál es la influencia del espesor de los muros, la relación de aspecto, la cuantía de refuerzo, el confinamiento y la configuración de los elementos de borde, en el comportamiento sísmico de edificaciones de muros delgados de concreto reforzado representativas del diseño y construcción en Colombia?

2.3 Objetivos

2.3.1 Objetivo General

Evaluar la influencia del espesor de muros, la relación de aspecto, la cuantía de refuerzo, el confinamiento y configuración de los elementos de borde, en el comportamiento sísmico de edificaciones de muros delgados de concreto reforzado representativas del diseño y construcción en Colombia.

2.3.2 Objetivos Específicos

- Modelizar numéricamente edificaciones de MDCR representativas del diseño y construcción en Colombia.
- Evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones mediante un Análisis Dinámico no Lineal.
- Analizar paramétricamente la influencia del espesor de los muros, la relación de aspecto, la cuantía de refuerzo, el confinamiento y la configuración de los elementos de borde, en el comportamiento sísmico de las edificaciones de muros delgados de concreto reforzado.

2.4 Justificación

En Colombia se ha masificado el uso de las edificaciones de MDCR para la construcción de vivienda tanto de interés social (VIS) como no VIS. Según el censo de edificaciones del cuarto trimestre de 2020, (DANE, 2021) las edificaciones de MDCR son el sistema estructural más usado en el país (62%), superando al sistema aporticado (25%) para obras nuevas de apartamentos (Figura 7). En las ciudades donde más se emplea este tipo de construcción son Bogotá (20%), Medellín (13.31%) y Cali (11.47%). Este tipo de construcción se desarrolla principalmente en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, donde reside el 86 % de la población del país, tal es el caso de Santiago de Cali, que se constituye como la ciudad, en Colombia, con el mayor número de habitantes en zona de amenaza sísmica alta (Banco Mundial, 2012; UNGRD, 2016).

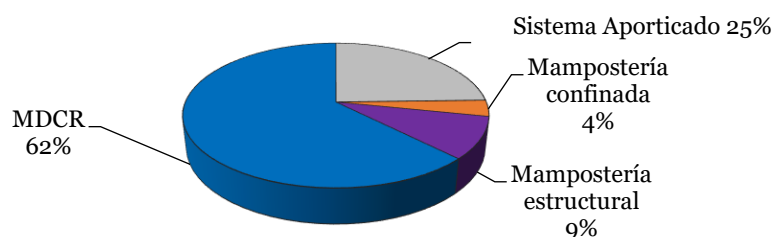


Figura 7. Unidades nuevas de vivienda en proceso por sistemas constructivos - IV trimestre 2020.
Fuente: (DANE, 2021).

A pesar de la acogida por parte del sector de la construcción de este tipo de construcciones, investigaciones experimentales y numéricas sobre MDCR han demostrado deficiencias importantes en este sistema estructural. Actualmente no se tienen estudios experimentales de edificaciones completas, debido a la dificultad y el costo de un ensayo de ese tipo, ni se conoce el desempeño real de estas ante un evento sísmico, por lo cual es necesario realizar evaluaciones numéricas que permitan obtener una idea de la vulnerabilidad de estas edificaciones en el país.

Por otra parte, en un intento por limitar el espesor de los muros de este sistema constructivo en Colombia, se estableció según la Resolución 0017 del 04 de diciembre de 2017 (CAP, 2017), de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, que los muros estructurales de concreto deberán tener un espesor mínimo de 100 mm. Sin embargo, se ha demostrado que un espesor de 100 mm con las características típicas de diseño y construcción en Colombia y sin un confinamiento adecuado en los bordes no garantiza un buen desempeño sísmico (Arteta, 2015).

En cuanto al aspecto económico, las pérdidas ante una catástrofe podrían ser cuantiosas si se tiene en cuenta que un sismo como el ocurrido en el Eje Cafetero, en 1999, ocasionó pérdidas por más de US\$1.590 millones, lo que representó aproximadamente el 1.74% del PIB para ese año, destruyó más de 36 mil viviendas y averió más de 43 mil (UNISDR, 2013). Según Banco Mundial (2012), las pérdidas estimadas por sismo, con un período de retorno de 500 años, serían para Cali de US \$ 6.400 millones.

Por todo lo anterior, se confirma la incertidumbre en el comportamiento sísmico de las edificaciones de MDCR, el riesgo que genera su uso masificado, sin el cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos por el Reglamento NSR-10 y la necesidad de evaluar su comportamiento con las características típicas de diseño y construcción en Colombia. Así, se busca aportar tanto a la industria de la construcción, encargada del diseño y ejecución de este tipo de proyectos, como también al campo académico e investigativo mediante la formulación de conclusiones y/o recomendaciones que permitan un mayor entendimiento de su desempeño estructural.

3 Marco de referencia

El marco teórico que se desarrolla a continuación relaciona los conceptos más importantes que serán considerados en el desarrollo de la presente investigación.

3.1 Aspectos del análisis y diseño de muros de CR según el Reglamento NSR-10

De manera general, el Reglamento NSR-10 establece que el sistema estructural de muros de concreto reforzado, en zona de amenaza sísmica alta, debe disponer de una capacidad especial de disipación de energía (DES). Esta capacidad se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, R_o , que para este sistema puede tomar un valor hasta de 5 y se verá afectado por las irregularidades o ausencia de redundancia de la edificación. Para las edificaciones de muros de concreto reforzado se permite una deriva máxima de 1% o de 1.43%, de la altura de piso, cuando se usan secciones agrietadas en el análisis estructural. La cuantía mínima de refuerzo en los muros, tanto longitudinal como transversal es de 0.25% excepto si V_u excede de $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$. También indica que, si el muro requiere una cuantía de refuerzo vertical mayor a 1%, este refuerzo debe confinarse por medio de estribos laterales, como los exigidos para columnas.

La geometría de los muros en el país es variada, siendo más comunes las formas en tipo C, L, I, T y especialmente las rectangulares, Figura 8.

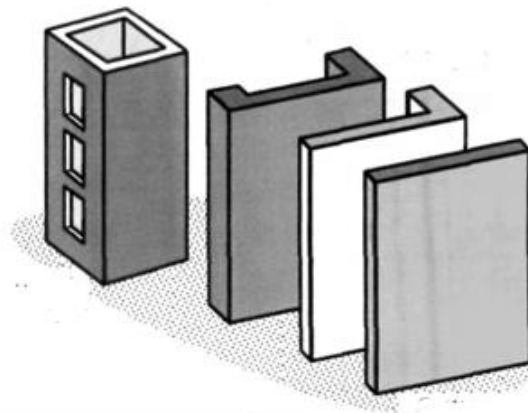


Figura 8. Geometrías típicas de muros de CR

Los requerimientos de diseño de muros estructurales se definen en C.14. Según lo dispuesto allí, el Reglamento NSR-10 permite tres métodos de diseño para muros estructurales de CR, descritos por (Jiménez et al., 2016) de la siguiente manera:

- i. Método empírico de diseño (C.14.4): basado en una carga axial simple, se permite para muros de sección rectangular sin vacíos cuando la resultante de las cargas mayoradas esté localizada dentro del tercio central del espesor del muro y se satisfagan los requisitos de C.14.2, C.14.3 y C.14.5.
- ii. Muros diseñados como elementos en compresión (C.14.4): consiste en diseñar un muro como una combinación de axial, flexión y cortante (C.10 y C.11). En la sección C.10.10 se presenta un método que incluye los efectos de segundo orden mediante la ampliación del momento para verificar la inestabilidad fuera del plano.

- iii. Diseño alternativo para muros esbeltos: este método basado en la iteración de las deflexiones puede utilizarse para verificar la estabilidad, en lugar del método analítico presentado en C.10.10.

Recientemente, la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo – Resistentes, (CAP), expidió la Resolución 0017 del 04 de diciembre de 2017 (CAP, 2017), para aclarar y precisar la aplicación del Reglamento NSR-10. Este documento enfatizó en muchas de las provisiones que deben ser consideradas para garantizar la estabilidad de la edificación y preservar la seguridad de sus habitantes. Algunos de los puntos que definen los requisitos más importantes son los nombrados a continuación.

Espesor mínimo de muros: el Reglamento NSR-10 define que para elementos diseñados con el método i) el espesor mínimo no debe ser menor de $1/25$ de la altura o longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco puede ser menor que 100 mm. El método ii) y iii) no reportan un espesor mínimo. Respecto al espesor de los muros, la CAP precisó que el valor mínimo de 100 mm y $1/30$ de la distancia entre elementos que le proporcionan apoyo lateral, especificado para muros no portantes, no debería ser usado en muros portantes a menos que se sustente debidamente de manera técnica. Además, precisa que el cumplimiento del espesor mínimo o de cualquier mínimo establecido en el Reglamento NSR-10 no es garantía que se esté cumpliendo con los requisitos básicos que deben tener tanto la estructura y todas sus partes tal como lo establece el numeral B.1.2-Requisitos Básicos del Reglamento NSR-10.

Elementos de borde: se precisó la diferencia entre muro y columna, aclarando que un elemento que requiera una cuantía de refuerzo longitudinal superior al 1%, o si este se requiere como refuerzo a compresión, tal elemento debe ser diseñado como una columna con disipación especial de energía (DES). La CAP hace énfasis en que los elementos de borde, cuando sean necesarios, según el método de esfuerzos o de desplazamientos, deben ser construibles, cumpliendo los requisitos de recubrimiento mínimo y que, a pesar de no establecer un dimensionamiento mínimo, las dimensiones mínimas para una columna (300x300mm) son un buen punto de partida para el predimensionamiento de estos elementos, teniendo en cuenta lo indicado en la Figura 9.

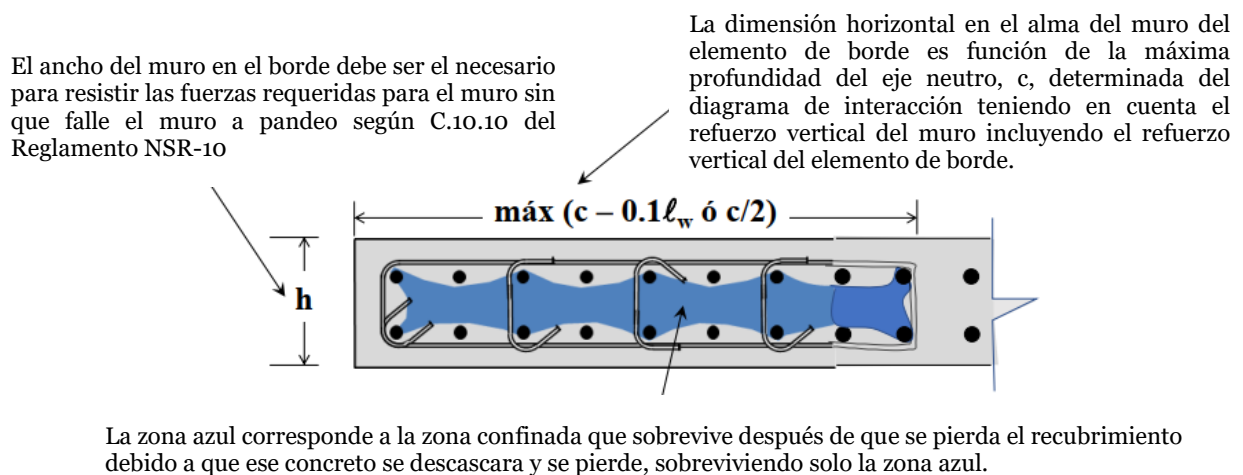


Figura 9. Dimensionamiento de elementos de borde en muros estructurales de CR según el Reglamento NSR-10. Fuente: CAP, 2017.

3.2 Métodos de análisis estructural

Existen métodos de análisis que permiten caracterizar y obtener información útil del comportamiento. Estos métodos deben usarse de acuerdo con el caso de estudio y el alcance requerido en el análisis, la Figura 10 muestra una clasificación típica de los métodos de análisis más reconocidos.

<u>Analysis Type</u>	Linear	Nonlinear
Static	Strength-based	Static-Pushover
Dynamic	Response-spectrum	Time-history

Figura 10. Métodos de análisis estructural. Adaptada de: Wiki CSI.

- **Análisis basado en Fuerza:** conocido también como Fuerza Horizontal Equivalente (FHE), es un procedimiento estático lineal donde los componentes estructurales del modelo analítico se definen con propiedades de rigidez en el rango elástico de tal manera que su resistencia sea adecuada de acuerdo con las condiciones de carga, siendo uno de los métodos más básicos y con menos gasto computacional.
- **Análisis Estático No Lineal (AENL):** también conocido como procedimiento “Pushover” o de plastificación progresiva. Este método está basado en los desplazamientos y consiste en calcular la capacidad de la estructura caracterizada mediante una curva en términos de fuerza y desplazamiento que representa su comportamiento bajo fuerzas incrementales. Brindando información del rango lineal y no lineal mediante el análisis de parámetros de deformación para distintos estados límite de la estructura. Es particularmente adecuado para edificios de altura baja e intermedia donde el comportamiento está dominado por el modo fundamental.
- **Análisis Dinámico Modal Espectral (ADME):** método basado en calcular el valor de las fuerzas estáticas equivalentes en los elementos estructurales, en función del periodo fundamental de la estructura. La fuerza sísmica puede representarse mediante espectros de: aceleración absoluta, de desplazamiento relativo o espectros de energía.
- **Análisis Dinámico No Lineal (ADNL):** conocido también como análisis “Time-history”, permite evaluar de manera más aproximada el efecto de los movimientos sísmicos sobre los edificios considerando el comportamiento inelástico mediante métodos de integración numérica que consisten en integrar las ecuaciones de movimiento en una serie de pasos en el tiempo.

Su enfoque implica una visión más amplia respecto al comportamiento de la estructura, permitiendo contemplar parámetros que difícilmente se podrían evaluar con procedimientos más básicos. Así, realizar un ADNL implica elaborar modelos numéricos apropiados que sean capaces de caracterizar y reproducir el comportamiento no lineal representado en fenómenos como el daño, la degradación de rigidez, la disipación de energía, entre otros parámetros. En modelos tridimensionales de múltiples grados de libertad como los requeridos en esta investigación, el comportamiento dinámico se rige por la siguiente ecuación de movimiento.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) = -M\Gamma\ddot{u}_s \quad (1)$$

En la ecuación (1) $\ddot{u}_s$, $\ddot{u}$, $\dot{u}$ y u son la aceleración del suelo, la aceleración, la velocidad y el desplazamiento del sistema, respectivamente; M es la matriz de masa, C es la matriz de amortiguamiento, K la matriz rigidez, $F(t)$ la fuerza sísmica y Γ el vector de influencia. La solución

numérica de la ecuación de movimiento para múltiples grados de libertad, excitada por una aceleración del terreno, implica utilizar métodos numéricos de solución paso a paso en el tiempo, por lo que es conveniente utilizar programas basados en elementos finitos que permitan emplear métodos de integración directa para la solución.

En Colombia, la gran mayoría del diseño estructural de edificios es realizado mediante un análisis lineal. Este método, no toma en cuenta variables que influyen en el comportamiento real de la estructura; asume que la relación entre cargas y desplazamientos resultantes es lineal, cuando en realidad todas las estructuras se comportan de forma no lineal a partir de un cierto nivel de carga. Por lo tanto, el desarrollo de un modelo no lineal para representar el comportamiento estructural de muros delgados de concreto reforzado resulta necesario y debe considerar fenómenos como la pérdida de resistencia, degradación de rigidez y capacidad de disipación de energía (H. Gonzales & López-Almansa, 2012).

- **Análisis Dinámico Incremental (IDA):** bajo el principio del ADNL, es un procedimiento de análisis que consiste en determinar la respuesta dinámica de la estructura para uno o varios movimientos sísmicos escalados con factores crecientes, obteniendo curvas de capacidad similares a las proporcionadas por un análisis “Pushover” con más exactitud y detalle.

3.3 Comportamiento de los materiales

Partiendo de que las estructuras frecuentemente son sometidas a movimientos oscilatorios con deformación cíclica, se han llevado a cabo, a través del tiempo, pruebas analíticas y experimentales que simulan esta condición sobre elementos estructurales, modelos de estructuras a escala reducida y pequeñas estructuras a escala real. Los resultados de este tipo de pruebas han indicado que el comportamiento fuerza-deformación cíclica para una estructura depende del material y del sistema estructural (Chopra, 2014). Por tal motivo, existen actualmente diversos modelos constitutivos y modelos de histéresis definidos por parámetros que rigen el comportamiento lineal y no lineal del material.

3.3.1 Comportamiento histerético de los materiales

Durante un sismo, los elementos estructurales de las edificaciones pueden presentar comportamiento dominado por flexión, es decir, alta ductilidad y baja pérdida de resistencia, o cortante, donde hay pérdida súbita de resistencia sin desarrollar capacidad de deformación. Para capturar estos efectos en modelos numéricos, el comportamiento de los elementos puede caracterizarse mediante las curvas de histéresis de los materiales.

Existen diversos modelos de histéresis que describen el comportamiento de diferentes tipos de materiales. Estos difieren en la cantidad de energía que disipan en un ciclo dado de deformación, y en cómo el comportamiento de disipación de energía cambia con una cantidad creciente de deformación (CSI, 2017). Algunos de los modelos de histéresis disponibles en programas comerciales como ETBAS son; el modelo de Kinematic, Takeda y Pivot.

Destaca el modelo Pivot propuesto por (Doweel et al., 1998) por ser particularmente adecuado para miembros de concreto reforzado (CSI, 2017). Este modelo es similar al modelo de Takeda y es capaz de simular el estrangulamiento de los ciclos, además debido a sus parámetros adicionales permite controlar la degradación de la rigidez, y aplicar asimetría en sus ramas. Se basa en la observación de que la descarga y la carga tienden a estar dirigidas hacia puntos específicos, llamados puntos de pivote, en el plano de carga-deformación (Figura 11).

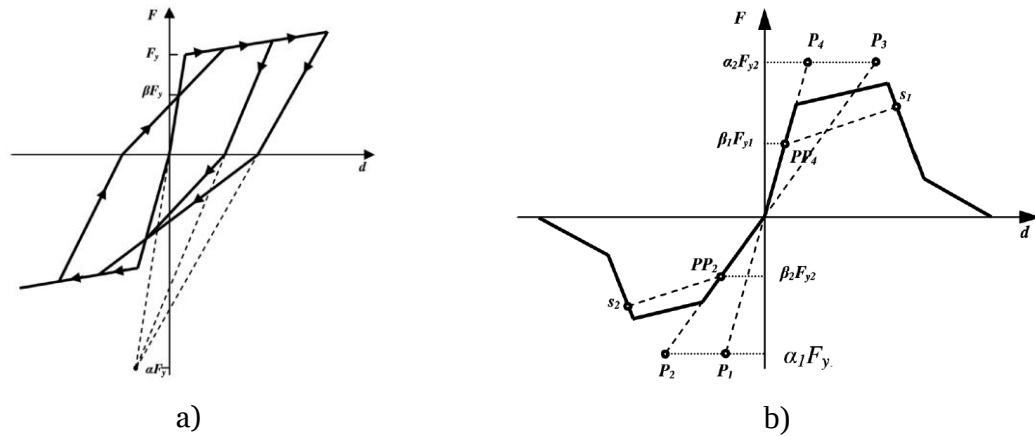


Figura 11. Modelo de histéresis Pívor. a) parámetros básicos, b) puntos pivót y envolvente.

Los parámetros α_1 , α_2 , β_1 , y β_2 definen los puntos de pivote P_1 , P_2 , PP_2 , P_3 , P_4 y PP_4 de acuerdo con lo siguiente:

- α_1 : Localiza el punto de pivót para la descarga a cero de la fuerza positiva
- α_2 : Localiza el punto de pivót para la descarga a cero de la fuerza negativa
- β_1 : Localiza el punto de pivót para la carga inversa desde cero hacia la fuerza positiva
- β_2 : Localiza el punto de pivót para la carga inversa desde cero hacia la fuerza negativa
- η : Determina el grado de degradación de las pendientes elásticas después de la deformación plástica

3.3.2 Modelo constitutivo del concreto

El comportamiento del concreto se caracteriza por presentar resistencia a la tracción y compresión diferenciada, teniendo mayor capacidad para soportar esfuerzos a compresión. Por lo que, en elementos estructurales, es necesario reforzar con acero, de tal manera que este resista las fuerzas de tensión inducidas por las fuerzas de diseño. Para fines de análisis, modelado y diseño de estructuras de concreto reforzado, además de la resistencia máxima a esfuerzos de compresión del concreto, es necesario definir propiedades mecánicas como las deformaciones unitarias máximas y últimas del material, para esto debe construirse la curva esfuerzo-deformación. Existen diversos modelos analíticos que describen las curvas esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado, entre los más aceptados se encuentran: modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado, modelo de Kent y Park (1971), modelo de Park modificado (1982) y modelo de Mander et al. (1984) para concreto confinado y no confinado (Escamilla García, 2010).

Uno de los más utilizados para definir la curvas de esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado es el propuesto por Mander et al., (1988), Figura 12.

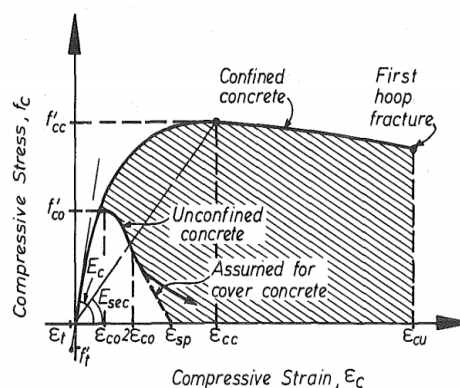


Figura 12. Curva esfuerzo-deformación a compresión para el concreto. Fuente: Mander et al., (1989).

En este modelo la curva esfuerzo deformación está definida por las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_c = 4700 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPa} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

f'_{cc} : resistencia máxima a compresión del concreto confinado

f'_{co} : resistencia máxima a compresión del concreto no confinado

ε_{cc} : deformación unitaria, asociada a la resistencia f'_{cc} del concreto confinado

ε_{co} : deformación unitaria, asociada a la resistencia f'_{co} del concreto no confinado.

ε_c : deformación unitaria a compresión del concreto

ε_{cu} : deformación unitaria última del concreto

ε_{sp} : deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto

E_c : módulo de elasticidad del concreto confinado

E_{sec} : módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo f'_{cc}

Para secciones rectangulares la resistencia máxima a compresión f'_{cc} se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f'_{cc} = \lambda f'_{co} \quad f_{lex} = \frac{A_{sx}}{s d_c} k_e f_{yh} \quad f_{ley} = \frac{A_{sy}}{s b_c} k_e f_{yh}$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

Donde:

λ : factor de esfuerzo confinado (f'_{cc}/f'_{co})

f_{lex} : fuerza lateral de confinamiento en dirección x

f_{ley} : fuerza lateral de confinamiento en dirección y

A_e : área confinada efectiva

k_e : factor de confinamiento efectivo

A_{sx} : área de refuerzo transversal paralela al eje x

A_{sy} : área de refuerzo transversal paralela al eje y

ρ_{cc} : relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinada

s : separación de estribos

En la Figura 13 se muestra un esquema de confinamiento típico para una sección rectangular y el esquema con el cual se determina el factor de esfuerzo confinado (λ) para elementos de sección cuadrada o rectangular.

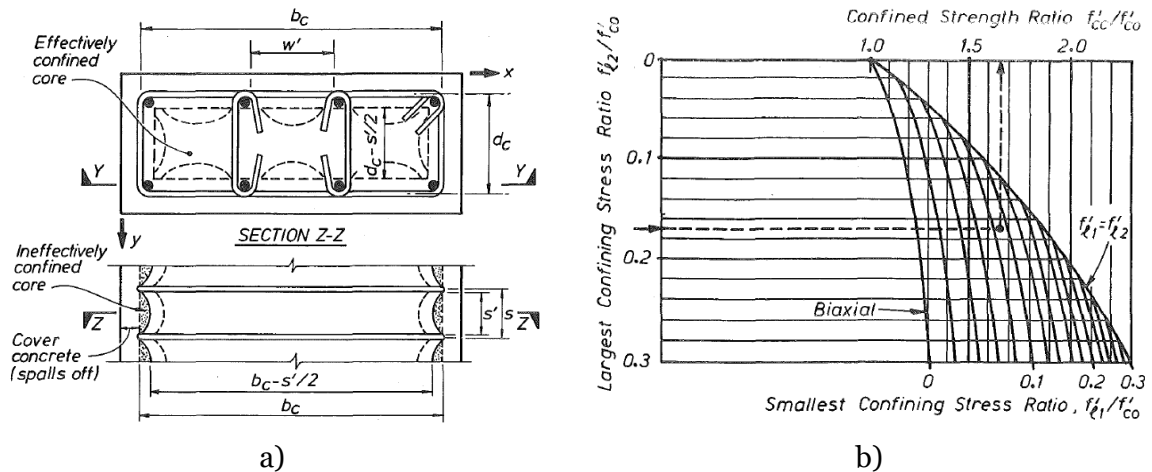


Figura 13. a) Núcleo de concreto confinado de sección rectangular, b) Factor de confinamiento efectivo $\lambda = f'_{cc}/f'_{co}$. Fuente: Mander et al. (1988).

3.3.3 Modelo constitutivo del acero

El acero es un material que posee gran resistencia a fuerzas de tensión, y se utiliza en el diseño estructural de elementos de concreto reforzado para compensar la baja resistencia a tensión del concreto y resistir las fuerzas de diseño.

Existen varios modelos que describen la curva esfuerzo-deformación del acero y a excepción del modelo elastoplástico perfecto, que ignora la capacidad del acero para soportar esfuerzos mayores a los de fluencia, se diferencian principalmente en la forma de definir la rama de endurecimiento por deformación, aquella que inicia después de la zona de fluencia, como se indica en la Figura 14. Entre los modelos analíticos más aceptados se encuentran: el modelo de Park & Paulay (1975), modelo de Mander (1984), modelo de Ahmad & Shah (1985) y el modelo de Menegotto & Pinto (1973), (Escamilla García, 2010).

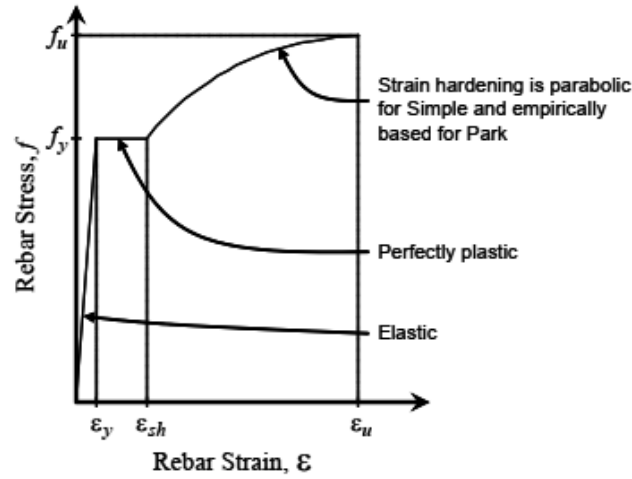


Figura 14. Curva paramétrica esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo (Park & Paulay, 1975).
Fuente: (Computers and Structures (CSI), 2008).

Programas basados en elementos finitos desarrollados por CSI, entre otros, disponen del modelo constitutivo propuesto por (Park & Paulay, 1975), (Figura 14). Este modelo considera el endurecimiento por deformación (comportamiento inelástico) en la zona definida por el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_u$, donde ϵ_{su} es la deformación última y ϵ_{sh} es la deformación donde se inicia el endurecimiento del material, fenómenos importantes en el comportamiento no lineal de las estructuras. Los esfuerzos en la zona de endurecimiento por deformación se calculan con la siguiente ecuación:

$$f_s = \left[\frac{m \cdot u + 2}{60u + 2} + \frac{(60 - m)u}{2(30r + 1)^2} \right] f_y$$

Donde:

$$m = \frac{\frac{f_u}{f_y} (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}, \quad r = \epsilon_u - \epsilon_{sh}, \quad u = \epsilon_s - \epsilon_{sh}$$

3.4 Método de los Elementos Finitos

Para calcular la respuesta ante perturbaciones externas o internas mediante un ADNL, los softwares especializados en modelización y análisis computacional, en su mayoría, utilizan el Método de los Elementos Finitos (MEF). Este método se encarga de resolver ecuaciones diferenciales ecuación (1) teniendo en cuenta condiciones de contorno, que describen el contexto del problema físico o matemático en cuestión. Generalmente, se utilizan discretizaciones que permiten reducir grados de libertad a través de particiones, formando subdivisiones con puntos de interés denominados “nodos”, con el fin de demandar menor capacidad computacional, característica que toma importancia a la hora de realizar un análisis, ver Figura 15. Una propiedad importante del método es la convergencia; si se consideran particiones de elementos finitos sucesivamente más finas entonces la solución numérica calculada va a converger hacia la solución exacta del sistema de ecuaciones.

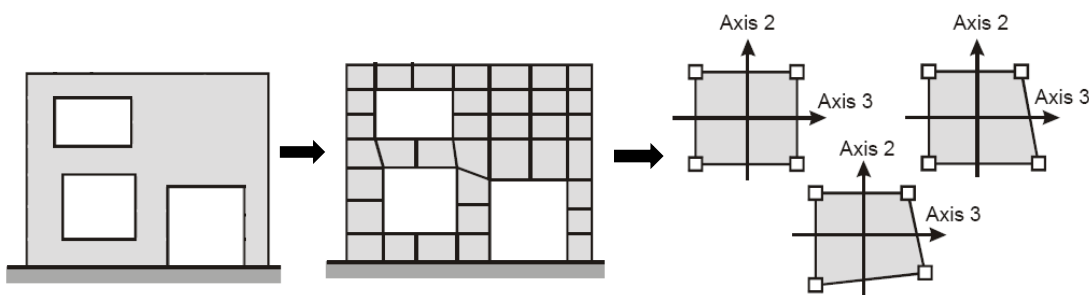


Figura 15. Discretización de un muro en elementos finitos.

3.5 Modelización numérica

Con el auge del diseño basado en desempeño o desplazamiento, se requieren maneras de determinar el comportamiento realista de las estructuras bajo incursiones fuera del campo elástico. Por lo cual, modelos numéricos que consideren el comportamiento no lineal podrían desempeñar un papel importante en el diseño sísmico de edificios nuevos y existentes. En la Figura 16 se muestra la idealización de métodos existentes para la modelización de muros de CR.

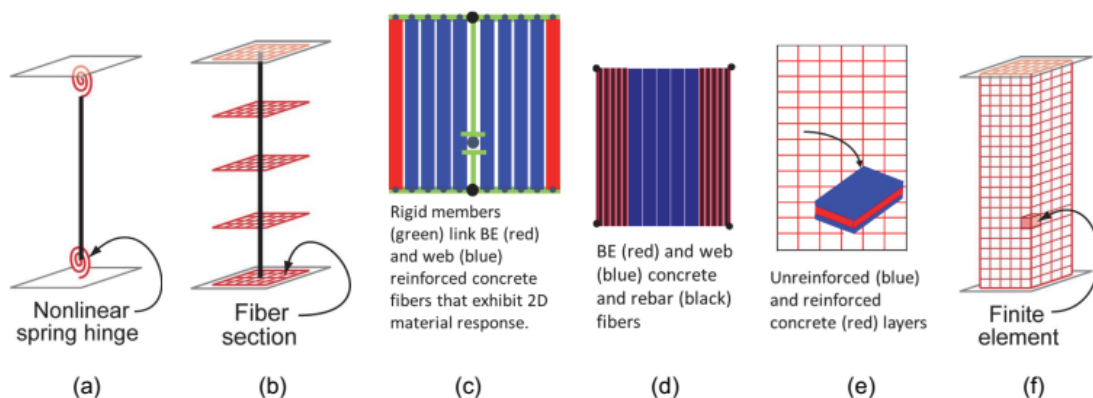


Figura 16. Idealización de modelos usados para simular la respuesta no lineal de muros de concreto reforzado. a) modelo de rótula plástica, b) elemento tipo fibra, c) elemento viga-columna ancha con interacción flexión-cortante, d) elemento fibra tipo Shell, e) elemento tipo Shell Layered (capas) y f) elemento continuo 3D. Fuente: (NIST, 2014).

Principalmente se han desarrollado dos tipos de modelos numéricos, clasificados según Jalali & Dashti (2010) en: modelos microscópicos y modelos macroscópicos. Los modelos microscópicos están basados en el método de los elementos finitos y permiten una interpretación detallada del comportamiento local. Se caracterizan por una alta demanda computacional y cierto grado de complejidad en su desarrollo e interpretación de resultados. Los trabajos desarrollados por (Dashti et al., 2017; Sengupta & Li, 2014) son buenos ejemplos de este tipo de modelización. Por su parte, los modelos macroscópicos capturan el comportamiento general con buenas aproximaciones y pueden llegar a ser más prácticos. Aunque presentan ciertas limitaciones a la hora de calcular deformaciones y capturar adecuadamente la interacción flexión-cortante (Tran, 2012); además de no estar, en su mayoría, implementados en plataformas computacionales de uso común (Koložvari et al., 2015). Trabajos como los de Koložvari et al. (2015), Orakcal & Wallace (2004) son realizados con este tipo de modelos. En la Tabla 1 se muestran algunas referencias de los modelos numéricos disponibles más utilizados para el análisis del comportamiento sísmico de muros de CR.

Tabla 1. Modelos numéricos para el análisis de edificios de muros de CR.

MACRO MODELOS	Referencia	MICRO MODELOS	Referencia
Analogía de una cercha	(Vallenas et al., 1979)	Método de los elementos finitos (p.ej. elemento continuo 3D, Shell Layered)	(Dashti et al., 2017; Deierlein et al., 2010; Xie et al., 2014)
Elemento TVLEM	(Otanl et al., 1984)		
Elemento MVLEM	(Colotti, 1993; Koložvari, 2013)	Elemento lineal con sección de fibras	(Fragiadakis & Papadrakakis, 2008; Martinelli & Filippou, 2009)
Elemento SFI-MVLEM	(Koložvari et al., 2015)		

3.6 Modelo numérico Shell Layered

ETABS permite modelizar muros de concreto reforzado mediante objetos tipo área llamados Shell Layered. Esta formulación consiste en representar la sección transversal de un elemento, en la dirección del espesor, en distintas capas equivalentes, tal como se observa en la Figura 17. Cada capa se define con una ubicación, espesor, comportamiento y material independientes (CSI, 2017). Un elemento Shell en capas puede considerarse lineal, no lineal, o con comportamiento de material mixto. En este sentido, un muro de concreto reforzado puede subdividirse en capas paralelas donde unas corresponderán al concreto confinado, al no confinado y otras al refuerzo.

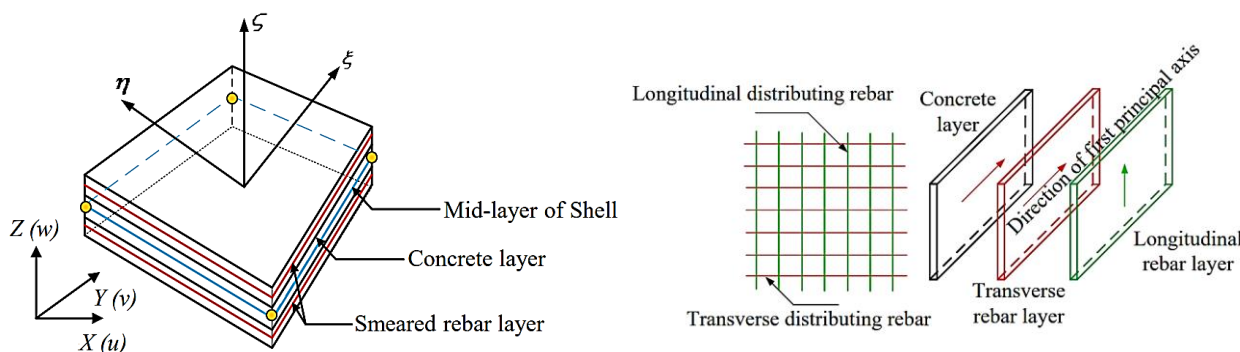


Figura 17. Representación del concreto y acero de refuerzo en un modelo Shell Layered. Fuente: (Xie et al., 2014).

Para definir una sección tipo Shell Layered en ETABS, deben especificarse para cada capa los siguientes parámetros:

- Nombre de capa, espesor, material
- Distancia de capa: distancia desde la línea de referencia de la sección, hasta el centro de la capa nueva.
- Tipo de capa (comportamiento): Membrana, Plate o Shell.
- Número de puntos de integración
- Ángulo de material de capa: medido respecto al eje del elemento o línea de referencia de la sección transversal.
- Comportamiento del material de la capa: acoplado o direccional. Un comportamiento tipo direccional es una opción práctica que permite escoger el comportamiento de las componentes direccionales del material. La elección de Acoplado forzará a que todas las tres componentes del material sean no lineales.
- Componente de material (S11, S22, S33): puede escogerse un comportamiento lineal, no lineal o inactivo para cada componente del material de la capa.

3.7 Ajuste de modelos

El principal propósito de un modelo es predecir la respuesta del sistema analizado ante cambios y/o perturbaciones externas o internas. Sin embargo, se ha observado una correlación deficiente entre las predicciones de modelos computacionales y los resultados obtenidos a partir de estudios experimentales. Si bien los datos experimentales poseen errores que pueden provocar una baja correlación entre estos y las predicciones, la teoría de ajuste de modelos supone que los principales causantes del desacuerdo teórico-experimental son los errores en la modelización (Vélez et al., 2009).

Existen diversos tipos de ajustes, por ejemplo, en el trabajo Vélez et al., (2009) se mencionan métodos como: optimización directa, que se basan en el uso de tres cantidades, los datos modales experimentales y las matrices de masa y rigidez del modelo analítico, conocida una de las tres se ajustan las demás; métodos iterativos con el uso de datos modales; métodos iterativos con el uso de funciones de respuesta en frecuencia; optimización (implica una función objetivo) y otros como: análisis probabilístico, redes neuronales y algoritmos genéticos.

Para las edificaciones, generalmente conviene evaluar correlaciones en curvas de demanda-capacidad (D/C), como las curvas de histéresis de los elementos estructurales, formas modales mediante el uso de criterios de comparación como el Modal Assurance Criterion (MAC), y propiedades dinámicas (periodos, frecuencias, amortiguamientos). Es común realizar pruebas de vibración ambiental que permitan conocer las propiedades dinámicas de la estructura real para posteriormente ajustar el modelo analítico respecto a estas propiedades. Así, una forma particular (derivada de la optimización) de ajustar modelos numéricos, aplicable a modelos numéricos de edificaciones de MDCR, consiste en utilizar una función objetivo que, a través de variación u optimización controlada de parámetros en los modelos, como por ejemplo la rigidez, en términos del grado de agrietamiento, entre otros parámetros, permita calcular y comparar parámetros o resultados analíticos con experimentales. Esto puede lograrse mediante una Interfaz de programación de aplicaciones (API) que permita la interacción de dos o más programas computacionales.

3.8 Vulnerabilidad Sísmica

La vulnerabilidad sísmica hace referencia a la susceptibilidad que una estructura presenta frente a posibles daños en sus elementos estructurales o no estructurales que la mantienen en pie ante un sismo intenso en conjunto con las cargas gravitacionales. Como resultado de un estudio de vulnerabilidad sísmica suele obtenerse un índice de daño o de calificación que caracteriza la degradación que sufriría una estructura de una tipología estructural dada, sometida a la acción de un sismo y demás cargas presentes.

Tradicionalmente, el diseño sísmico de edificios consta de un proceso en el cual se hace un prediseño, se siguen las recomendaciones de la norma y luego se confirma el prediseño, esto ha hecho que el ingeniero estructural se limite al cumplimiento de los códigos normativos y deje de lado u olvide otros factores que también son causa de fallas. Por ejemplo, Guendelman et al. (1997) señalan que no deben quedar ausentes del análisis consideraciones como: detección de mecanismos potenciales de falla, evaluación de las debilidades de la estructuración del edificio (peligrosidad estructural), situaciones de exposición sísmica de la estructura durante el proceso de construcción, y la vulnerabilidad sísmica.

Para evaluar numéricamente la vulnerabilidad sísmica de una estructura existente es necesario emplear y desarrollar un tipo de análisis estructural que permita evaluar su comportamiento. Uno de los métodos más sofisticados para un análisis estructural es el ADNL, por su alcance, consideraciones de análisis y buena aproximación al comportamiento real de la respuesta máxima. Programas comerciales como ETABS, SAP200, PERFORM-3D, entre otros, permiten desarrollar este tipo de análisis e incorporan en su software herramientas cada vez más propicias para la construcción de modelos no lineales. Por ejemplo, características recientes de SAP2000 y ETABS permiten elaborar modelos para análisis inelásticos por medio de elementos de área tipo Shell con la herramienta “Multi-Layer Shell Element”, facilitando un seguimiento del comportamiento de los materiales que componen el modelo. También, el software Perform3D, uno de los más potentes para realizar análisis inelásticos, brinda, entre muchas funciones, la posibilidad de realizar modelos de fibras para los muros contemplando gran variedad de parámetros en los modelos constitutivos de los materiales y modelos de representación numérica de los elementos.

El Reglamento NSR-10, en el capítulo A.10, establece los criterios y aspectos para tener en cuenta en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación existente. El procedimiento tiene como finalidad comprobar si el comportamiento estructural de la edificación en su estado actual, sometida a solicitaciones sísmicas, satisface los requerimientos mínimos establecidos en la norma. La metodología, consta de las siguientes pautas:

a) Información previa

- Recopilación de la información preliminar de la estructura existente: planos de diseño, detalles y especificaciones técnicas, estado del sistema estructural.

b) Criterios de evaluación

- Solicitaciones equivalentes
 - Determinación del nivel de amenaza sísmica y movimientos del suelo
 - Clasificación del sistema estructural y coeficiente de capacidad de disipación de energía R.
 - Fuerzas sísmicas de diseño y cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas
 - Análisis estructural (ADME, ADNL)
 - Evaluación de derivas y obtención de las solicitaciones equivalentes

- Relación entre demanda y capacidad de los elementos estructurales y la estructura
 - Resistencia existente y resistencia efectiva: la resistencia existente se define como el nivel de fuerza o esfuerzo al cual el elemento deja de responder en el rango elástico o el nivel al cual los materiales frágiles llegan a su resistencia máxima. La resistencia efectiva es la resistencia existente afectada por un coeficiente de reducción que toma valores, dependiendo del estado de la edificación y/o calidad del diseño o la construcción de la edificación, de 0.6 (mala), 0.8 (regular) o 1.0 (buena).
 - Índice de sobreesfuerzo: el índice de sobreesfuerzo se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva del elemento estructural para soportar dichas solicitaciones. Los valores mayores a uno indican que la estructura probablemente fallará, y los menores a uno indican que esta probabilidad no existirá.
 - Índice de flexibilidad: el índice de flexibilidad se define como la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento NSR-10 para cada piso o elemento estructural.

c) Análisis de vulnerabilidad

- Definición del índice de sobreesfuerzo general de la edificación
- Definición del índice de flexibilidad general de la edificación

3.9 Nivel de desempeño de una edificación

En Colombia el Reglamento NSR-10, se limita a calcular las fuerzas y desplazamientos dentro del rango elástico aplicando un factor de reducción para contemplar el comportamiento sísmico inelástico. Este enfoque no tiene en cuenta de manera directa la respuesta real del comportamiento de una estructura, por lo que, acudir al estudio del comportamiento sísmico no lineal mediante un análisis por desempeño, sugiere un enfoque más realista del comportamiento sísmico no lineal.

El nivel de desempeño, según el ATC-40, (1996), representa una condición límite establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad posterior al terremoto. No obstante, el desempeño exitoso de las edificaciones en niveles altos de sismicidad depende en mayor medida de una combinación de resistencia, ductilidad y la presencia de un sistema de resistencia de fuerzas laterales que esté totalmente interconectado, equilibrado y completo (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Como referencias del análisis de desempeño de edificaciones existen: El Comité VISION 2000 – SEAOC (1995), ATC -40 (1996), FEMA 273 (1996) / 356 (2007) y ASCE 41 (en sus versiones 06, 13 y 17), entre otras. Actualmente, la norma más reciente del análisis por desempeño es el “*Seismic Evaluation and retrofit of Existing Buildings*” (ASCE/SEI 41-17, 2017). Usualmente la evaluación del desempeño se realiza sobre los siguientes niveles:

- Ocupación Inmediata (IO): estado de daño posterior a un terremoto en el que una estructura presenta daños leves, pero permanece segura para ser ocupada y esencialmente conserva su resistencia y rigidez previas al sismo, (ASCE/SEI 41-17).

- Seguridad de Vida (LS): estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene componentes dañados, pero conserva un margen de seguridad contra el inicio de un colapso parcial o total, no hay pérdidas humanas (ASCE/SEI 41-17).
- Prevención del Colapso (CP): se define como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene componentes dañados y sigue soportando cargas gravitatorias, pero no conserva ningún margen contra el colapso, (ASCE/SEI 41-17). La estructura pierde rigidez y resistencia produciendo deformaciones permanentes se supone que en este nivel de daño existen pérdidas de vida.

Para los componentes estructurales como vigas, columnas y muros de una edificación de CR, las normas técnicas como el ASCE/SEI 41, FEMA 356 y resultados de campañas experimentales han permitido a lo largo del tiempo establecer parámetros de modelización no lineal y criterios de aceptación, teniendo en cuenta aspectos como la carga axial, el esfuerzo a cortante y presencia o ausencia de elementos de borde. Los criterios de aceptación para procedimientos no lineales se evalúan, en general, sobre las curvas fuerza-deformación (Figura 18) simplificadas, encargadas de describir la incursión en el rango no lineal de las rótulas plásticas de los elementos, con límites preestablecidos.

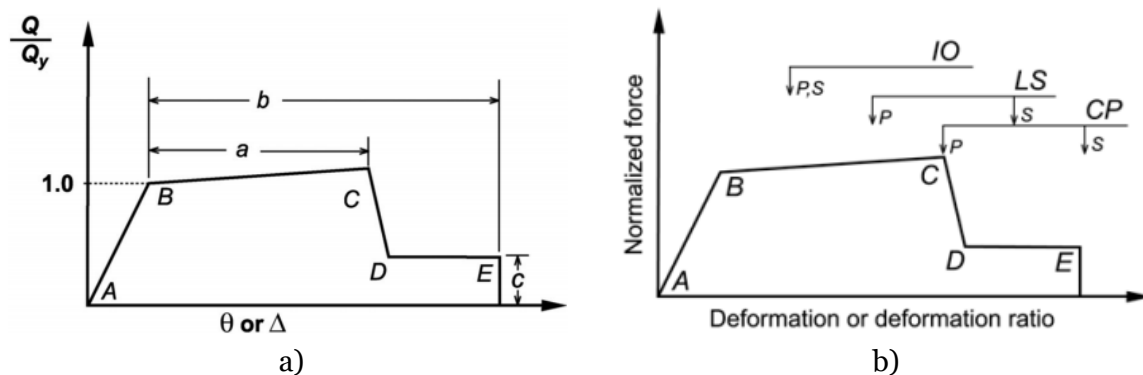


Figura 18. Relación generalizada Fuerza–Deformación para elementos de concreto reforzado. a) deformación, b) criterios de aceptación para deformación de un elemento.

Sin embargo, algunos de los criterios de aceptación presentes en las normas técnicas resultan ser no apropiados para la evaluación del desempeño de, por ejemplo, muros delgados de CR, debido a que los resultados experimentales provienen de muros con diferentes lineamientos constructivos y de diseño. Por tal motivo campañas experimentales y numéricas recientes como las desarrolladas por (Carrilo et al., 2018; CEER, 2018; H. Gonzales & López-Almansa, 2012; Ortega et al., 2019) han brindado información esencial sobre el comportamiento estructural de muros delgados de CR armados con malla electrosoldada y refuerzo convencional, en términos de resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Esto ha permitido establecer estados límite de daño más realistas para evaluar el comportamiento sísmico de edificios representativos de este sistema constructivo. Un ejemplo de esto es la propuesta de Gonzales & López-Almansa (2012) quienes proponen los parámetros de la Tabla 2 como aquellos que permiten cuantificar la degradación estructural en edificaciones de MDCR.

Tabla 2. Umbrales de daño para edificios con muros delgados. Fuente: Gonzales & López-Almansa (2012)

No.	Parámetro	Valores definidos para cada nivel de comportamiento		
		IO	LS	CP
1	Deformación de cortante en vigas de acoplamiento	0.005	0.01	0.02
2	Rotación de la región de rótula plástica situada en la base de los muros (rad)	0.002	0.004	0.008
3	Desplazamiento máximo entre plantas	0.0025	0.00375	0.005
4	Deformación del acero en el extremo de los muros de la base, región de rótula plástica	-	0.01	-
5	Deformación del acero en el extremo de los muros de las plantas superiores	-	0.00315	-
6	Desplazamiento máximo entre plantas (E.030)	-	0.005	-
7	Deformación a compresión del hormigón en los extremos inferiores de los muros de la base	-	-	0.002
8	Deformación a compresión del hormigón en los extremos superiores de los muros de la base	-	-	0.002
9	Tensión tangencial media en los muros (MPa)	-	-	2

La literatura técnica y campañas experimentales sobre muros estructurales de CR sugieren que cuantificar el desempeño sísmico mediante parámetros como la rotación de la rótula plástica, las deformaciones del concreto y del acero, la deriva, entre otros, es una de las mejores alternativas. Para esto es necesario modelizar correctamente los elementos estructurales. Para muros de CR es importante discretizar correctamente la zona de plastificación donde ocurrirán las mayores rotaciones y deformaciones unitarias. Usualmente esta zona se extiende hasta una altura $L_p=2.5t_w$ (Kazaz et al., 2012) donde t_w es el espesor del muro o $L_p=0.5L_w$ donde L_w es la longitud del muro, la Figura 19 es una representación de esta recomendación.

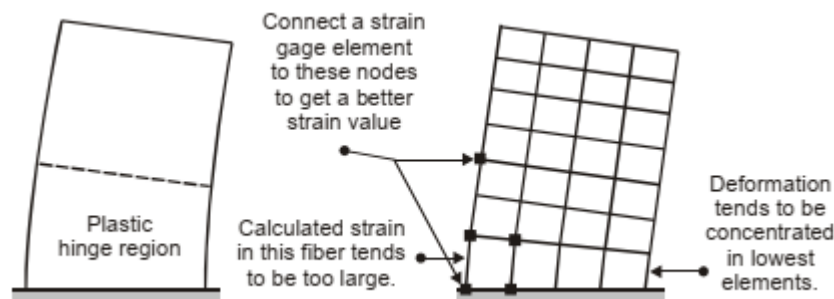


Figura 19. Zona de rótula plástica. a) Muro real. b) Modelo analítico. Fuente: (Computers and Structures (CSI), 2018).

4 Antecedentes y Estado del Arte

En los últimos años varios autores han desarrollado estudios contemplando la parte analítica (modelos numéricos) y experimental de los MDCR, obteniendo resultados que sugieren un desempeño limitado del sistema estructural ante fuerzas sísmicas. Lo anterior ha conducido a nuevos proyectos, enfoques de investigación y, en algunos países, a reformas o actualizaciones de los códigos de construcción sismorresistentes. A continuación, se recopilan los antecedentes de investigación más relevantes respecto al desempeño de las edificaciones de MDCR y a las variables que más podrían influir en su comportamiento.

Jünemann et al. (2010) en su artículo “Características de los edificios de muros de corte de concreto reforzado dañados durante el terremoto de Chile en 2010”, consolidaron y analizaron una base de datos con información sobre 34 edificios dañados durante el terremoto; estos representaban el 72% de los edificios de CR de más de 9 pisos que sufrieron daños de moderados a graves. En el documento se expone que la mayoría de los daños se produjeron en los edificios de gran altura más nuevos (después del año 2000), causados en parte por el uso de muros cada vez más delgados en edificios cada vez más altos. El análisis de la base de datos de edificios dañados sugiere que lo que realmente ha cambiado es: i) los edificios tienden a ser más altos en promedio; ii) los espesores de las paredes han disminuido; iii) los edificios son más delgados; y iv) los edificios tienden a tener grandes irregularidades verticales, especialmente en el nivel del suelo (sótanos). Añade que todas estas características pueden resultar en altas cargas axiales en los muros debido a los efectos de la gravedad, los cuales se incrementan aún más con la presencia de cargas sísmicas. Se destaca que el parámetro de densidad de muros en planta fue el principal responsable del buen comportamiento de las edificaciones en el terremoto de 1985, pero que este no garantiza un comportamiento similar si se ignora la importancia de parámetros como el espesor de muros y el nivel de carga axial (ALR).

Gonzales & López-Almansa (2012) con el propósito de analizar el rendimiento sísmico de los edificios de MDCR y proponer criterios preliminares de diseño e identificación de nuevas necesidades de investigación, desarrollaron un trabajo investigativo sobre siete edificios proyectados para vivienda en Perú, representativos de las situaciones típicas del sistema en países como Colombia, Ecuador, México, Perú, entre otros. En su trabajo evaluaron la vulnerabilidad sísmica mediante análisis dinámico no lineal (ADNL) y análisis estático no lineal o “Pushover”. Las edificaciones fueron modelizadas en el software PERFORM 3D por su potente capacidad para realizar análisis no lineales. Los resultados obtenidos muestran que en cinco de los siete edificios las resistencias sísmicas fueron insuficientes respecto a los límites de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP). En la mayoría de los casos los daños en los límites IO, LS y CP se alcanzaron en las vigas de acoplamiento; en consecuencia, concluyen que modificaciones sencillas y económicas de las vigas de acoplamiento podrían proporcionar mejoras relevantes en el comportamiento sísmico de estos edificios. El modo de falla siguiente correspondió a la flexión de los tramos inferiores de los muros.

Kazaz et al. (2012) investigaron los límites de deformación (deriva, rotación plástica y curvatura) de muros estructurales en los estados límite de fluencia y último, realizando un estudio paramétrico numérico mediante elementos finitos sobre modelos de muros en voladizo aislados. Las variables principales del estudio paramétrico fueron la relación entre el esfuerzo cortante y la longitud del muro, la longitud del muro, la relación de carga axial, el esfuerzo cortante normalizado, la cantidad de refuerzo horizontal del alma y la cantidad de refuerzo longitudinal en el límite confinado de los modelos de muros estructurales. Como conclusión principal encontraron que la longitud del muro y el refuerzo en los elementos de borde son los parámetros que más afectan la deformación de fluencia y parámetros como la carga axial, refuerzo horizontal y relación “Shear Span” ($M/V \cdot L_w$) se relacionan en mayor medida con la capacidad de deformación última.

Por su parte, Ignacio (2013) realizó un análisis de sensibilidad de muros buscando calibrar expresiones analíticas a partir de modelos numéricos (de muros de distintas tipologías) constituidos por fibras, en el software libre OpenSees, y poder obtener el nivel de daño en los muros con las variables calibradas. Las variables estudiadas correspondieron a: longitud de muros, carga axial, cuantía de refuerzo en los elementos de borde, variación en altura de cuantía de refuerzo del elemento de borde, cuantía de refuerzo en el alma, propiedades del acero y del concreto, acoplamiento y número de pisos. Concluyó que los parámetros que más influyen son el nivel de carga axial y las cuantías en los elementos de borde.

Jiménez et al. (2016) realizaron un estudio de vulnerabilidad sísmica a tres edificios (A, B, C) representativos de muros de CR ubicados en Colombia. Siguiendo el procedimiento estándar establecido en el Reglamento NSR-10 para evaluación de edificaciones existentes, calcularon la relación demanda-capacidad de los edificios mediante modelos lineales realizados en ETABS e implementando dos métodos de análisis: Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) y Análisis Dinámico Modal Espectral (ADME). A partir de los resultados de los análisis lineales se observó que dos de los tres edificios no cumplieron con los requisitos de demanda-capacidad requeridos por el código sísmico. Específicamente, para el 22% de los muros para el edificio A y el 15% de los muros para el edificio C, la demanda sísmica calculada superó la capacidad; los muros más críticos se encontraron en la base de la estructura.

Otro estudio detallado, en cuanto al comportamiento de muros de CR en un edificio, fue desarrollado por Bustos (2016); su trabajo consistió en la modelización de un edificio habitacional típico chileno de 32 pisos, del cual se tenían registros de aceleraciones producidas por las réplicas del sismo de magnitud 8.8 (Mw) de 2014 en Iquique. Se construyeron modelos elásticos e inelásticos en ETABS y Perform3D, respectivamente, se ajustaron mediante la comparación de parámetros modales y desplazamientos entre los modelos y los resultados del procesamiento de los registros vibratorios captados de forma real en el edificio. En Perform3D se generaron modelos lineales, modelos con rótulas plásticas en los refuerzos de la losa de acople y modelos que, además de lo anterior, presentaban fibras en la base de todos los muros. Mediante el análisis de los muros más representativos se observó que los desplazamientos laterales, las rotaciones en losa y los esfuerzos internos, ante un registro amplificado, se reducen entre 20 y 50% en el modelo de fibras, respecto al modelo elástico. Se determinó que la razón entre momento flector y corte en la base de los muros disminuye de $2h_w/3$ para los modelos aislados lineales, a $h_w/3$ para los modelos acoplados no lineales. Además, se comprueba que el sistema acoplado mantiene deformaciones inelásticas en la base de los muros, generando la primera fluencia de forma temprana en los más largos.

También destaca el estudio realizado por Sánchez & Arteta (2017) donde se presenta y analiza una base de datos de 28 edificios construidos con el sistema de muros delgados de CR en la ciudad de Armenia, Colombia. El análisis estadístico de la base de datos permitió establecer cuáles son los muros representativos de las prácticas de construcción en zona de amenaza sísmica alta en el país. En su estudio encontraron que el muro tipo tiene un espesor de 120 mm, detallado de refuerzo implementado en una sola capa con malla electrosoldada, sin elementos de borde; pero con refuerzo adicional en el extremo en algunos casos, una longitud del alma en el rango $4 \leq L_w \leq 5$ metros, y una carga axial gravitacional típica del 8% de la capacidad nominal del concreto de la sección transversal ($0.08A_g f_c$): donde A_g es el área bruta de la sección transversal y f_c la resistencia a compresión del concreto.

Recientemente, Palacios (2017) realizó un estudio en la ciudad de Cali, presentando un inventario de las edificaciones cuyo sistema constructivo consistiera en MDCR. Para estas edificaciones identificó parámetros como: año de diseño, norma de diseño, tipología estructural, número de pisos, ubicación respecto a la microzonificación sísmica de Cali, período fundamental, densidades de muros, espesor de muros y relación de esbeltez. Las principales conclusiones tras un análisis estadístico fueron: i) la densidad de muros para el primer piso presenta una media de 1.89% en el

sentido largo de la edificación y 2.36% en el sentido corto, siendo el 87% de las edificaciones las que presentaron densidades en ambos sentidos menores al valor mínimo recomendado (3%); ii) respecto a la relación de esbeltez, se encontró que oscila entre 24 y 30 para los muros encargados de resistir las cargas sísmicas y gravitacionales de las edificaciones, indicando que estos son susceptibles a la inestabilidad por pandeo fuera del plano.

Ugalde et al. (2018) estudiaron un edificio representativo de una gran cantidad de edificios chilenos que no sufrieron daño estructural en el terremoto de Chile en 2010. El estudio consistió en un análisis no lineal estático y no lineal dinámico a través de un modelo 3D elaborado en el software comercial Perform3D, definiendo detalladamente los modelos constitutivos de los materiales y la calibración respectiva del modelo. En este trabajo se determinó que la causa de no daño en la estructura se debió a la resistencia a la degradación de la rigidez, principalmente la rigidez a cortante de los muros, permitiendo un rendimiento satisfactorio a pesar de haber registrado aceleraciones pico que excedieron ampliamente las aceleraciones espectrales de diseño.

Respecto al comportamiento sísmico de muros delgados en Colombia, Araújo & Arteta (2019) evaluaron su respuesta en términos de capacidad y demanda local y global de deformación en el rango inelástico, a través de un análisis estático de plastificación progresiva “*Pushover*” y diferentes análisis dinámicos cronológicos “*Time History*” de tres edificios, 5, 10 y 15 pisos utilizando un modelo bidimensional en OpenSees. Del análisis *Pushover* obtuvieron que la deriva de techo para la cual se alcanza la capacidad máxima de las estructuras es de 0.47%, 0.60% y 1.00% para los edificios de 5, 10 y 15 pisos, respectivamente. Del análisis *Time History* se evidenció que los edificios de 5 pisos no fueron demandados más allá de la capacidad última de sus materiales ante una amenaza sísmica consistente con la de diseño (22 acelerogramas) y que por el contrario en los edificios de 10 y 15 pisos las demandas de deformación en el concreto y el acero de refuerzo superan los límites de aplastamiento y fractura, respectivamente, en más del 60% de los casos. Además, mediante un análisis de riesgo sísmico obtuvieron que la probabilidad de excedencia del límite de buen comportamiento (0.6%) respecto a deriva de piso podría llegar a ser más del 50% para edificaciones de 10 o más pisos. Como conclusión general expresan que este tipo de sistemas tiene poca capacidad de desplazamiento lateral antes del colapso.

5 Metodología

5.1 Fase 1: Elaboración de modelos numéricos

Se realizaron modelos numéricos de muros de CR y de edificaciones representativas del sistema de MDCR en Colombia. Los muros modelizados correspondieron a ensayos de campañas experimentales reconocidas y con características similares a los MDCR y las edificaciones fueron escogidas de una base de datos de 121 construcciones de este tipo, elaborada por el Grupo de Investigación G-7 de la Universidad del Valle. Para la modelización se empleó el software comercial ETABS basado en el Método Elementos Finitos (MEF) que permitió modelizar los muros como objetos tipo área constituidos en distintas capas equivalentes mediante la herramienta Shell Layered. La información para la modelización constó básicamente de planos constructivos, detalles y especificaciones técnicas de cada edificación.

Producto: Modelos numéricos de las edificaciones.

5.2 Fase 2: Ajuste de modelos

En esta fase se realizó el ajuste de los modelos, comparando su respuesta analítica con resultados experimentales. Primero se ajustó de manera aproximada la curva de histéresis de cinco muros de CR, incluyendo muros representativos del sistema constructivo en Colombia, con la curva experimental obtenida de un ensayo cíclico cuasi estático. Luego se ajustaron los modelos de las edificaciones extrapolando los valores finales de los parámetros que permitieron calibrar los muros de CR aislados. Además, se identificó y comparó las propiedades dinámicas analíticas con las experimentales de una edificación; para ello se instrumentó la estructura mediante acelerómetros y se obtuvo registros de vibración ambiental.

Producto: Cinco modelos numéricos de muros y tres modelos numéricos de edificaciones ajustados.

5.3 Fase 3: Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones

El desarrollo de esta fase constó de dos etapas; como primer paso, se evaluó la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones según lo propone el Reglamento NSR-10. Posteriormente, mediante un análisis dinámico no lineal (ADNL) se evaluó el desempeño sísmico de estas edificaciones respecto a criterios de aceptación relacionados con deformaciones globales y locales considerando una demanda sísmica consistente con la de diseño mediante siete acelerogramas.

Producto: Índices de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.

5.4 Fase 4: Análisis paramétrico

Por último, se realizó un análisis paramétrico considerando variables como: el espesor de los muros, la relación de aspecto, cuantía de refuerzo vertical y el confinamiento de los elementos de borde, para determinar su influencia en el comportamiento sísmico del sistema estructural de MDCR.

Producto: análisis de influencia de las variables de interés en el comportamiento de las edificaciones de MDCR.

6 Propiedades y modelización de los edificios

6.1 Propiedades de las edificaciones

En este proyecto se trabajó con tres edificaciones representativas de 5, 8 y 12 pisos, seleccionadas de una base de datos de edificaciones pertenecientes al sistema constructivo de MDCR en Colombia, construidas en zonas de amenaza sísmica alta. La base de datos fue recopilada y organizada por el Grupo de investigación G-7 de la Universidad del Valle. De las 121 edificaciones que conforman la base de datos, 105 están ubicadas en la ciudad de Santiago de Cali y 16 en la ciudad de Popayán (Ortega et al., 2019; Palacios, 2017). La Tabla 3, muestra los principales parámetros de estas construcciones.

Tabla 3. Parámetros generales de las edificaciones de la base de datos

N	No.	H [m]	f_c [MPa]	h_w [m]	t_w [mm]	h_w/t_w	T [s]	H/T	D_x [%]	D_y [%]
4	2	10.2	21	2.45	80	0	0.15 – 0.17	61.5 – 68	2.4 – 2.7	2.4 – 2.5
5	28	12 – 14.5	21, 28	2.28 – 2.8	80, 100	23 – 31	0.11 – 0.51	20.3 – 107.1	0.7 – 3.6	0.9 – 3.7
6	2	15 – 16.9	21, 28	2.4 – 2.5	80, 100	25 – 30	0.19	77.7 – 87.4	2.4 – 2.8	2.2 – 3.1
7	4	16.9 – 18	21	2.4 – 2.45	100	23 – 25	0.38 – 0.53	32.8 – 44.4	1.8 – 3.9	2.0 – 2.9
8	47	19.2 – 22	21, 28	2.28 – 2.55	80, 100, 120, 140	16 – 31	0.34 – 0.76	26.7 – 61.7	1 – 4.4	1.6 – 5.6
9	3	22.5 – 23.4	21	2.4 – 2.5	100	24 – 25	0.46 – 0.76	29.7 – 51.0	2.2 – 2.8	1.4 – 3.1
10	23	25 – 23.6	21, 28	2.4 – 2.5	100, 120	20 – 25	0.35 – 0.93	27.6 – 74.9	0.9 – 3.7	2.1 – 5.4
11	1	27.5	21	2.4	100	24	0.78	35.3	2.7	3.6
12	10	29.1 – 31.2	21, 28	2.4 – 2.5	100, 120	20 – 24	0.59 – 0.92	33.1 – 51.5	1.6 – 5.6	1.7 – 7.7
14	1	35	28	2.4	150	16	0.95	36.7	3.90	3.70
Σ	121									

Se construyeron 18 modelos elásticos en ETABS con las propiedades descritas en la Tabla 5 de los cuales finalmente se seleccionaron tres edificaciones representativas, de 5, 8 y 12 pisos, ubicadas en la ciudad de Santiago de Cali, y denominadas como E1, E2 y E3. La Tabla 4 presenta las propiedades de las tres edificaciones seleccionadas.

El análisis estructural elástico de las 18 edificaciones permitió identificar los valores típicos de variables como el nivel de carga axial, la relación momento – cortante, el periodo fundamental agrietado y la deriva, entre otros, los cuales fueron utilizados por Ortega et al., (2019) para realizar una evaluación cualitativa de la vulnerabilidad sísmica respecto a valores recomendados en la literatura técnica. En dicho trabajo se evidenció que estas edificaciones pueden presentar un grado de vulnerabilidad considerable ante un evento sísmico de magnitud importante. También se establecieron algunas correlaciones para estimar la carga axial, el periodo fundamental y las derivas de entrepiso y cubierta.

Tabla 4. Parámetros principales de las tres edificaciones de MDCR seleccionadas.

Edificio	N	f_c (MPa)	F_y (MPa)	t_w (mm)	H (mm)	h_w (m)	h_w/t_w	A (m ²)	% D_x	% D_y	Tipo de refuerzo	Elementos de borde
E1	5	21	420	80	12.1	2.42	30.2	340.35	2.3	2.5	MES	No presenta
E2	8	21	(barras),	100	20	2.40	24.0	770.70	1.4	2.3	MES y barras	Presenta
E3	12	21, 28	500 (MES)	120	30.6	2.45	20.4	445.00	1.9	2.7	MES y barras	Presenta

Tabla 5. Parámetros generales de las 18 edificaciones seleccionadas

No.	N	H [m]	f_c [MPa]	h_w [mm]	t_w [mm]	h_w/t_w	T [s]	H/T	D_x [%]	D_y [%]
1	5	12.5	28, 21	2400	80	30	0.21	59.52	1.2	2.2
2	9	23.4	28, 21	2500	100	25	0.46	50.87	1.6	2.1
3	10	25.6	21	2460	120	20.5	0.40	64.00	2.4	3.7
4	5	12.5	21	2400	80	30	0.18	69.44	1.6	2.4
5	5	12.7	21	2280	100	22.8	0.14	90.50	4.4	3.3
6	11	27.5	21	2400	100	24	0.46	59.78	2.4	3.0
7	5	12.0	21	2300	100, 80	23, 29	0.23	52.17	2.5	3.8
8	6	15.0	21	2400	100, 80	24, 30	0.19	78.95	2.5	3.4
9	8	20.0	21	2400	150, 100, 80	16, 24, 30	0.25	80.00	3.0	4.4
10	8	20.8	21	2500	100	25	0.69	30.14	1.7	2.5
11	7	17.5	21	2400	120	20	0.26	67.31	3.8	2.6
12	5	12.8	21	2420	80	30.2	0.17	75.00	2.3	2.5
13	12	30.5	35, 21	2440	120	20.3	0.84	36.29	2.2	3.2
14	10	25.5	28, 21	2450	150, 12	16, 25	0.61	41.80	2.8	3.6
15	12	30.6	28, 21	2450	120	20.4	0.65	47.08	1.9	2.7
16	8	20.0	28, 21	2400	120, 100	24, 30	0.41	48.78	1.9	2.9
17	10	25.5	28, 21	2450	100	24.5	0.46	55.43	3.0	2.4
18	8	20.0	28,21	2400	100	24	0.41	48.78	1.4	2.3

En las Tablas 3, 4 y 5:

N: Número de pisos

No. : Número de edificaciones de N pisos

H: Altura total de la edificación

f_c : Resistencia a la compresión del concreto

f_y : Límite de fluencia del acero de refuerzo

h_w : Altura libre del muro

t_w : Espesor del muro

h_w/t_w : Relación de esbeltez

T: Periodo fundamental

H/T: Relación altura total edificación/Periodo

A: Área en planta de la edificación

D_x : Densidad de muros en la dirección longitudinal

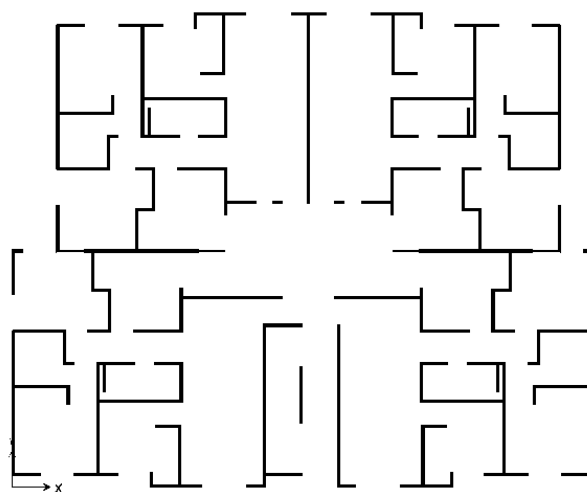
D_y : Densidad de muros en la dirección transversal

MES: Malla electrosoldada

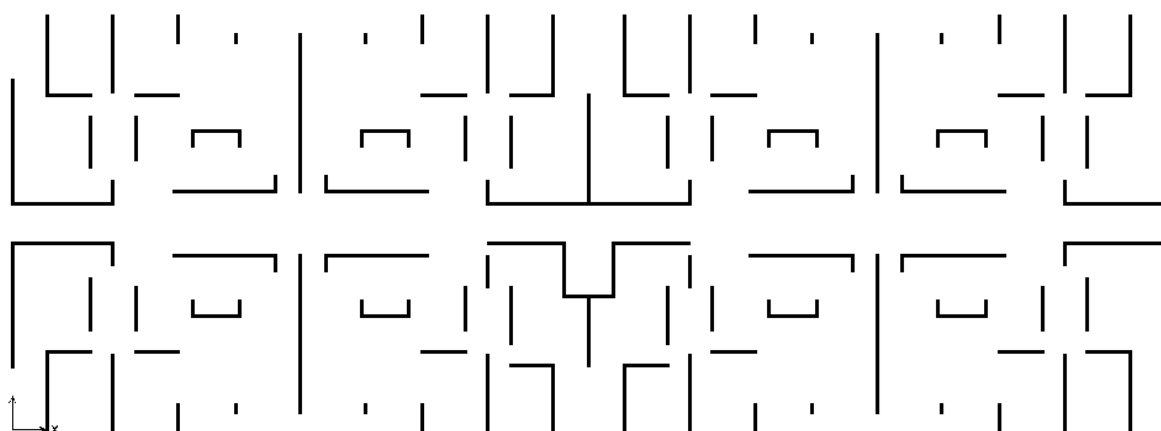
Barras: Refuerzo dúctil convencional

El edificio E1 corresponde a una estructura de 5 pisos con muros de 80 mm de espesor sin elementos de borde, el refuerzo principal consiste en una capa de acero (malla electrosoldada) ubicada en la mitad de la sección de los muros. Esta configuración estructural representa al 23% de los edificios de la base de datos utilizada en este trabajo. El edificio E2 es una estructura de 8 pisos, con muros de 100 mm de espesor, con elementos de borde y refuerzo distribuido en una sola capa en el alma. Esta configuración representa al 39% de los edificios de la base de datos. Por su parte el edificio E3 es de 12 pisos, con muros de 120 mm de espesor y de manera similar al edificio E2 presenta elementos de borde y refuerzo distribuido en una sola capa en el alma de los muros, y representa al 8% los edificios reportados en la base de datos. El término elementos de borde, hace referencia a que algunos de los muros presentan refuerzo dúctil concentrado en sus extremos, soportado por ganchos o estribos. Estos elementos son del mismo espesor de los muros y no cumplen los requerimientos especificados por el Reglamento NSR-10.

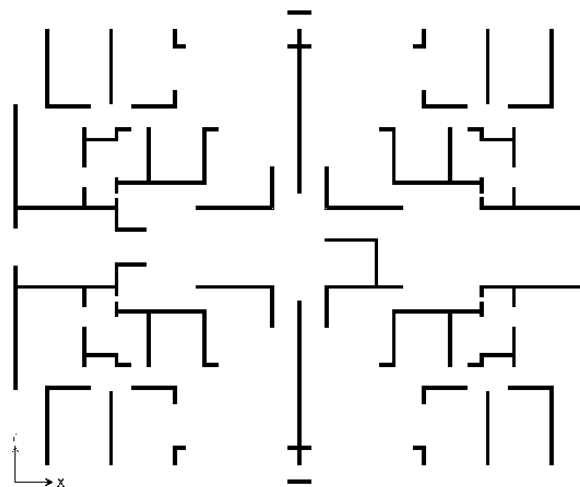
La Figura 20 muestra la distribución en planta de los muros estructurales de cada edificación. Los muros principales se caracterizan por ser de gran longitud, con relaciones de aspecto ($Ar=H_w/t_w$) entre 1.5 y 7.65, donde H_w es la altura total del muro y t_w el espesor.



a)



b)



c)

Figura 20. Distribución en planta de muros; a) edificio E1, b) edificio E2, c) edificio E3.

De acuerdo con la información disponible de las estructuras, memorias de cálculo y planos estructurales y arquitectónicos, se definen en la Tabla 6 las irregularidades de las edificaciones y el coeficiente de disipación de energía R de diseño. Dos de las edificaciones no presentan irregularidad en planta o en altura, el edificio E3 presenta irregularidad en planta tipo 1ap.

Tabla 6. Irregularidades y coeficiente de capacidad de disipación de energía (R) de las edificaciones.

Edificio	Irregularidad							Disipación de energía	
	1ap	1bp	2P	3P	ϕ_a	ϕ_p	ϕ_r	R_o	R ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o$)
E1	no	no	no	no	1	1	1	5	5
E2	no	no	no	no	1	1	1	5	5
E3	si	no	no	no	1	0.9	1	5	4.5

La carga muerta (DL) y la carga sobreimpuesta (SDL) de las estructuras se tomaron de acuerdo con las memorias y planos del diseño estructural. La carga viva (LL) corresponde a 1.8 kN/m² para losas de entrepisos, de acuerdo con el uso residencial, y de 0.5 kN/m² para las losas de cubierta. En la Tabla 7 se muestran las cargas gravitacionales para cada edificio.

Tabla 7. Cargas gravitacionales en las edificaciones de estudio

Tipo de carga	Componente	Descripción	Cargas [kN/m ²]		
			E1	E2	E3
DL	Peso propio losa	Espesor losa*24 [kN/m ³]	2.4	2.4	2.4
SDL	Entrepiso	Piso, cerámica, repello, otros	1.8	2.0	2.0
LL	Entrepiso	Uso residencial	1.8	1.8	1.8

6.2 Modelización numérica de las edificaciones

6.2.1 Propiedades de los materiales

Se definieron las propiedades de los materiales, concreto y acero, como se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8. Propiedades de los materiales de los edificios

Parámetro	E1	E2	E3
Módulo elástico del concreto, E_c (GPa)	21.54	21.54	21.54/24.87
Resistencia a compresión del concreto, f'_c (MPa)	21	21	21/28
Módulo elástico del acero, E_s (GPa)		200	
Límite elástico del acero, f_y (MPa)		420	
Módulo elástico del acero tipo MES, E_s (GPa)		200	
Límite elástico del acero tipo MES, f_y (MPa)		500	

La curva esfuerzo-deformación del concreto se definió mediante el modelo de Mander et al. (1989), descrito en la sección 2.3.2, sin considerar confinamiento puesto que en ninguno de los tres edificios se garantiza adecuadamente esta característica, debido a los espesores reducidos. El valor de f'_c se obtuvo de las memorias de cálculo y planos estructurales, la deformación pico unitaria a compresión se tomó como $\epsilon_c=0.002$ y el módulo de elasticidad se determinó a partir de la resistencia a compresión del concreto mediante la ecuación $E_c = 4700\sqrt{f'_c} [MPa]$. La curva esfuerzo-deformación de los distintos concretos se muestra en la Figura 21.

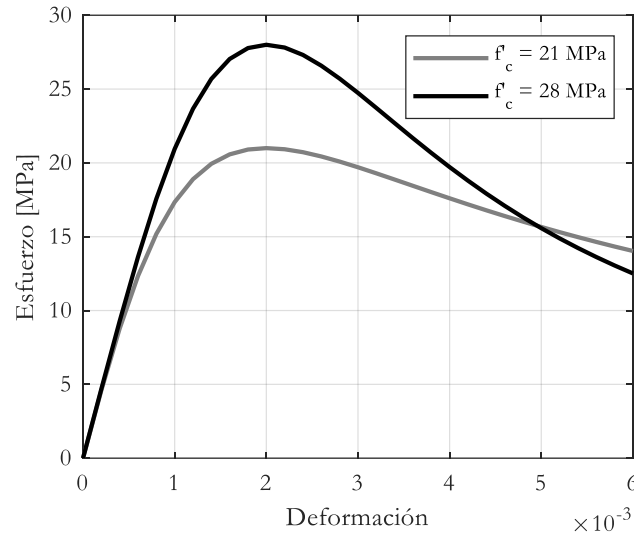


Figura 21. Curva esfuerzo-deformación del concreto para cada edificio.

El comportamiento del acero convencional (barras corrugadas) se definió mediante el modelo de Park & Paulay (1975), descrito en la sección 2.3.3, el valor del límite de fluencia f_y se tomó de las memorias de cálculo y planos estructurales disponibles, la deformación última se tomó como $\varepsilon_{su}=0.09$ y el módulo de elasticidad se estableció en $E_s=200$ GPa.

La curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo tipo MES (Malla electrosoldada) se definió según la propuesta de Carrilo et al. (2019) quienes sugieren construir la curva mediante la ecuación (2) sugerida por Mirza & Mac-Gregor (1981). En dicha propuesta se realizó una serie de ensayos de este tipo de refuerzo en Colombia y se establecieron parámetros típicos; para el esfuerzo de fluencia $f_y=500$ MPa, esfuerzo último a tensión $f_u=630$ MPa y deformación unitaria última $\varepsilon_{su}=0.015$ con los cuales se construyó la curva esfuerzo-deformación del refuerzo tipo MES en este trabajo. Para establecer estos valores también se tuvo en cuenta los resultados de los ensayos a tracción de las mallas electrosoldadas realizados por el Grupo de investigación G-7.

$$\varepsilon = \frac{f}{E_s} + \left(\varepsilon_u - \frac{f}{E_s} \right) \left(\frac{f}{f_u} \right)^{20} \quad (2)$$

La Figura 22 muestra la curva esfuerzo-deformación para el refuerzo convencional y tipo MES utilizados en esta investigación.

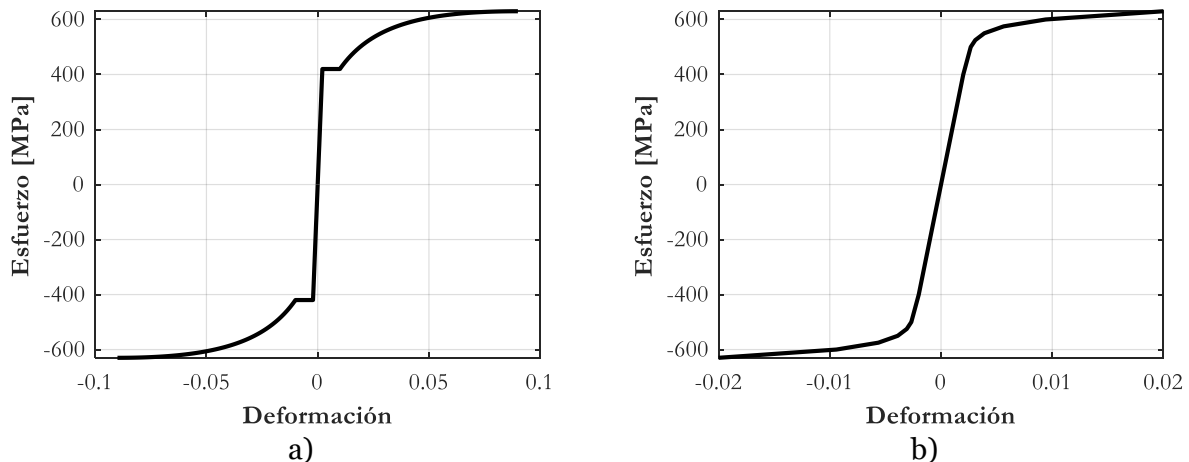


Figura 22. Curva esfuerzo-deformación para el acero. a) refuerzo convencional, b) refuerzo tipo MES.

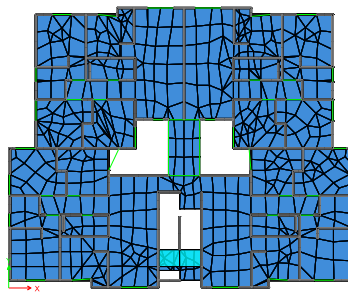
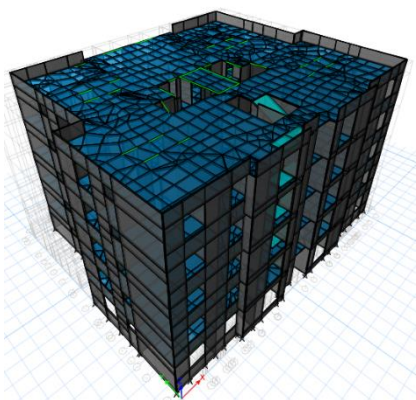
6.2.2 Modelos numéricos de edificaciones de MDCR

Los modelos se realizaron de acuerdo con la geometría y especificaciones contenidas en los planos estructurales y memorias de cálculo. La modelización consistió principalmente en dos fases; en la primera, se construyeron modelos elásticos, y en la segunda, se tuvo en cuenta el comportamiento inelástico mediante la definición de propiedades no lineales de los materiales. De esta forma fue posible realizar un análisis estructural que involucró los procedimientos típicos de diseño en Colombia, entre otras metodologías, y un análisis con condiciones más reales donde la incursión en el rango inelástico fue tomada en cuenta.

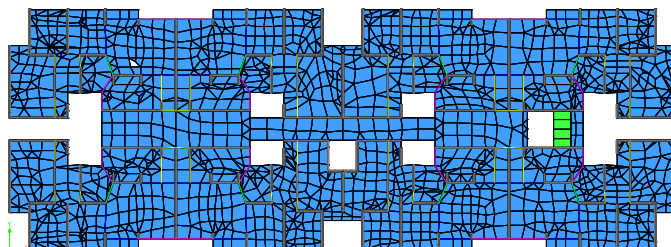
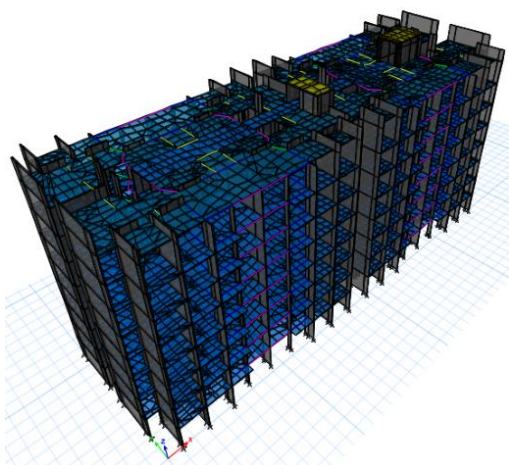
La Figura 23 muestra los modelos tridimensionales de las edificaciones realizados en el programa ETABS. En estos modelos, los muros resisten principalmente cargas axiales, de flexión y corte en su propio plano. Las losas se consideraron como un diafragma rígido (elemento tipo membrana) que relaciona los grados de libertad asociados a su plano y permite la transferencia de las cargas laterales al sistema de muros. En los modelos lineales, los muros fueron modelizados con elementos “Shell-thin”. En los modelos no lineales, los muros se modelizaron mediante objetos tipo área en capas que representan cada material en la dirección del espesor (modelo Shell Layered), manteniendo las losas de los modelos lineales, es decir sin considerar comportamiento no lineal en ellas.

El mallado de los muros se realizó en la dirección longitudinal para asegurar un buen apoyo de la estructura en su base, y que existiera conectividad entre los elementos circundantes mediante nodos compartidos. En la dirección vertical, los muros se dividieron en primer lugar por piso, y luego en los puntos de llegada de los dinteles o antepechos, para asegurar conectividad y una mejor distribución de la curvatura. Los elementos de área en las losas se dividieron automáticamente, conectándolos a puntos de unión de la losa con muros o vigas, sin dejar elementos con más de 1.25 metros de ancho.

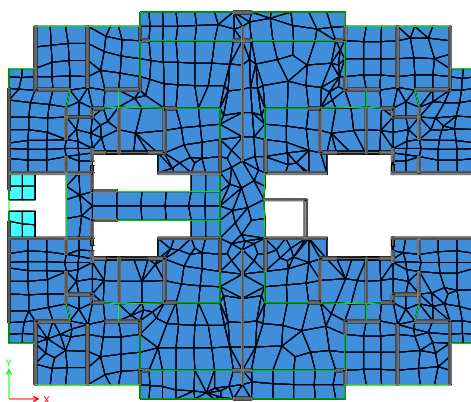
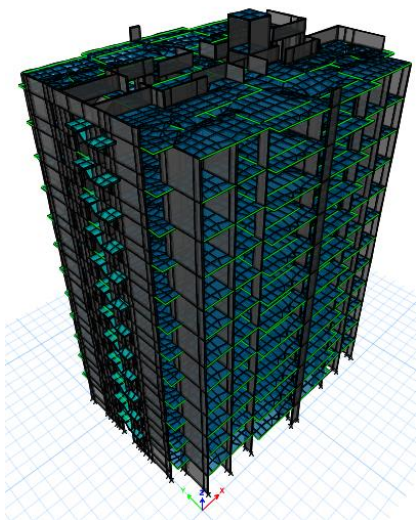
La rigidez en los modelos elásticos e inelásticos se consideraron con secciones agrietadas a flexión en muros ($0.5I_g$) y en vigas ($0.35I_g$) según lo recomendado por la literatura técnica y documentos como el ASCE/SE 41-13, el CEER (2018) y los resultados del ajuste del modelo numérico del edificio E2.



a)



b)



c)

Figura 23. Modelos numéricos de las edificaciones; a) Edificio E1, b) edificio E2, c) Edificio E3.

7 Ajuste de modelos numéricos de edificios

El ajuste de los modelos depende de la modelización de las estructuras, para esto, además de “dibujar” una estructura fiel a su par original en términos de las propiedades geométricas y mecánicas, se deben representar muy bien los elementos estructurales que gobiernan el comportamiento sísmico del sistema estructural.

Una vez se desarrollaron los modelos elásticos con base en las propiedades del capítulo 5, se procedió a verificar y se analizar la capacidad del modelo Shell Layered para capturar la respuesta histerética de muros de CR sometidos a carga lateral cíclica. Para esto se simuló numéricamente la respuesta de cinco muros ensayados en campañas experimentales, se comparó la respuesta histerética numérica versus la experimental y se establecieron criterios de modelización que fueron utilizados en la simulación de los modelos globales de las edificaciones. Adicionalmente, se realizó una prueba de vibración ambiental, la cual permitió ajustar uno de los edificios (Edificio E2) respecto al periodo fundamental de los 2 primeros modos de vibración. Estos resultados, provenientes de la experimentación, fueron la base para el ajuste de los tres edificios.

En este sentido, la metodología de ajuste se puede resumir de la siguiente forma:

- Verificar la capacidad del modelo numérico Shell Layered para capturar la respuesta histerética de los muros y evaluar su comportamiento no lineal.
- Ajustar el edificio E2 en base a prueba de vibración ambiental y modelización mediante el modelo Shell Layered.
- Ajustar los edificios E1 y E3 tomando como referencia la calibración del edificio E2.

7.1 Verificación de modelo numérico Shell Layered

El objetivo principal de la calibración y ajuste de los modelos numéricos Shell Layered, fue reproducir el comportamiento estructural de muros individuales sometidos a fuerzas laterales cíclicas, y utilizar dicho modelo para representar adecuadamente la respuesta inelástica de los edificios en el ADNL. Para esto se construyeron modelos numéricos de muros ensayados en diversas campañas experimentales y se comparó su respuesta histerética en términos de fuerza-desplazamiento, versus la respuesta reportada por los investigadores, con esto se establecieron parámetros de calibración y se homologaron en la modelización de las edificaciones de MDCR.

7.1.1 Descripción de muros modelizados

En la Tabla 9 se resumen las principales propiedades de los muros seleccionados para la verificación del modelo. Posteriormente se describen las principales condiciones bajo las cuales se realizaron los ensayos de cada uno de los muros.

Tabla 9. Propiedades de muros simulados

Muro	L _w [mm]	h _w [mm]	t _w [mm]	f' _c [MPa]	ρ _l	ρ _t	ρ _{borde}	Shear-Span (M/V·L _w)	Carga axial (N/f' _c A _g)
M1R10	1200	2400	100	24.7	0.256% 1 MES Ø7mm @ 150 mm	1.46% 2 barras N°4	2.0	0.09 (260 kN)	
R1	1905	4572	102	44.75	0.25% - 0.31% Barras Ø6mm @ 228mm	1.47% 4 barras N°3	2.4	-	
R2	1905	4572	102	46.44		4% 6 barras N°4	2.4	-	
RW2	1219	3658	102	43.7	0.3% Barras N°2 @ 191 mm	2.93% 8 barras N°3	3.0	0.07 (378 kN)	
MQE257EP	2650	2400	100	17.16	0.26% 1 MES Ø7mm @ 150 mm	1.27% 3 barras N°4	0.9	0.04 (186 kN)	

7.1.2 Muro M1R10

Este muro fue ensayado por Ortega (2018) en la Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, de la Universidad del Valle. El refuerzo de este muro se dispone en una sola capa concentrada en la mitad de la sección, (Figura 24). El tipo de refuerzo vertical en el alma es malla electrosoldada (MES). Durante el ensayo se sometió a un protocolo de desplazamientos horizontales cíclicos con fases de 3.6, 6.0, 8.4, 12, 18, 24, 36, 48 y 60 mm de amplitud, cada una conformada por dos ciclos.

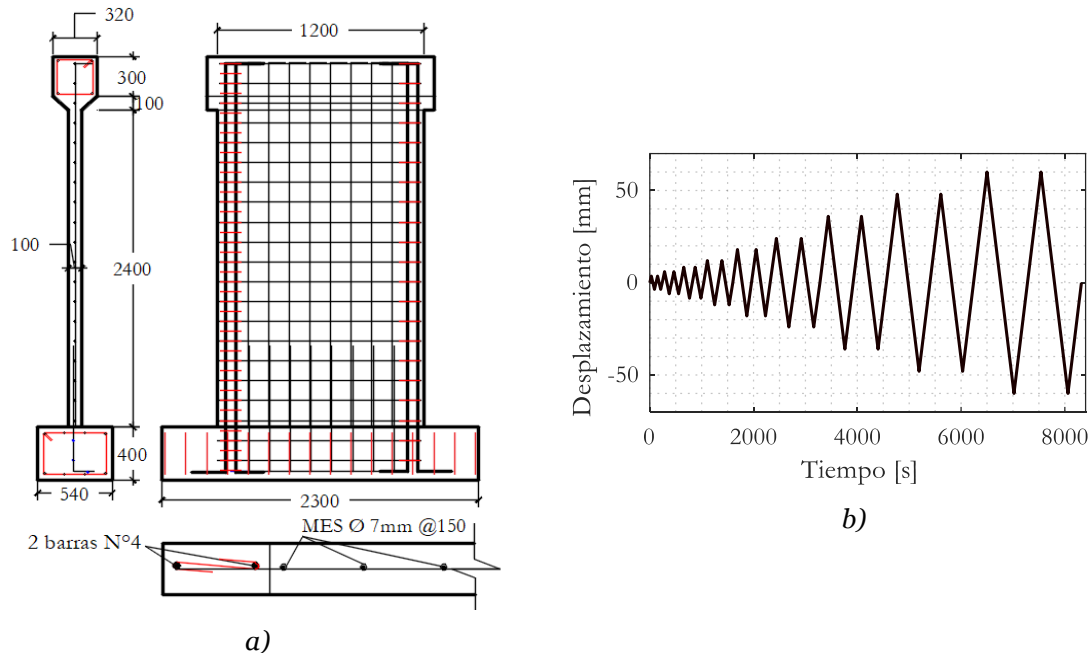


Figura 24. Muro M1R10; a) Geometría y refuerzo, b) Protocolo de desplazamientos

7.1.3 Muros R1 Y R2

Los muros R1 y R2 formaron parte de la campaña experimental desarrollada por (Oesterle et al., 1976) en los laboratorios de Portland Cement Association. En estos ensayos se evaluó la capacidad de 16 muros, variando su geometría, la cuantía de refuerzo y el nivel de carga axial. Los muros fueron sometidos a un protocolo de desplazamientos horizontales con fases de 2.5, 5.8, 12.8, 26.0, 50.9, 102.0 y 128.0 mm de amplitud con tres ciclos por cada fase, (Figura 25).

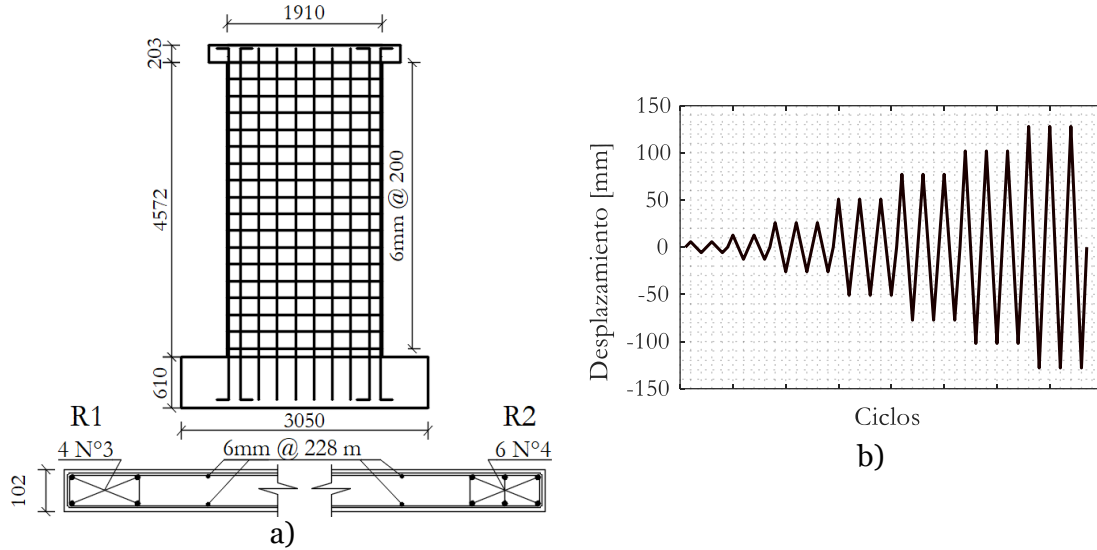


Figura 25. Muros R1 y R2; a) Geometría y refuerzo, b) protocolo de desplazamiento.

7.1.4 Muro RW2

El muro RW2 fue ensayado por Thomsen IV & Wallace (1995). En esta campaña experimental se estudió la respuesta inelástica ante cargas horizontales cíclicas de muros con sección rectangular y con forma de T. Este espécimen en particular fue sometido a una carga axial de $0.07A_g f'_c$ y a un historial de desplazamiento cíclico lateral de 2 ciclos por cada fase, con niveles de desplazamiento de 3.65, 9.14, 18.3, 27.4, 36.6, 54.8, 73.16 y 91.4 mm, (Figura 26).

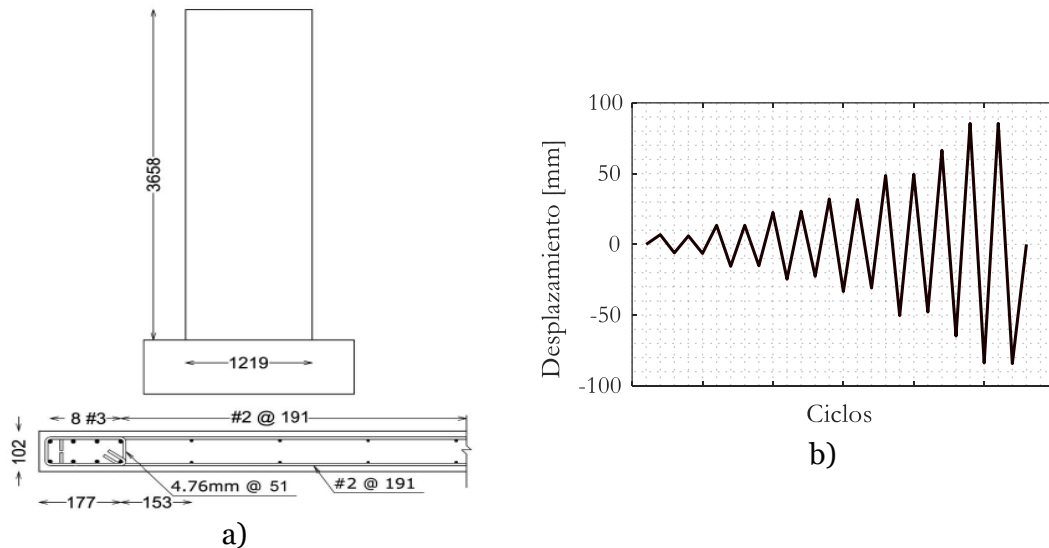


Figura 26. Muro RW2; a) Geometría y refuerzo, b) protocolo de desplazamiento.

7.1.5 Muro MQE257EP

Quiroz et al. (2013) desarrollaron un estudio experimental de siete muros de CR de uso común en Perú, con el objetivo de determinar la respuesta en términos de fuerza, degradación de rigidez y energía disipada ante variación en refuerzo principal manteniendo el mismo refuerzo en los bordes. El muro MQE257EP representó en buena medida los resultados generales de esta investigación. Este muro presenta una sección transversal rectangular de 80 mm de espesor y su refuerzo principal consistió en una sola capa refuerzo tipo MES, (Figura 27). El protocolo de desplazamientos horizontales fue aplicado en fases de dos ciclos, con niveles de desplazamiento de 0.75, 1.5, 3, 6, 12 y 24 mm.

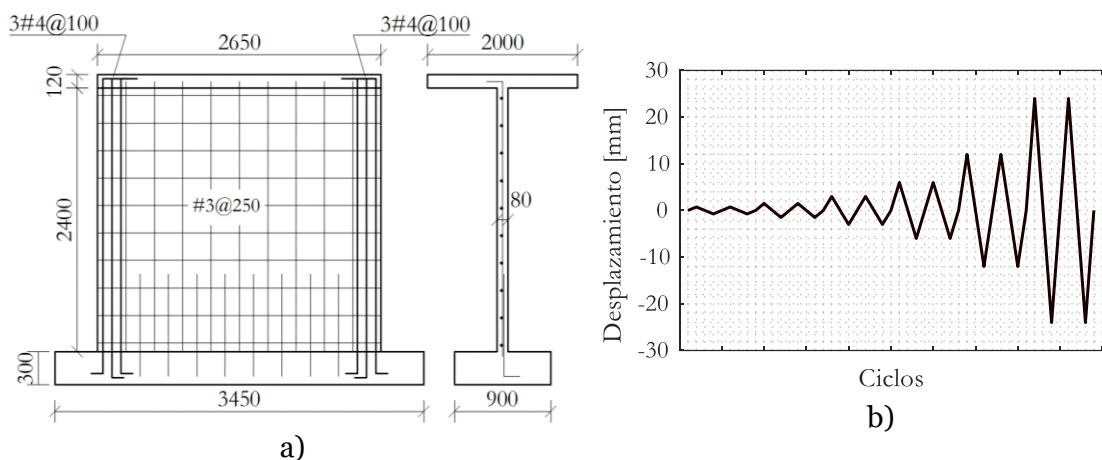


Figura 27. Muro MQE257EP; a) Geometría y refuerzo, b) protocolo de desplazamiento.

7.1.6 Condiciones del análisis numérico

Las propiedades no lineales de los materiales se definieron según los reportes de cada ensayo experimental y utilizando los modelos anteriormente descritos. Para todos los modelos se definió el protocolo de carga cíclico correspondiente, mediante un caso de carga tipo “direct-integration time-history analysis” con una solución basada en el método de “Hilber-Hughes-Taylor alpha” disponible en ETABS. El control de la solución se realizó habilitando la opción “Event-to-Event Stepping”, en los parámetros no lineales de la solución, esto redujo el consumo computacional, proporcionó mejoras resultados y convergencia en la solución.

7.1.7 Respuesta histerética de muros modelizados

Con el desarrollo del análisis “time-history” se obtuvo para cada muro la respuesta global, en términos de la carga lateral y el desplazamiento superior de los muros. En la Figura 28, se muestran estos resultados superponiendo a la respuesta experimental, la respuesta analítica. En general los resultados numéricos obtenidos se ajustan razonablemente bien a los datos experimentales, esto se confirma con las evaluaciones de la capacidad de carga lateral, desplazamiento, disipación de energía y degradación de rigidez realizadas en las siguientes secciones.

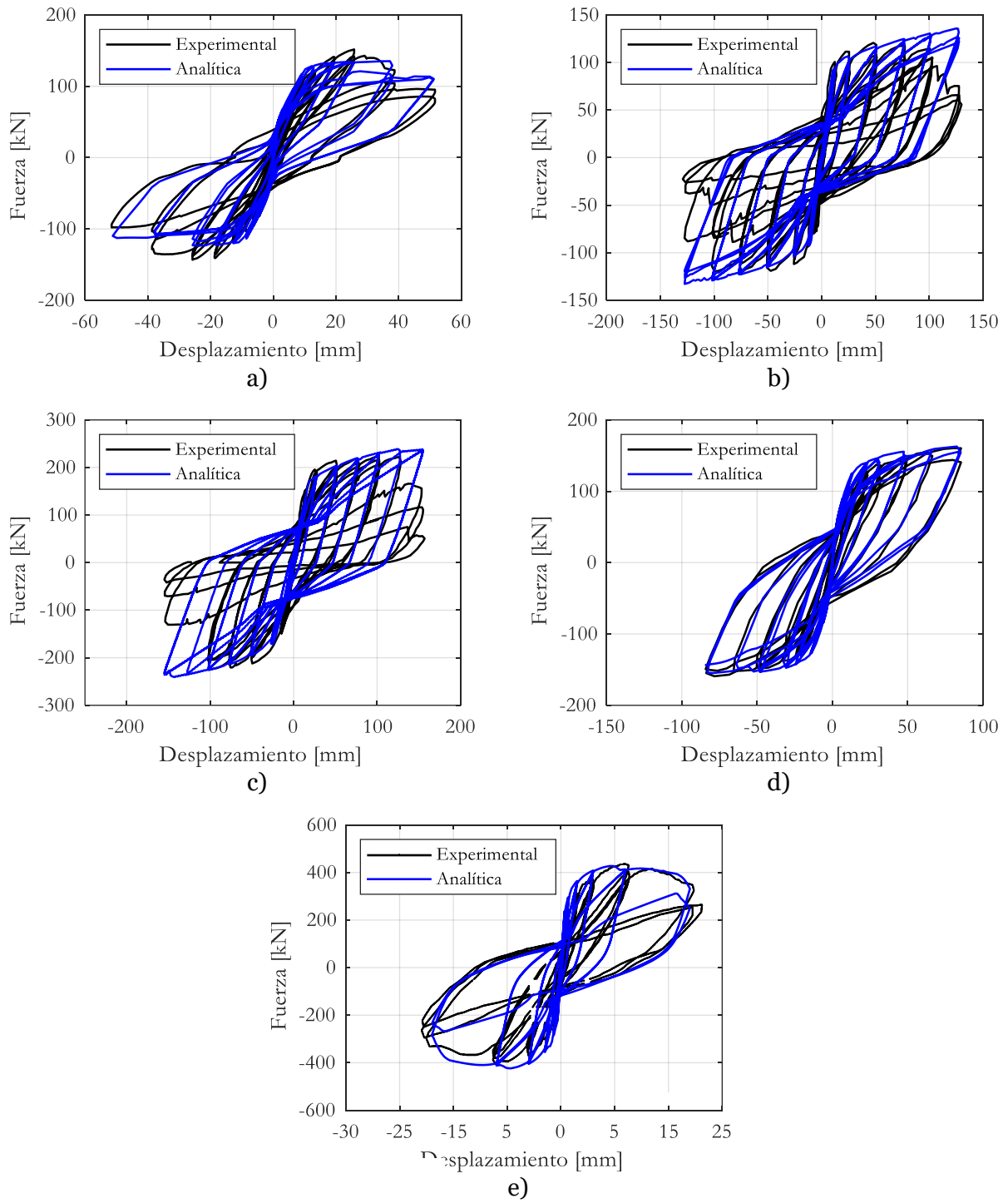


Figura 28. Comparación de la curva de histéresis experimental versus la analítica; a) Muro M1R10, b) Muro R1, c) Muro R2, d) Muro RW2, e) Muro MQE257EP.

7.1.8 Capacidad de carga lateral y desplazamiento

La resistencia a carga lateral máxima ($V_{\max}$), el desplazamiento asociado a dicha resistencia máxima ($\delta_{\max}$) y el desplazamiento último (δ_u), son tres de los parámetros más significativos en la respuesta experimental de un muro de CR. De la curva de histéresis obtenida en la simulación de cada muro, se extrajeron los resultados de estos parámetros y se compararon con los resultados experimentales (Tabla 10).

Se encontró que para los primeros ciclos de carga del muro M1R10, el modelo determinó una capacidad de carga lateral inferior que la experimental, sin embargo, ocurrió para un nivel de deriva muy similar (1.06%). Respecto a los muros R1 Y R2, el modelo fue capaz de capturar apropiadamente la respuesta hasta un nivel de deriva del 2.2% y 2.76%, respectivamente, instantes en los cuales la capacidad de carga lateral fue máxima. En ambos muros no se capturaron adecuadamente los últimos ciclos de la respuesta histerética, aunque, para estos instantes la capacidad máxima de deriva de cada muro ya se había superado. Adicional a esto, el muro R2 presentó falla por inestabilidad fuera del plano (Oosterle et al., 1976), condición que no fue posible capturar con el modelo.

En el muro RW2, el modelo numérico sobreestimó la rigidez inicial, pese a esto, las demás propiedades fueron bien capturadas. En la respuesta analítica del muro MQE257EP, se sobreestimó la rigidez inicial, pero en términos de la carga lateral máxima y desplazamiento se determinó de manera acertada.

Respecto a los desplazamientos últimos, calculados en el instante en que la capacidad de carga lateral se reduce un 20% de la máxima capacidad, el modelo arrojó buenos resultados para los muros M1R10, MQE257EP y RW2. Para los muros R1 y R2, los errores porcentuales reflejan una inadecuada captura del comportamiento en los últimos ciclos.

Tabla 10. Comparación entre estimación numérica y resultados experimentales de la capacidad de carga lateral y desplazamiento máximo.

Muro	$V_{\max}$ exp. (kN)	$V_{\max}$ num. (kN)	Error $V_{\max}$ (%)	$\delta_{\max}$ exp. (mm)	$\delta_{\max}$ num. (mm)	Error $\delta_{\max}$ (%)	δ_u exp. (mm)	δ_u num. (mm)	Error δ_u (%)
M1R10	151.7	134.4	11.4	25.81	25.51	1.2	38.74	37.8	2.43
R1	119.2	129.3	8.5	99.84	101.8	2.0	107.3	127.8	19.1
R2	222.3	238.2	7.2	126.2	125.5	0.6	125.1	155	24
RW2	160.3	160.8	0.3	85.46	82.7	3.2	85.46	83.79	2
MQE257EP	436	426	2.3	11.6	10	13.8	24.36	23.67	2.83

7.1.9 Evaluación de la energía disipada y degradación de la rigidez

Otro aspecto importante en la simulación numérica es poder capturar parámetros que se correlacionen bien con el daño en los elementos estructurales. Para este modelo fue posible comparar la respuesta en términos de la capacidad de disipación de energía y la degradación de la rigidez. A continuación, en la Figura 29, se muestra la comparación entre los resultados analíticos experimentales, de la rigidez equivalente y la energía disipada acumulada en función de los desplazamientos máximos de cada ciclo de carga.

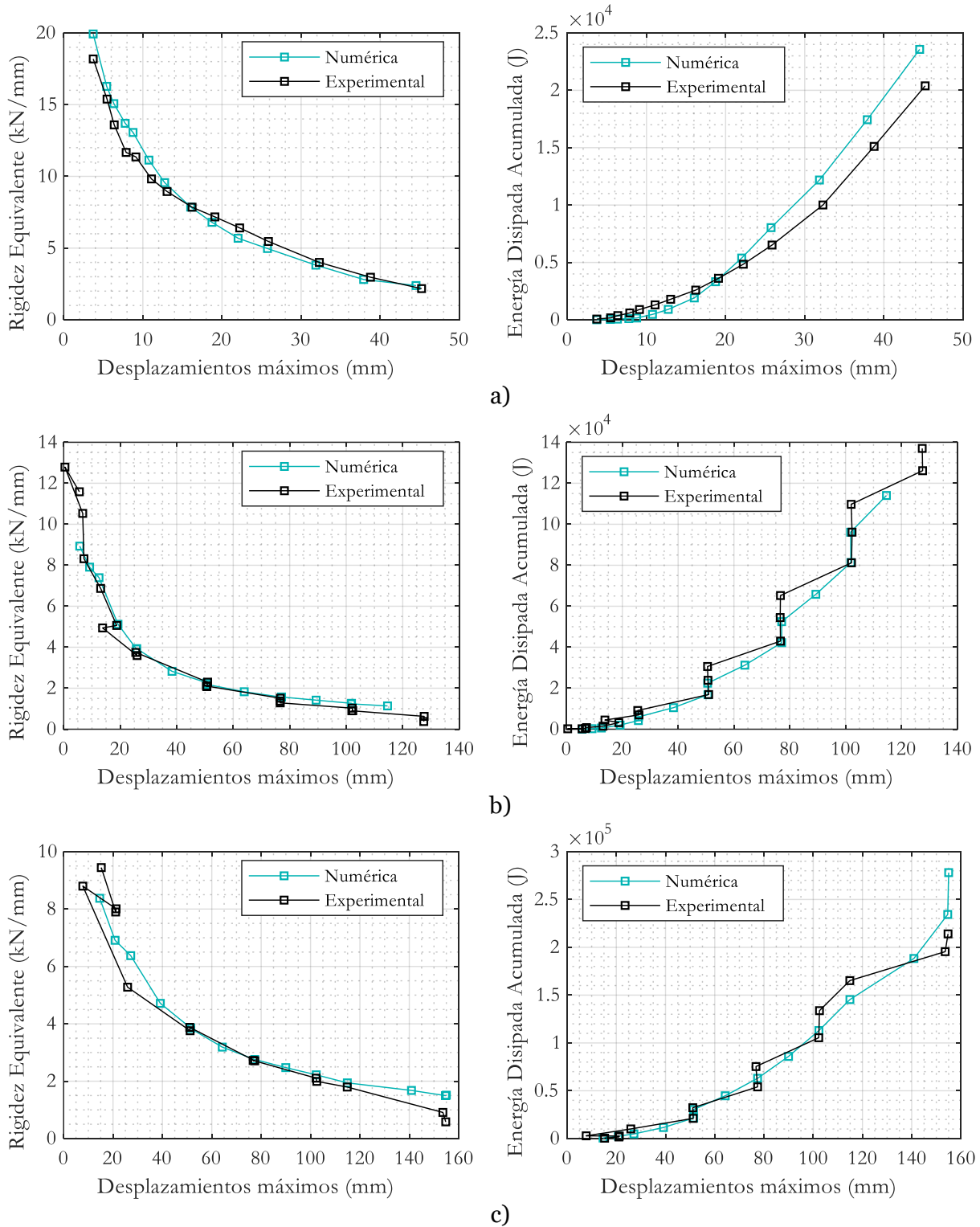
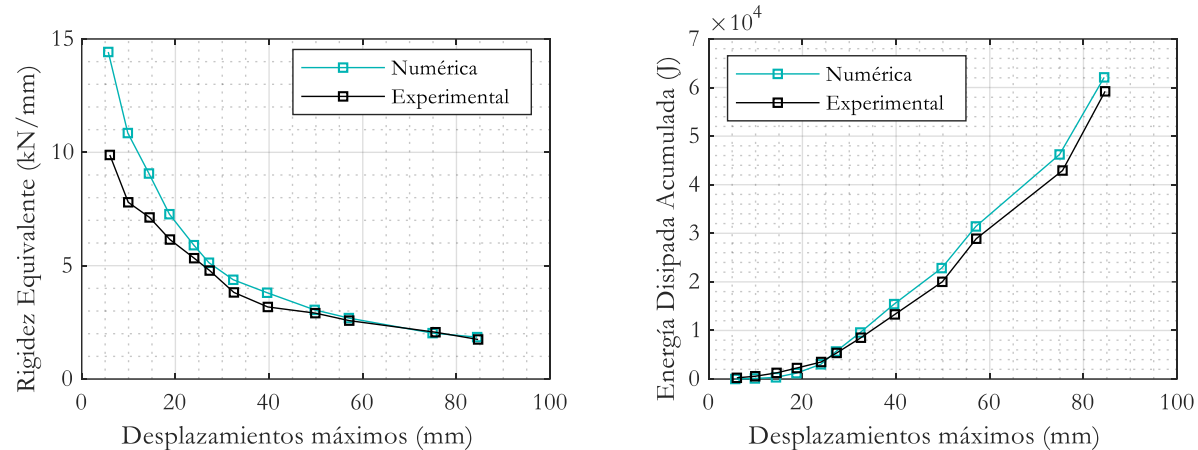
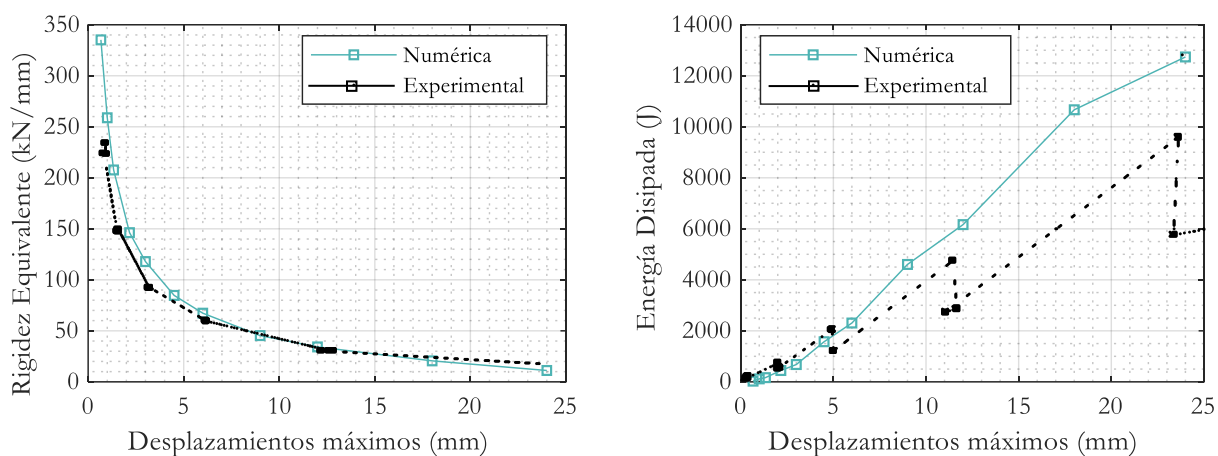


Figura 29. Comparación de Rigidez lateral equivalente y energía disipada acumulada, analítica versus experimental; a) Muro M1R10, b) Muro R1, c) Muro R2.



d)



e)

Continuación de Figura 29. Comparación de Rigidez lateral equivalente y energía disipada acumulada, analítica versus experimental; d) Muro RW2, e) Muro MQE257EP.

En la Tabla 11 se muestran los errores relativos porcentuales promedio entre las curvas experimental y numérica para cada muro. El error se calculó punto a punto para cada curva y se tuvo en cuenta la sobreestimación o la subestimación del resultado numérico respecto al experimental, por lo cual un error relativo porcentual positivo indica que el modelo numérico, en general, subestimó la respuesta real, y un valor negativo, que la sobreestimó.

Tabla 11. Errores relativos porcentuales promedio

Muro	Error relativo promedio (%)	
	Rigidez equivalente	Energía disipada acumulada
M1R10	-3.81	33.67
R1	-5.79	12.15
R2	-14.22	-5.00
RW2	-16.34	19.84
MQE257EP	-15.30	-35.43

Los resultados muestran que el modelo Shell Layered con las características descritas previamente tiene la capacidad de capturar manera acertada la respuesta histerética global de los muros de CR en términos de carga lateral y desplazamiento, teniendo en cuenta fenómenos importantes como la degradación de la rigidez y la disipación de energía.

Los resultados de esta primera parte del trabajo se presentaron y publicaron en el Congreso Latinoamericano de Ingeniería InGENIO 2020 mediante la ponencia y artículo denominados “Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado”. El artículo hace parte del libro digital “Investigación Formativa en Ingeniería” (cuarta edición) y puede consultarse en la página de la editorial del Instituto Antioqueño de Investigación (IAI).

7.2 Ajuste de edificio E2 con base en prueba de vibración ambiental

7.2.1 Descripción de prueba experimental

La prueba de vibración experimental se realizó en el edificio de 8 pisos (Figura 30a) ubicado en el barrio Valle del Lili en la ciudad de Santiago de Cali. El objetivo de la prueba consistió en adquirir aceleraciones debidas a vibración ambiental en puntos relevantes de la estructura. Para esto se utilizaron dos tipos de sensores, uniaxial y triaxial, una y tres direcciones de adquisición, respectivamente. Cada adquisición correspondió a una configuración diferente de los sensores y duró 5 minutos, en total se realizaron 11 configuraciones. La Figura 30b y Figura 30c muestran la ubicación del sensor triaxial y de los dos sensores uniaxiales, respectivamente, para una configuración realizada en el sexto piso del edificio.

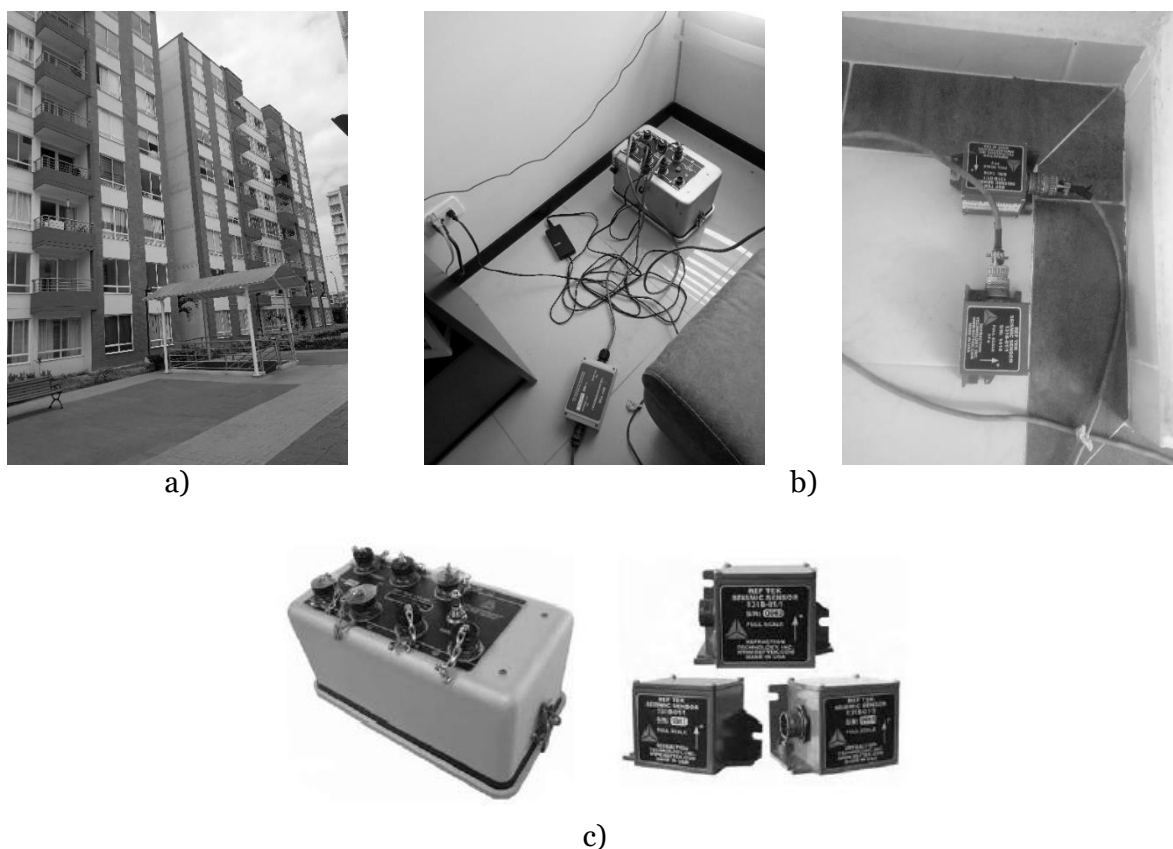


Figura 30. Edificio instrumentado y equipo de adquisición de datos; a) edificio de estudio b) ubicación de acelerómetros triaxial y uniaxial en el edificio, c) de izquierda a derecha; acelerómetro triaxial y acelerómetros uniaxiales.

Las configuraciones se diferenciaron por la distribución de los sensores en distintos puntos del sexto y octavo piso del edificio (Figura 31) y por la hora de lectura (Tabla 12). Las direcciones de adquisición fueron en las dos direcciones principales en planta del edificio. Cada toma o configuración tuvo seis canales de entrada con 30.000 datos por canal y una frecuencia de muestreo de 100 datos por segundo.

Tabla 12. Hora de lectura de las señales

Piso 6		Piso 8	
Configuración	Hora	Configuración	Hora
1	10:25 am	6	11:25 am
2	10:35 am	7	11:35 am
3	10:50 am	8	11:45 am
4	11:00 am	9	12:00 m
5	11:10 am	10	12:10 pm
		11	12:20 pm

Se estableció una configuración de referencia en la cual se dispuso un acelerómetro uniaxial para capturar vibraciones en el sentido corto de la edificación (canal 4) y un acelerómetro triaxial para capturar principalmente la información en el sentido largo (canal 3). Los dos acelerómetros restantes (canales 5 y 6) por ser más fáciles de transportar se emplearon para realizar las tomas de las configuraciones señaladas en la Figura 31.

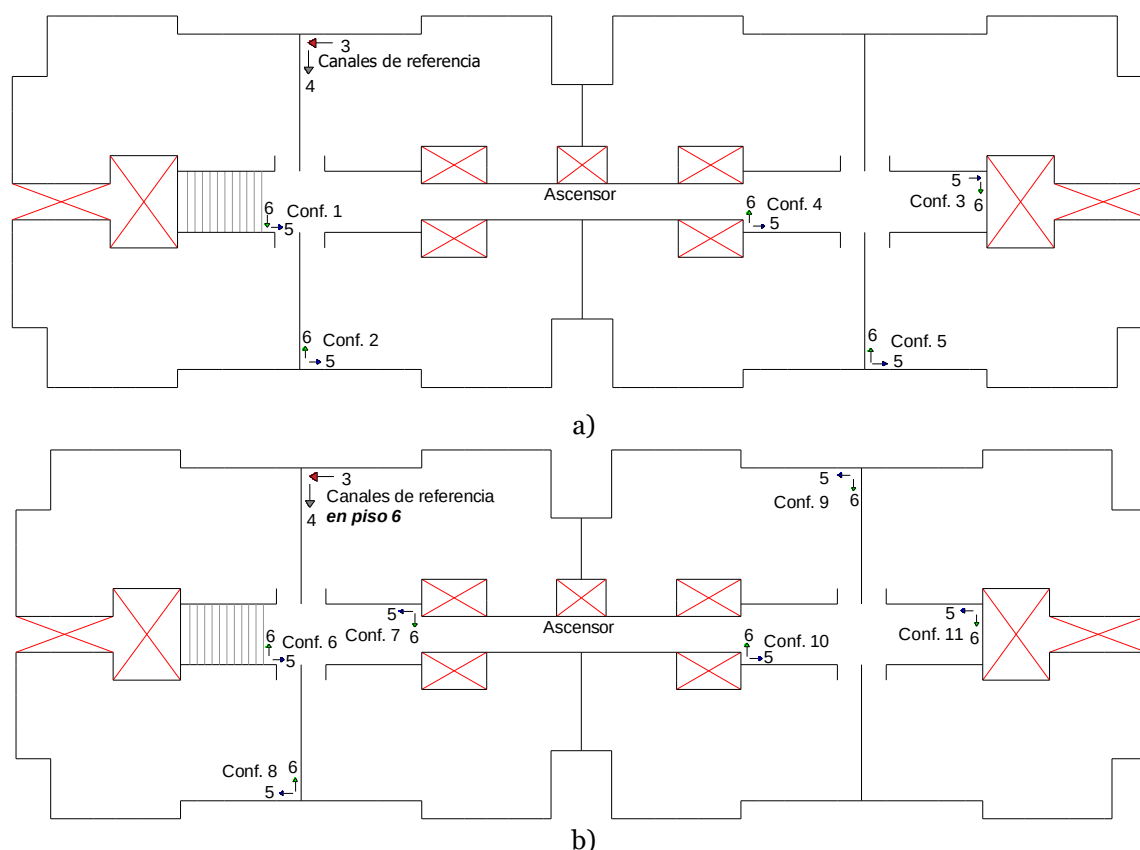


Figura 31. Distribución de acelerómetros por piso; a) sexto piso, b) octavo piso.

7.2.2 Técnicas de identificación de propiedades dinámicas

Para el procesamiento de las señales y desarrollo de las técnicas de identificación se utilizó el software Matlab. Las técnicas de identificación fueron las siguientes:

- Técnica de Detección de Picos (PP): esta técnica permite identificar “picos” que representan, no necesariamente, frecuencias naturales de la estructura mediante la transformación del dominio del tiempo al dominio de frecuencia de las señales, en este caso, de vibración ambiental. El procesamiento se realizó con 30.000 datos por canal de cada registro, con una tasa de muestreo que se disminuyó de 100 Hz a 60 Hz y con un ventaneo tipo Hamming en muestras de 2048 datos, con un traslapo de 50%.
- Técnica de Excitación Natural (NExT) con Algoritmo de Realización del Sistema Propio (ERA): NExT es una técnica que se usa en conjunto con el algoritmo ERA y su principal característica se basa en que la correlación cruzada entre dos registros de respuesta ambiental corresponde a una función de sinusoides que se comporta como una función de respuesta ante impulso unitario y, por tanto, puede usarse como respuesta en vibración libre.
- Identificación del Subespacio Estocástico (SSI): estos algoritmos calculan las propiedades dinámicas del sistema (frecuencias, formas modales y razones de amortiguamiento) a partir de una representación en el espacio de estados.

7.2.3 Identificación experimental y analítica de las propiedades dinámicas

La identificación experimental de los periodos fundamentales de la estructura fue posible para los dos primeros modos de vibración, el tercer modo no arrojó una desviación estándar confiable, esto se debe principalmente a la rigidez en este tipo de edificios; a mayor rigidez hay menor probabilidad de que la energía debida a vibración ambiental excite modos de vibración superiores. Los resultados obtenidos tras el procesamiento e identificación de las señales experimentales se muestran en la Tabla 13 y Tabla 14, para frecuencias y periodos, respectivamente.

Tabla 13. Frecuencias naturales experimentales

Modo	f – PP [Hz]	f – SSI [Hz]	Fde [Hz]	f – NExT [Hz]	Fde [Hz]
1	2.431	2.423	0.035	2.46	0.088
2	2.548	2.564	0.033	2.596	0.030

Nota: Fde corresponde a la desviación estándar.

Tabla 14. Periodos de vibración experimentales

Modo	T – PP [s]	T – SSI [s]	T - NExT [s]
1	0.411	0.413	0.407
2	0.392	0.390	0.385

La Tabla 15 muestra para los dos primeros modos fundamentales los periodos del modelo numérico sin ajustar.

Tabla 15. Periodos naturales de modelo sin ajustar

Modo	T [s]
1	0.362
2	0.337

7.2.4 Ajuste de modelo y resultados

De los resultados experimentales se tomaron como referencia para el ajuste del modelo los hallados por medio de la Identificación del Subespacio Estocástico (SSI) debido a que fueron más estables en términos de conteo de frecuencias y desviaciones estándar.

Como variables para el ajuste se tomaron los modificadores de rigidez de los elementos estructurales (muros y vigas) suponiendo cierto grado de agrietamiento en la estructura real, la resistencia f_c a compresión del concreto y las alternativas de modelización mediante Shell Layered (tipo de comportamiento de las capas). El ajuste del modelo numérico respecto a los modificadores de rigidez y la resistencia a compresión del concreto se realizó mediante un API entre MATLAB y ETABS que permitió modificar estos parámetros en rangos razonables para los muros elásticos e inelásticos. En la Tabla 16 se muestran los resultados del ajuste para el periodo fundamental de vibración, y en la Tabla 17 y Tabla 18, la comparación en términos del error porcentual para los periodos analíticos y experimentales, antes y después del ajuste, respectivamente.

Tabla 16. Periodos naturales analíticos ajustados

Modo	T [s]
1	0.411
2	0.384

Tabla 17. Comparación entre periodos analíticos y experimentales con el modelo sin ajustar

Modo	T – experimental [s]	Modelo sin ajustar	
		T [s]	Error [%]
1	0.413	0.362	12.3
2	0.390	0.337	13.6

Tabla 18. Comparación entre periodos analíticos y experimentales con el modelo ajustado

Modo	T – experimental [s]	Modelo ajustado	
		T [s]	Error [%]
1	0.413	0.411	0.5%
2	0.390	0.384	1.54%

El ajuste de los modelos respecto al periodo fundamental experimental permitió definir la rigidez mediante un porcentaje de agrietamiento aproximado del 50% para los muros y de 35% para las vigas. La resistencia f_c no varió en gran medida, por esto se mantuvo el mismo valor. Los valores iniciales y finales de las variables, tras el ajuste del modelo, se presentan en la Tabla 19.

Tabla 19. Resultados de ajuste de parámetros

Variable	Valor inicial	Valor final
f_c (MPa)	21	21
I_g muros elásticos (Shell Thin) [%]	1	0.5
I_g capa elástica en muros inelásticos (Shell layered) [%]	1	0.5
I_g vigas [%]	1	0.35

Los modificadores de rigidez obtenidos tras el ajuste son coherentes con los sugeridos por normas como el ASCE/SEI 41 y la FEMA 356, estos resultados se utilizaron para el ajuste de los edificios E1 y E3 en conjunto con la metodología de modelización descrita en la sección 6.1.

8 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica

8.1 Vulnerabilidad sísmica según el Reglamento NSR-10

A continuación, se desarrolla la metodología propuesta por el Reglamento NSR-10 para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de muros delgados de CR estudiadas en esta investigación. La información previa de cada edificio, como clasificación del sistema, cargas, materiales, y cargas diferentes a las de sismo es la presentada en la sección 4.4.2.

8.1.1 Determinación del nivel de amenaza sísmica

En el Capítulo A.2, del Reglamento NSR-10 se prescriben los movimientos sísmicos de acuerdo con zonas de amenaza sísmica baja, intermedia y alta, estos movimientos pueden expresarse en términos del espectro elástico de diseño definido en la sección A.2.6 de dicho reglamento mediante la aceleración pico efectiva A_a , la velocidad pico efectiva A_v , y los factores de amplificación F_a y F_v que permiten considerar los efectos de sitio según el tipo de suelo donde se ubica la estructura. En la Tabla 20 se muestran los coeficientes que definen el espectro de diseño de las estructuras en estudio de acuerdo con el Reglamento NSR-10 y en la Figura 32 su representación gráfica.

Tabla 20. Coeficientes del espectro de diseño de las edificaciones

Edificio	Zona sísmica	Tipo de suelo	I	A_a	A_v	F_a	F_v	S_a	T_c	T_l
E1	Alta	D	1	0.25	0.25	1.3	1.9	0.812	0.70	4.56
E2	Alta	MZ 4D ²	1	0.25	0.25	0.99	2.48	0.618	1.20	2.0
E3	Alta	MZ 4B ¹	1	0.25	0.25	1.04	1.52	0.65	0.7	2.5

1: Micro-zona (MZ) sísmica 4B, Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali (MZSC)

2: Micro-zona (MZ) sísmica 4D, Microzonificación Sísmica de Santiago de Cali (MZSC)

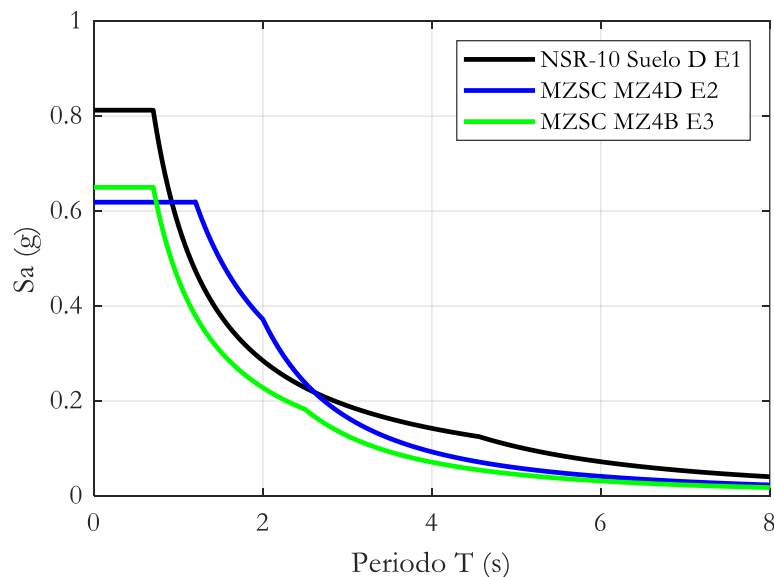


Figura 32. Espectro elástico según el Reglamento NSR-10 para cada edificio.

8.1.2 Análisis dinámico modal espectral (ADME)

Con el objetivo de conocer las fuerzas sísmicas de diseño, las derivas, las fuerzas internas en los elementos estructurales y evaluar la capacidad y vulnerabilidad ante la demanda sísmica de diseño de los edificios, se realizó un análisis dinámico modal espectral empleando los modelos matemáticos tridimensionales (Figura 33) descritos en el capítulo 5. La rigidez efectiva del modelo para el análisis de las estructuras se consideró agrietando los muros, en un 50% y las vigas en un 35% del momento total de inercia, valores que permitieron un correcto ajuste del edificio E2 en este trabajo y que son recomendados en la literatura técnica para este sistema estructural.

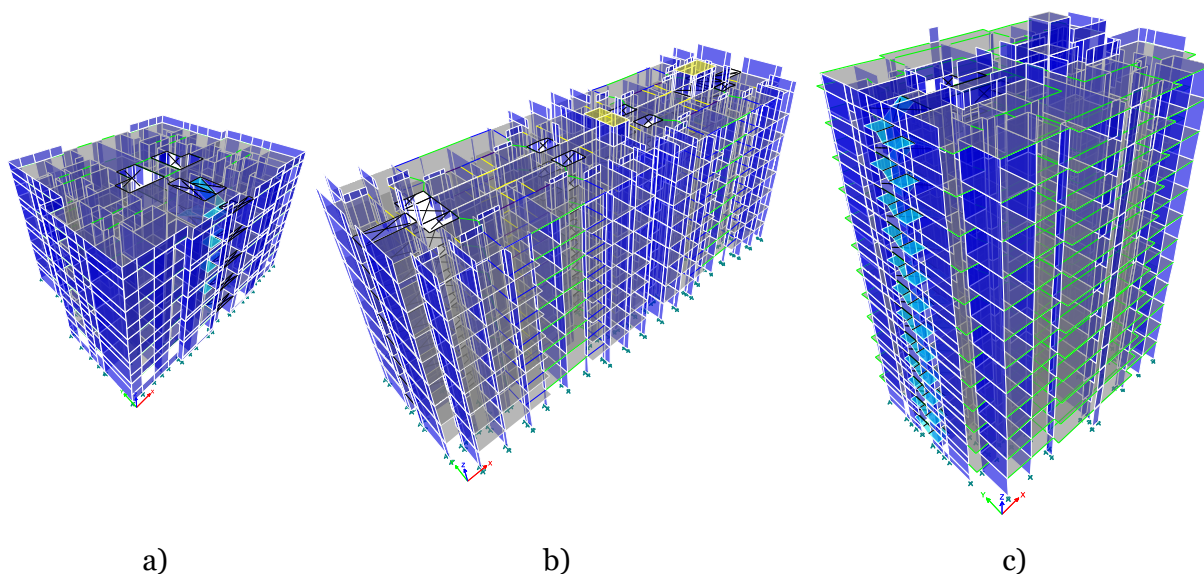


Figura 33. Modelos matemáticos tridimensionales; a) edificio E1, b) Edificio E2, c) edificio E3.

Para determinar respuesta ante la demanda sísmica de diseño y cargas de servicio por medio de ADME se tuvieron en cuenta los siguientes criterios y conceptos:

- Masa sísmica: la masa sísmica del edificio incluye la carga muerta, la carga muerta adicional más el 25% de la carga viva ($DL+SDL+0.25LL$).
- Numero de modos de vibración, combinación modal y direccional: para el análisis y respuesta dinámica de la estructura se tomaron en cuenta los modos que hicieron participar en un 90% la masa de la edificación (Tabla 21). Se utilizó la combinación modal “*Complete Quadratic Combination*” (CQC) y combinación direccional “*Square Root of Sum of Square*” (SRSS).
- Cortante sísmico en la base: el cortante sísmico en la base para cada dirección de la estructura se define en el capítulo A.4.3 de Reglamento NSR1-10 mediante la ecuación $V_s = S_a g M = S_a W$, donde S_a corresponde a la aceleración leída en el espectro elástico de diseño para el periodo T en la dirección correspondiente de la estructura, g es la gravedad, M la masa sísmica del edificio y $W=g \cdot M$ el peso del edificio.
- Ajuste de los resultados: el ajuste por Fuerza Horizontal Equivalente (FHE), del cortante sísmico dinámico total en la base (V_{sADME}) se realizó de acuerdo con el apartado A.5.4.5 del Reglamento NSR-10. El periodo fundamental en cada dirección T de la estructura, se halló mediante el ajuste entre el periodo aproximado T_a y el periodo dinámico T_d del modelo numérico, tal como lo prescribe el Reglamento NSR-10 en A.4.2.3 ($(T_d-T_a)/T_a < 10$). En la Tabla 22 se muestra el cálculo del cortante sísmico ajustado por FHE para cada edificio.

Tabla 21. Proporción modal de masa participativa en las edificaciones

Edificio	Modo	Periodo (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
E1	1	0.165	0.7809	0.0008	0.7809	0.0008
	2	0.138	0.0009	0.7877	0.7818	0.7886
	3	0.113	0.0006	2.98E-05	0.7824	0.7886
	4	0.061	0.0	0.0001	0.7824	0.7887
	5	0.048	0.153	0.0001	0.9354	0.7887
	6	0.042	3.27E-05	0.1528	0.9354	0.9415
E2	1	0.413	0.6742	2.27E-05	0.6742	2.27E-05
	2	0.389	0.0001	0.6618	0.6742	0.6619
	3	0.357	0.0007	0.0073	0.6749	0.6691
	4	0.192	0.0	0.0044	0.6749	0.6736
	5	0.087	0.2071	0.0	0.882	0.6736
	6	0.079	0.0	0.2039	0.882	0.8774
	7	0.073	4.12E-05	0.0017	0.882	0.8791
	8	0.039	0.062	0.0	0.944	0.8791
	9	0.034	0.0	0.0611	0.944	0.9402
E3	1	1.038	1.02E-05	0.3726	1.02E-05	0.3726
	2	0.932	0.6781	0.0001	0.6781	0.3727
	3	0.753	0.0001	0.2925	0.6782	0.6652
	4	0.217	0.0002	0.0843	0.6784	0.7495
	5	0.207	0.1822	0.0002	0.8606	0.7497
	6	0.182	1.93E-05	0.1049	0.8606	0.8546
	7	0.093	0.0594	0.0008	0.9200	0.8554
	8	0.091	0.0034	0.0163	0.9235	0.8718
	9	0.082	2.18E-06	0.0472	0.9235	0.9189

Tabla 22. Cortante sísmico de las edificaciones mediante ADME

Edif.	W [kN]	Dir.	T _a [s]	T _{max} [s]	T _d [s]	T [s]	S _a	VsFHE [kN]	VsADME [kN]	Reg.	FHE a cumplir [kN]	Factor de ajuste	VsADME ajustado [kN]	Fs ajustado [kN]
E1	11842	X	0.32/0.17	0.38/0.20	0.17	0.17	0.81	9621.5	6991.12	Reg.	76697.2	1.10	7697.2	1539.44
		Y	0.32/0.14	0.38/0.17	0.14	0.14	0.81	9621.5	7068.46	Reg.	7697.2	1.09	7697.2	1539.44
E2	40428	X	0.46/0.41	0.56/0.50	0.41	0.41	0.62	25065.32	11441.76	Reg.	20052.25	1.75	20052.25	4010.45
		Y	0.46/0.39	0.56/0.47	0.39	0.39	0.62	25065.32	11275.76	Reg.	20052.25	1.78	20052.25	4010.45
E3	39616	X	0.63/0.93	0.81/1.05	0.93	0.93	0.56	22225.39	13062.14	Irreg.	20002.85	1.77	23175.23	5150.05
		Y	0.63/1.04	0.81/1.05	1.04	1.04	0.56	22225.39	10008.82	Irreg.	20002.85	2.32	23175.23	5150.05

W: peso del edificio debido a combinación de carga DL+SDL+0.25LL

T_a: periodo aproximado $T_a = C_t h^\alpha$, y periodo aproximado T_a ajustado. Donde h es la altura del edificio y C_t, α son tomados de la tabla A.4.2-1 del Reglamento NSR-10.

T_{max}: periodo máximo $T_{max} = C_u * T_a$, y periodo máximo T_{max} ajustado. Donde $C_u = 1.75 - 1.2 \cdot A_v \cdot F_v$ pero $C_u \geq 1.2$, según A.4.2.1 del Reglamento NSR-10.

T_d: periodo dinámico fundamental (de análisis dinámico modal espectral).

T: periodo ajustado de la estructura, donde; $T < T_{max}$ y $(T - T_a) / T_a \leq 10\%$

S_a: aceleración horizontal en la base del edificio como fracción de la gravedad para el periodo T .

VsFHE: fuerza cortante sísmica en la base calculada por el método de la Fuerza Horizontal Equivalente.

VsADME: fuerza cortante sísmica en la base calculada por Análisis Dinámico Modal Espectral.

Reg.: variable que indica si la estructura es regular o irregular.

FHE a cumplir: fuerza cortante sísmica, calculada por FHE, mínima para VsADME según las irregularidades de la estructura, (Regular: 80% de FHE, irregular: 90% de FHE)

Factor de ajuste: factor de modificación del cortante dinámico VsADME en la base (FHE a cumplir * VsFHE / VsADME).

R: coeficiente de disipación de energía

VsADME ajustado: cortante sísmico en la base, ajustado mediante VsFHE.

Fs ajustado: cortante sísmico de diseño en la base (VsADME ajustado / R)

El edificio E3 presenta periodos de vibración altos debido a la irregularidad en planta (discontinuidades en el diafragma) y baja densidad de muros principalmente en la dirección Y (transversal). En la Figura 33 se muestra la distribución del cortante sísmico en cada uno de los pisos para el sismo aplicado en las dos direcciones principales en planta de la estructura.

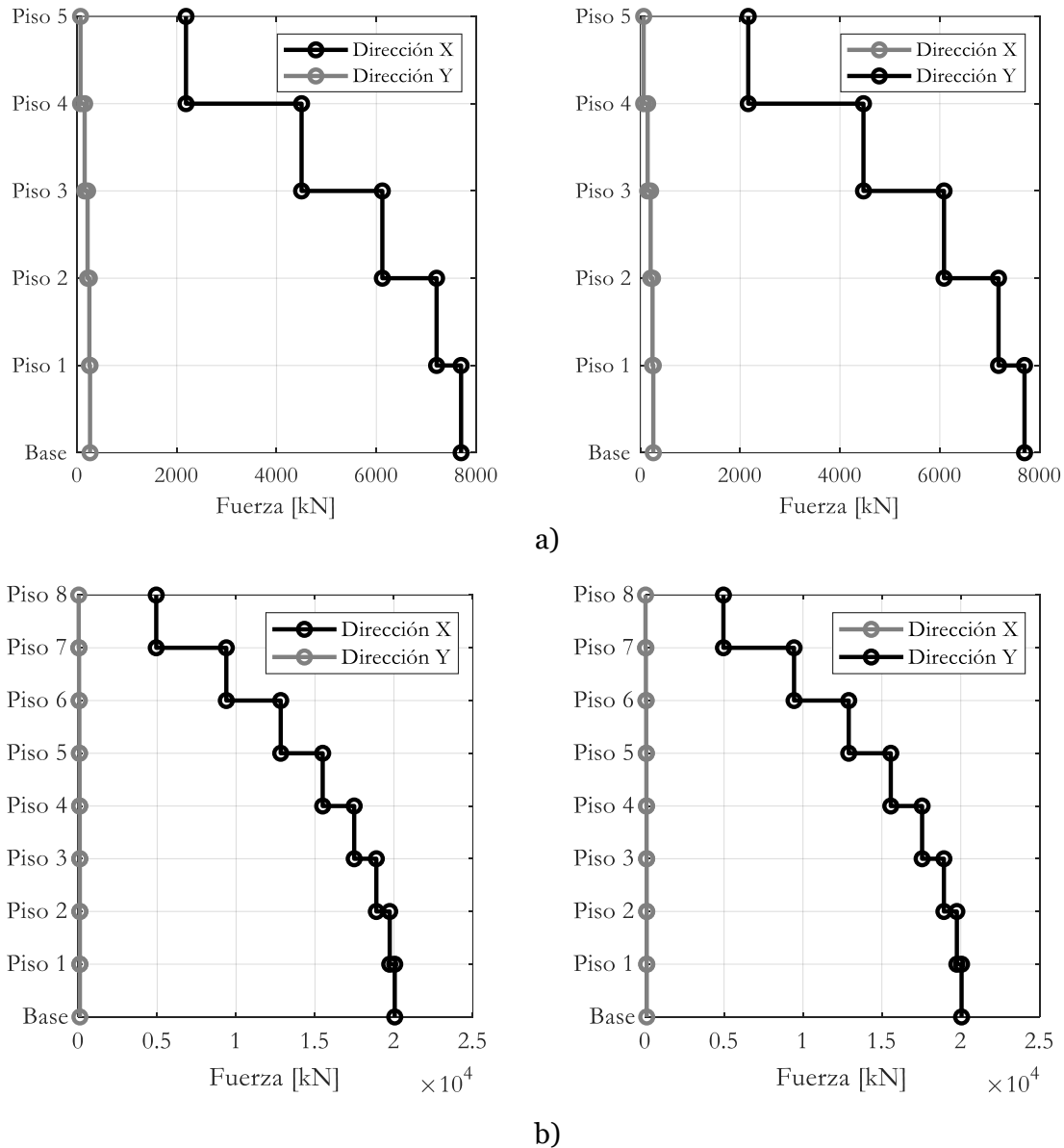
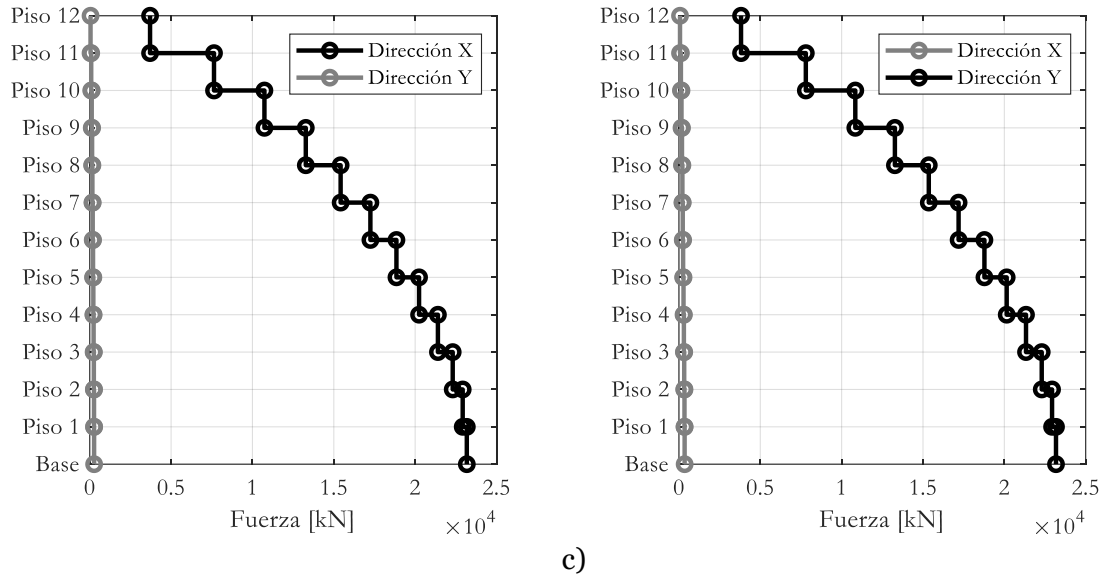


Figura 34. Distribución de fuerza cortante sísmica en altura, de izquierda a derecha, sismo en X (SX) y sismo en Y (SY); a) edificio E1, b) edificio E2.



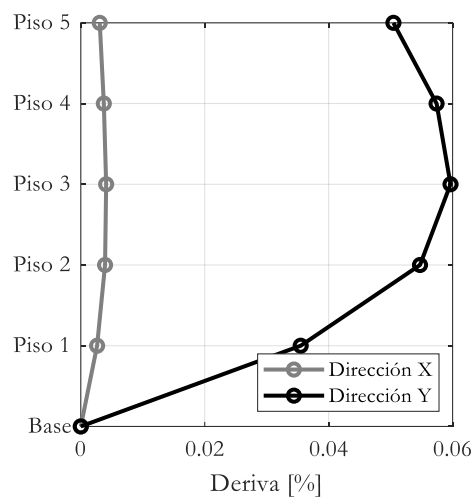
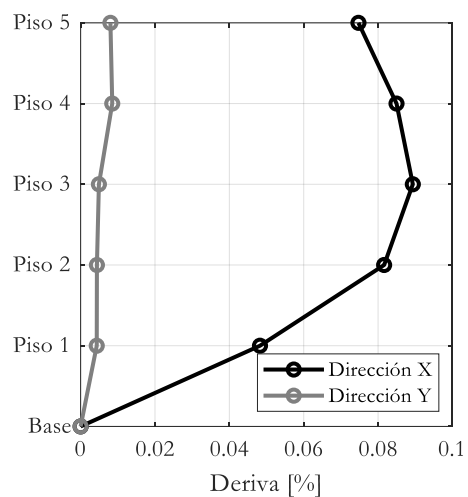
Continuación de Figura 34. Distribución de fuerza constante sísmica en altura, de izquierda a derecha, sismo en X (SX) y sismo en Y (SY); c) edificio E3.

8.1.3 Evaluación de derivas

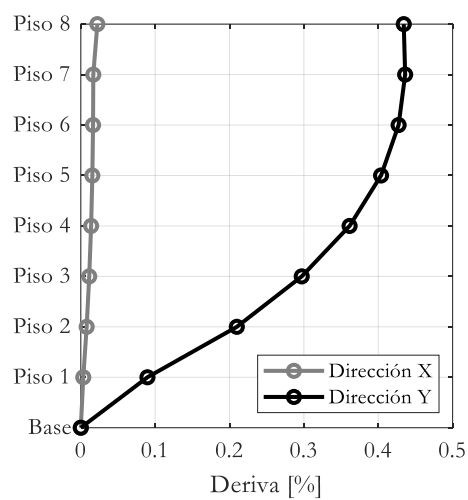
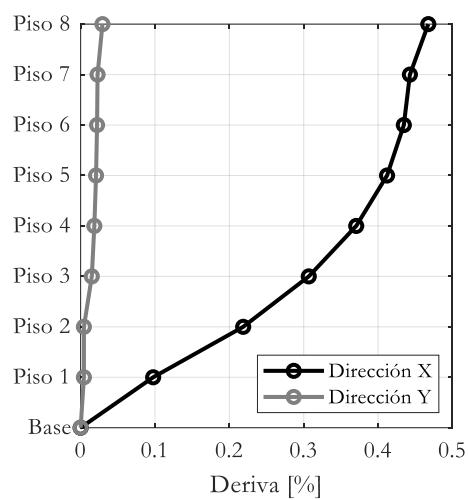
Para la verificación de las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del capítulo A.6 de la norma, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas sin haber sido divididas por R. En la Figura 35. Derivas por piso para, de izquierda a derecha, sismo en X (SX) y sismo en Y (SY); a) edificio E1, b) edificio E2, c) edificio E3., se muestran los valores correspondientes a las derivas máximas de las dos direcciones ortogonales principales en planta de cada piso. La deriva máxima Δ_{max} fue calculada con la ecuación A.6.3-1 (3) del Reglamento NSR-10 y se muestra en la Tabla 23 para cada uno de los edificios. Debido a que el análisis se realizó con secciones fisuradas, el límite de deriva es 1.43%, lo que es equivalente a multiplicar las derivas por 0.7 antes de compararlas con el límite del 1%, como lo establece el Reglamento NSR-10 en A.6.4.1.1.

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2} \quad (3)$$

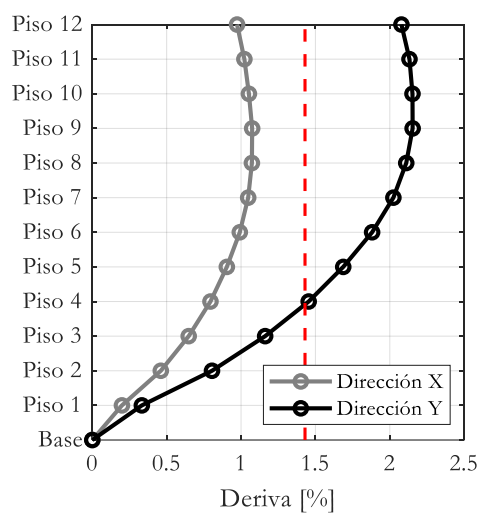
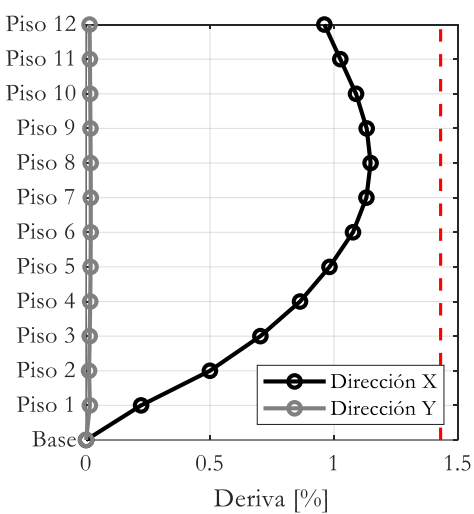
Nota: i corresponde al piso, j es la dirección principal en planta y δ_{tot} es el desplazamiento horizontal total máximo de un punto en el piso i o (i-1).



a)



b)



c)

Figura 35. Derivas por piso para, de izquierda a derecha, sismo en X (SX) y sismo en Y (SY); a) edificio E1, b) edificio E2, c) edificio E3.

Tabla 23. Deriva máxima de Edificios

Edificio	Dirección sismo	Δx	Δy	Δ_{max}	Chequeo
E1	SX	0.089%	0.009%	0.089%	OK
	SY	0.004%	0.060%	0.060%	OK
E2	SX	0.468%	0.029%	0.468%	OK
	SY	0.002%	0.436%	0.436%	OK
E3	SX	1.148%	0.010%	1.148%	OK
	SY	0.998%	2.026%	2.259%	No cumple

De acuerdo con los resultados se puede observar que en el edificio E1 las derivas son bastante bajas, esto se debe principalmente a la rigidez del sistema, a la moderada densidad de muros que presenta el edificio (2.5% en cada dirección) y a su baja altura. Por su parte, los edificios E2 y E3 experimentan desplazamientos horizontales mayores, llegando a sobrepasarse el límite de 1.43% de deriva en edificio E3, en el cual se presenta discontinuidad del diafragma en un costado de la edificación.

8.1.4 Fuerzas internas

Las solicitaciones equivalentes, halladas por el método ADME, se combinaron según la sección B.2.4 del Reglamento NSR-10 (Tabla 24), tomando principalmente las combinaciones que incluyen carga por sismo, para obtener las fuerzas y esfuerzos internos de los elementos estructurales. Los efectos ortogonales se tuvieron en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

Tabla 24. Combinaciones de carga según el Reglamento NSR-10

Combinación	Referencia NSR-10	Notas
1.2D+1.6L+0.5Lr	(B.2.4-2)	
1.2D+1.0(L+Lr)+1.0EX+0.3EY	(B.2.4-5) +Efectos ortogonales	D: carga muerta
1.2D+1.0(L+Lr)+1.0EY+0.3EX		L: carga viva
0.9D+1.0EX+0.3EY	(B.2.4-7)+Efectos ortogonales	Lr: Carga viva de cubierta
0.9D+1.0EY+0.3EX		E: carga por sismo ($E=Fs=Vs/R$)

8.1.5 Relación entre demanda y capacidad (D/C) de los elementos estructurales y la estructura.

De acuerdo con el Reglamento NSR-10, la relación D/C para esfuerzos y deformaciones, se determina mediante el cálculo del índice de sobreesfuerzo y el índice de flexibilidad de cada uno de los elementos estructurales. El mayor índice encontrado será el índice de sobreesfuerzo o de flexibilidad de la estructura con los cuales se deberá calcular la vulnerabilidad sísmica.

Para obtener estos resultados se empleó la herramienta de diseño de ETABS, la cual permite chequear los elementos de la estructura ante las combinaciones de carga definiendo de manera detallada su sección transversal e incluyendo su refuerzo. Este procedimiento se llevó a cabo para cada uno de los muros de las edificaciones asignando una sección general de refuerzo a cada "Pier" creada (según los detalles de los planos estructurales) mediante la herramienta "Section Designer" de ETABS (Figura 36.)

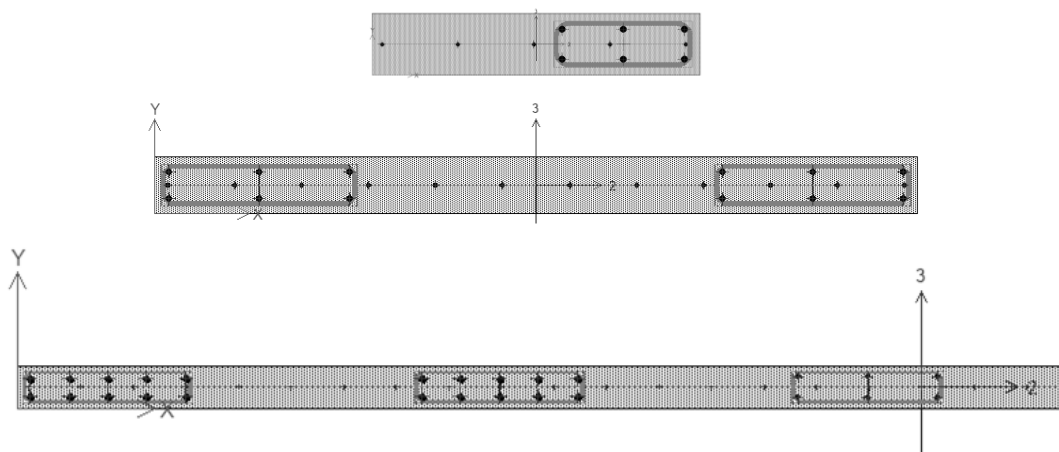


Figura 36. Secciones de muros creadas con la herramienta “Section Designer” de ETABS para el diseño de los muros.

La Tabla 25 muestra los índices de sobreesfuerzo a flexión y a cortante para los tres muros más críticos de cada edificio y la Tabla 26 los índices de flexibilidad máximos.

Tabla 25. Índices de sobreesfuerzo.

Edificio	Índice de sobreesfuerzo a flexión	Índice de sobreesfuerzo a cortante
E1	0.585 (pier 70 – piso 5)	0.244 (pier34 – piso 4)
	0.561 (pier 71 – piso 5)	0.205 (pier70 – piso 3)
	0.383 (pier 22 – piso 2)	0.202 (pier6 – piso 3)
E2	1.370 (pier 27, 41 – piso 6)	0.631 (pier 84 – piso 4)
	1.250 (pier 33 – piso 1)	0.625 (pier MC – piso 4)
	1.20 (pier 87 – piso 5)	0.580 (pier MC – piso 4)
E3	4.867 (pier 41 – piso 12)	1.30 (pier 44 – piso 12)
	4.832 (pier 44 – piso 12)	1.25 (pier 41 – piso 12)
	3.267 (pier 12 – piso 12)	0.96 (pier 15 – piso 12)

Tabla 26. Índices de flexibilidad

Edificio	$\Delta_{\text{total máxima}}$	Piso	Δ_{perm}	I flex. ($\Delta_{\text{total máxima}} / \Delta_{\text{perm}}$)
E1	0.089%	3	1.43%	0.063
E2	0.468%	8	1.43%	0.327
E3	2.259%	9	1.43%	1.580

8.1.6 Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones

Una vez determinados, de manera individual, los índices de sobre esfuerzo y flexibilidad de los elementos que conforman el sistema estructural, se escogen los mayores valores para definirlos como los representativos de la estructura y se evalúa la vulnerabilidad sísmica. El inverso del índice de sobre esfuerzo general y el inverso del índice de flexibilidad general expresan la vulnerabilidad como una fracción de la resistencia y la rigidez, respectivamente, que tendría una estructura nueva construida de acuerdo con los requisitos del Reglamento NSR-10. La Tabla 27 muestra estos valores para cada edificio.

Tabla 27. Índices generales de sobre esfuerzo y flexibilidad de los edificios.

Edificio	Índice de sobre esfuerzo general a flexión ($ISE_{flex.}$)	Índice de sobre esfuerzo general a cortante ($ISE_{cort.}$)	Índice general de flexibilidad ($IFlex$)
E1	1/0.585=1.71	1/0.244=4.01	1/0.063=16.0 (piso 3)
	1/0.561=1.78	1/0.236=4.88	
	1/0.383=2.61	1/0.218=4.95	
E2	1/1.37=0.73	1/0.631=1.585	1/0.327=3.1 (piso 8)
	1/1.25=0.8	1/0.625=1.60	
	1/1.2=0.83	1/0.58=1.724	
E3	1/4.867=0.20	1/1.30=0.77	1/1.58=0.63 (piso 9)
	1/4.832=0.21	1/1.25=0.80	
	1/3.267=0.31	1/0.96=1.04	

Con estos resultados se identificaron los elementos estructurales que probablemente presentarían un comportamiento inadecuado ante un evento sísmico de magnitud considerable, tal como el sismo de diseño. De lo anterior, se puede concluir que el edificio E1 presentaría buen comportamiento sísmico respecto a derivas ($IFlex=16$) y esfuerzos ante una amenaza sísmica consistente con la de diseño.

El edificio E2 con un índice de flexibilidad de 3.1 presenta un comportamiento adecuado para derivas, sin embargo, los índices de sobre esfuerzo a flexión indican que en el caso de ocurrir una demanda similar a la de diseño el edificio es vulnerable y podrían presentarse daños estructurales. Se encontró que 10 muros presentan un ISE a flexión mayor a 1.

Por su parte el edificio E3 presenta una vulnerabilidad considerable, los tres índices arrojan valores por debajo de la unidad señalando que ante una demanda igual o mayor a la de diseño la estructura no tendría la suficiente resistencia y rigidez para soportar adecuadamente las fuerzas internas y desplazamientos producidos por la excitación sísmica. En este edificio cerca del 40% de los muros presentan un índice a flexión mayor a la unidad.

8.2 Análisis Dinámico No Lineal (ADNL)

El análisis dinámico no lineal se realizó con los modelos numéricos ajustados de las edificaciones previamente descritos, los cuales contemplan comportamiento no lineal mediante los modelos constitutivos e histeréticos de los materiales, y la modelización de los muros con elementos tipo Shell Layered. En el análisis se consideró un amortiguamiento del 5%, consistente con el amortiguamiento del espectro del Reglamento NSR-10. Para el desarrollo del ADNL se escogieron siete sismos consistentes con la amenaza sísmica esperada en Santiago de Cali, lugar de ubicación de las edificaciones, siguiendo los requisitos estipulados en el Reglamento NSR-10 para la selección de la amenaza sísmica. Posteriormente, se determinaron las fuerzas sísmicas de diseño ajustando los valores respecto al 80% o 90% de FHE según correspondiera. Finalmente se evaluó el desempeño sísmico de cada edificación respecto a parámetros de deformación según criterios de aceptación propuestos por la literatura técnica y los resultados de ensayos experimentales en muros de concreto reforzado. Los parámetros seleccionados para evaluar el desempeño se describen en 8.2.3.1.

8.2.1 Selección de sismos para evaluación de la respuesta sísmica

Para el análisis y diseño estructural de edificaciones en Colombia, se permite representar la amenaza sísmica mediante espectros de diseño y acelerogramas reales o sintéticos. La disponibilidad de esta información está a cargo de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC), sin embargo, el número de acelerogramas reales registrados en el país con valores importantes de aceleración es bajo. Debido a esto, se utilizaron registros sísmicos reales de la Microzonificación Sísmica de Cali (MZSC), por representar de manera razonable los ambientes sismotectónicos característicos de amenaza para la ciudad de Santiago de Cali (Subducción superficial, Subducción Profunda y Cortical).

Para esto se tuvieron en cuenta los requisitos indicados por el Reglamento NSR-10 sobre la selección de las familias de acelerogramas en el capítulo A.2.7, donde se señala que:

- a) Para efectos de análisis y diseño, si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del mínimo de tres, se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados en vez de considerar los valores máximos de los análisis individuales.
- b) Pueden utilizarse acelerogramas sintéticos compatibles con la amenaza sísmica esperada en caso de no cumplir con el mínimo número de acelerogramas reales.
- c) Los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, no deben tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier periodo de vibración en el rango comprendido entre $0.8T$ y $1.2T$, donde T es el periodo de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno (espectro elástico del Reglamento NSR-10 o de la MZSC) y que el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros individuales, en el rango comprendido entre $0.2T$ y $1.5T$, no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de periodos para el movimiento esperado del terreno.
- d) En análisis tridimensionales, deben utilizarse las dos componentes horizontales del mismo registro las cuales se deben escalar con el mismo factor de escala. En este caso, en vez del promedio mencionado en (c) se debe utilizar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores.

De esta manera se procedió a la búsqueda de los sismos del informe 1.9 (Evaluación de la Amenaza Sísmica Regional en Santiago de Cali), de la MZSC, encontrando la mayoría de estos en las bases de datos “The Strong Motion Virtual Data Center” (VDC), “The European Strong Motion Database” (ESM) y “BRI Strong Motion Network” (BRI). Además de esto se buscaron sismos en la base de datos NGA-West2 del “The Pacific Earthquake Engineering Research Center” (PEER) con características de amenaza consistente con la amenaza esperada en Cali. Posteriormente se escalaron con el software “SeismoMatch” y una rutina en Matlab que permitió escoger el mejor factor de escala y calcular los espectros de respuesta de cada sismo, de tal manera que el espectro individual y el espectro total de los sismos, calculado como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de sus componentes (este-oeste y norte-sur), y el promedio de los espectros individuales, respectivamente, cumplieran con los requisitos anteriormente descritos. Cabe señalar que, aunque el literal c) está definido en términos del período inelástico, la selección presentada en este trabajo se definió en términos del período de vibración fundamental elástico, puesto que normas reconocidas como ASCE/SEI 41, la FEMA 356 y otros autores lo avalan. El periodo de vibración elástico empleado corresponde al calculado para los modelos con secciones agrietadas.

De este análisis se escogieron siete registros sísmicos que cumplieron con los requisitos. Los principales parámetros se presentan en la Tabla 28. En la Figura 37 se muestran los espectros de los sismos escalados respecto al espectro de diseño para cada edificación.

Tabla 28. Propiedades de sísmicos seleccionados

No	Sismo	Estación	Fecha dd/mm/aa	Lat. / Long. (km)	Mag. (km)	PGA	Tipo falla	Escenario	Distancia Epic. (km)
1	Nv. Zelanda (NZ)	090A	28/01/1991	-42.0/171.9	5.8	0.185	Inverso	Cortical	24
2	Italia (IT)	ASo10	26/09/1997	43.03/12.86	6.0	0.188	Normal	Cortical	21.6
3	Kocaeli, Turkey (KC)	Duzce	17/08/1999	40.75/29.99	7.51	0.32	Strike slip	Cortical	98.2
4	Japón (JP)	MIYA2	26/05/2003	38.9/141.6	7.0	0.174	Inverso	Subducción Profunda	89
5	Chile (CH)	Iquique	13/06/2005	-19.89/- 69.13	7.9	0.22	Inverso	Subducción Profunda	119
6	México (MX)	UNIO	19/09/1985	17.9/-102.0	8.1	0.223	Inverso	Subducción Superficial	91
7	Taiwán Smart1(45) (TS)	SMART1 Oo3	14/11/1986	23.9/121.83	7.3	0.19	Inverso	Subducción Superficial	76

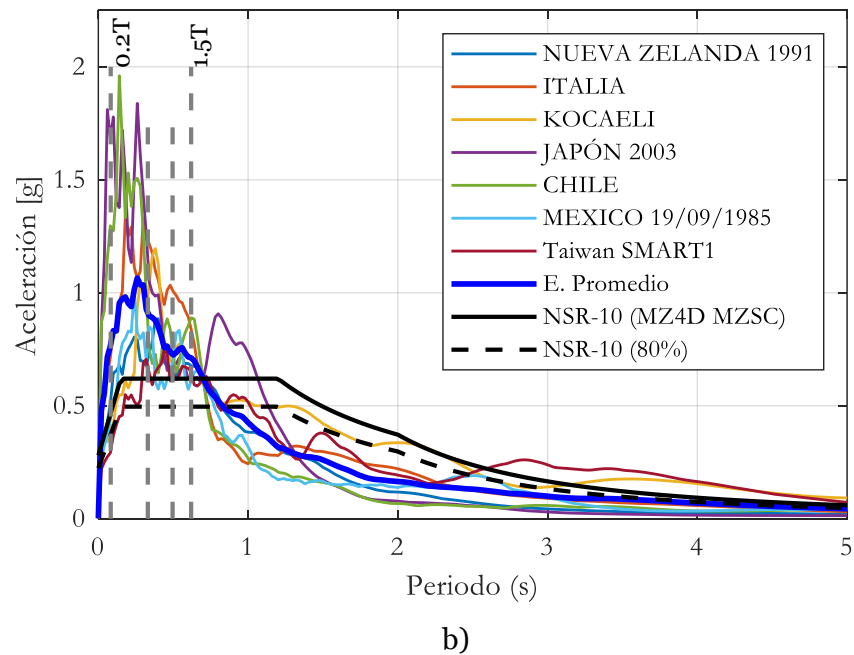
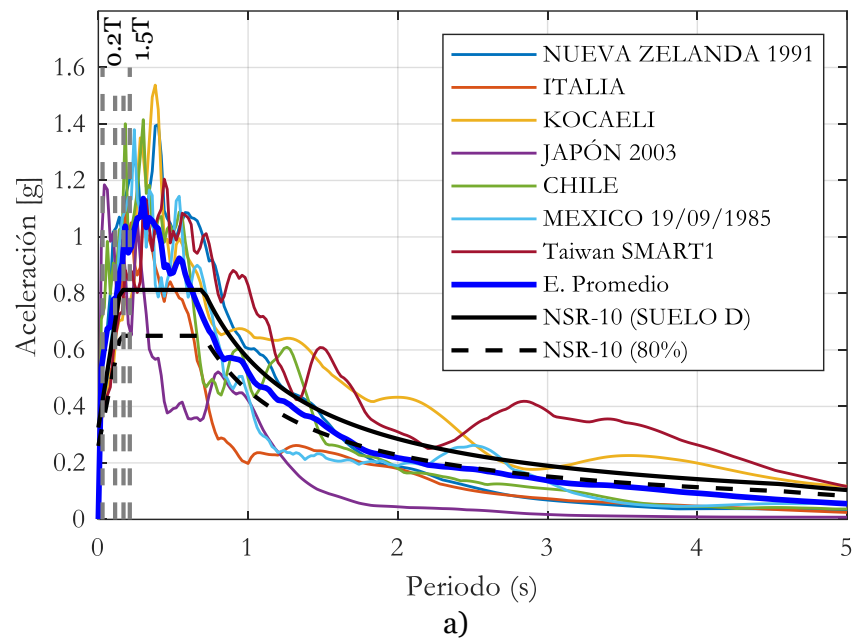
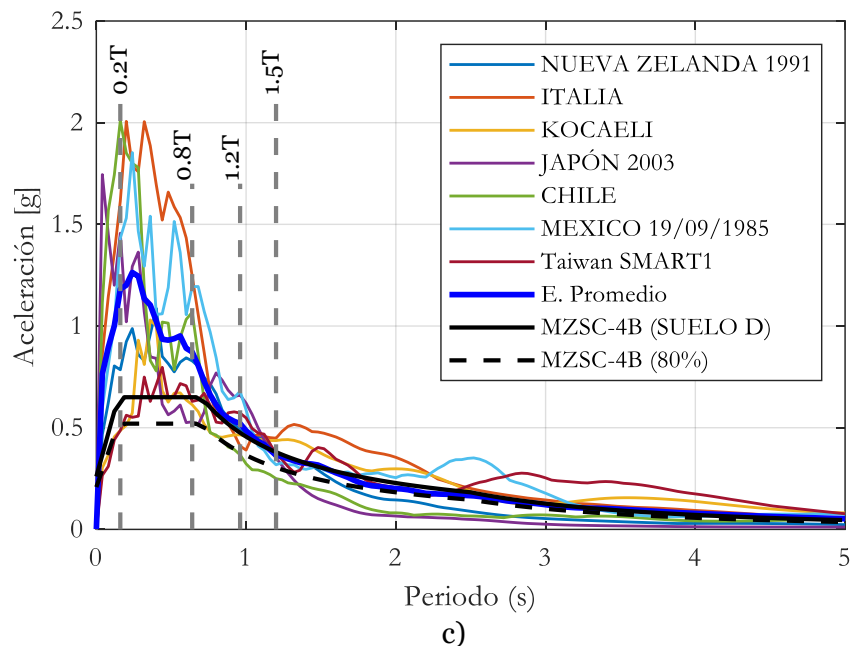


Figura 37. Espectros de respuesta de sismos escalados según criterios del capítulo A.2.7 del Reglamento NSR-10; a) edificio E1, b) edificio E2.



Continuación de Figura 36. Espectros de respuesta de sismos escalados según criterios del capítulo A.2.7 del Reglamento NSR-10; c) Edificio E3.

8.2.2 Fuerzas sísmicas de diseño

En primera instancia, y con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico de manera consistente con la demanda de diseño se procedió a determinar las fuerzas sísmicas por ADNL (V_{SADNL}), para lo cual se tuvieron en cuenta los siguientes conceptos y criterios:

- Masa sísmica: la masa sísmica del edificio incluye la carga muerta, la carga muerta adicional más el 25% de la carga viva ($DL+SDL+0.25LL$).
- Rigidez: se consideraron secciones agrietadas ($0.5I_g$) en toda la estructura y se emplearon los modelos constitutivos e hysteréticos de los materiales de acuerdo con los modelos descritos en la sección 5.4 (Propiedades de los materiales).
- Demanda sísmica: se aplicó el sismo en ambas direcciones y para considerar la situación más desfavorable, la componente de mayor severidad se considera que actúa en la dirección débil, siendo esta la dirección principal en planta con menor densidad de muros. La componente de mayor severidad se identificó con el programa SeismoSignal, el cual, mediante un procedimiento matemático descrito por Bommer & Hancock (2005) estima un índice de daño esperado.
- Numero de modos de vibración, combinación modal y direccional: para el análisis y respuesta dinámica de la estructura se tomaron en cuenta los modos que hicieron participar en un 90% la masa de la edificación. Se utilizó la combinación modal “Complete Quadratic Combination” (CQC) y combinación direccional “Square Root of Sum of Square” (SRSS).
- Cortante sísmico en la base por FHE: el cortante sísmico en la base para cada dirección de la estructura se define en el capítulo A.4.3 mediante la ecuación $V_s = S_a g M = S_a W$, donde S_a corresponde a la aceleración leída en el espectro elástico de diseño para el periodo T en la dirección correspondiente de la estructura, g es la gravedad, M la masa sísmica del edificio y $W=g \cdot M$, el peso del edificio.

El ajuste de los resultados por el cortante sísmico en la base calculado por FHE (V_{SFHE}) del cortante sísmico dinámico total en la base (V_{SADNL}) se realizó de acuerdo con el apartado A.5.5.3 del Reglamento NSR-10, el cual señala que si V_{SADNL} para cualquier dirección principal es menor que V_{SFHE}/R , el factor de ajuste del cortante sísmico total en la base es $(V_{SFHE}/R)/V_{SADNL}$ donde R es el factor de disipación de energía del sistema. Es importante señalar que la respuesta del modelo matemático inelástico ya tiene involucrado el efecto asociado al R , por lo que al momento de ajustar los resultados V_{SADNL} no se divide por R , pero V_{SFHE} sí. La Tabla 29 resume las fuerzas sísmicas de diseño en la base debidamente ajustadas por FHE, en todos los casos se obtuvieron valores de V_{SADNL} mayores a los de FHE.

Tabla 29. Cortante sísmico de ADNL ajustado por FHE.

Edif.	W [kN]	Eje	T _a [s]	T _{max} [s]	T _d [s]	T [s]	S _a	V _{SFHE} [kN]	Sismo	Sentido de análisis	V _{SADNL} [kN]	FHE a cumplir	R	Factor de ajuste (V _{SFHE} /R)/V _{SADNL}	Fs ADNL ajustado [kN]
E1	11,851.10	X	0.32, 0.14	0.38, 0.17	0.13	0.13	0.81	9629	NZ	X	5936.26	1925.80	5	1.00	5936.26
										Y	8874.81			1.00	8874.81
									IT	X	7791.89			1.00	7791.89
										Y	8400.80			1.00	8400.80
									KC	X	8330.87			1.00	8330.87
										Y	7326.96			1.00	7326.96
		Y	0.32, 0.13	0.38, 0.16	0.11	0.11	0.81	9629	JP	X	8045.92			1.00	8045.92
										Y	9860.27			1.00	9860.27
									CH	X	7939.26			1.00	7939.26
										Y	8916.23			1.00	8916.23
									MX	X	7604.28			1.00	7604.28
										Y	8444.36			1.00	8444.36
E2	39,862.66	X	0.46	0.56	0.44	0.44	0.81	24715	NZ	X	12228.85	4942.97	5	1.00	12228.85
										Y	13287.29			1.00	13287.29
									IT	X	15920.76			1.00	15920.76
										Y	16230.68			1.00	16230.68
									KC	X	13402.60			1.00	13402.60
										Y	12360.43			1.00	12360.43
		Y	0.46	0.56	0.41	0.41	0.81	24715	JP	X	23243.62			1.00	23243.62
										Y	21370.46			1.00	21370.46
									CH	X	23574.60			1.00	23574.60
										Y	20214.04			1.00	20214.04
									MX	X	13417.61			1.00	13417.61
										Y	13463.77			1.00	13463.77
E3	39891.67	X	0.63, 0.72	0.94	0.72	0.72	0.65	25929	NZ	X	12943.28	5762.00	4.5	1.00	12943.28
										Y	11414.17			1.00	11414.17
									IT	X	19477.44			1.00	19477.44
										Y	12779.10			1.00	12779.10
									KC	X	8602.78			1.00	8602.78
										Y	7181.71			1.00	7181.71
		Y	0.63, 0.81	1.05	0.81	0.81	0.65	25929	JP	X	34752.62			1.00	34752.62
										Y	39628.65			1.00	39628.65
									CH	X	18433.66			1.00	18433.66
										Y	16217.40			1.00	16217.40
									MX	X	19668.76			1.00	19668.76
										Y	13599.30			1.00	13599.30
									TS	X	49850.3			1.00	49850.3
										Y	10840.65			1.00	10840.65

En la Tabla 29:

W: peso del edificio debido a combinación de carga DL+SDL+0.25LL

Ta: periodo aproximado $T_a = C_t h^\alpha$, C_t y α tomados de la tabla A.4.2-1 del Reglamento NSR-10, donde $C_t=0.049$ y $\alpha=0.75$.

T_{max}: periodo máximo $T_{max}=C_u \cdot T_a$, $C_u = 1.75 - 1.2A_v \cdot F_v \leq 1.2$, tomado de A.4.2.1 del Reglamento NSR-10.

Td: periodo dinámico (análisis modal)

T: periodo ajustado de la estructura, donde; $T < T_{max}$ y $(T - T_a)/T_a \leq 10\%$

Sa: aceleración horizontal en la base del edificio como fracción de la gravedad para el periodo T.

V_{sfhe}: fuerza cortante sísmica en la base calculada por el método de la Fuerza Horizontal Equivalente.

V_{sadnl}: fuerza cortante sísmica en la base calculada por Análisis Dinámico no Lineal.

FHE a cumplir: fuerza cortante sísmica, calculada por FHE, mínima (V_{sfhe}/R)

R: coeficiente de disipación de energía.

Factor de ajuste: factor de modificación del cortante dinámico en la base ($V_{sfhe}/R/V_{sadnl}$).

Fs ADNL ajustado: cortante sísmico ajustado en la base (factor de ajuste* V_{sadnl}).

8.2.3 Metodología de evaluación del desempeño sísmico

La evaluación del desempeño sísmico de las 3 edificaciones, como ya se mencionó, se realizó mediante ADNL en el programa ETABS utilizando los modelos numéricos y la amenaza sísmica definidos en la sección 6.2.2 y 8.2.1, respectivamente. Se consideró no linealidad solo en los pisos inferiores de cada edificio, con el objetivo de reducir el gasto computacional, facilitar la evaluación, y considerando que la incursión en el rango inelástico ocurre principalmente en los muros de los pisos inferiores como lo menciona (Bustos, 2016). De esta manera, se consideró no linealidad solamente en 2 de los 5 pisos del edificio E1, en 4 de los 8 pisos del edificio E2, y en 5 de los 12 pisos del edificio E3. El resto de los pisos fueron modelizados de forma elástica. Para el análisis se consideró una carga axial real esperada en las edificaciones dada por la combinación: 1DL + 0.25DL (FEMA-356, 2000; CEER, 2018).

8.2.3.1 Parámetros y criterios de evaluación del desempeño

Con el objetivo de ampliar los criterios para evaluar el desempeño, además de la deriva de piso (Figura 38a), se consideraron otros parámetros de tipo local, tales como la rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros (Figura 38b), y las deformaciones unitarias del concreto y del acero de refuerzo. La Tabla 30 muestra los parámetros propuestos para realizar la evaluación del desempeño, posteriormente se describe cada uno de los parámetros y las referencias tenidas en cuenta para los criterios de aceptación propuestos. En este trabajo la evaluación se realizó para el nivel de comportamiento de Seguridad de Vida (LS) puesto que la demanda sísmica (D) se definió respecto al espectro de diseño del Reglamento NSR-10, los niveles de comportamiento de Ocupación Inmediata (IO) y de Prevención al Colapso (CP) se establecieron como una referencia para este tipo de sistema estructural.

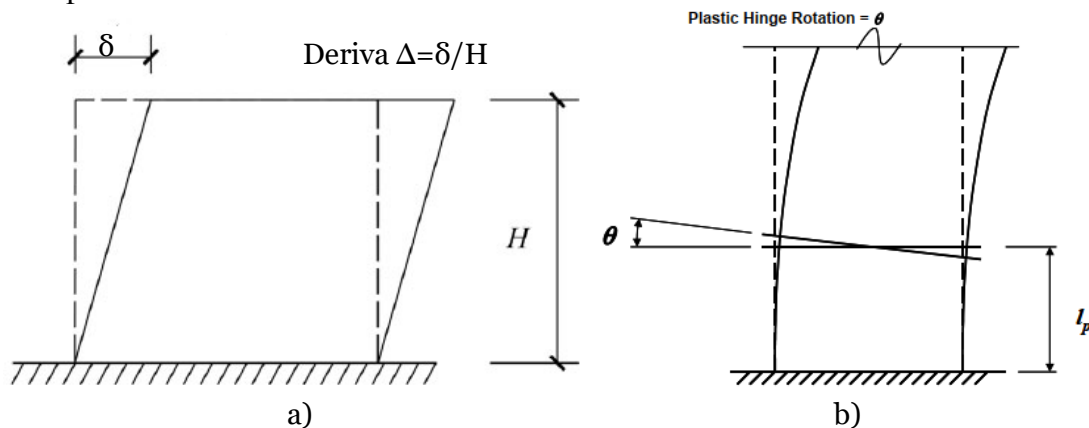


Figura 38. Parámetros locales relacionados con el desempeño de una edificación de MDCR. a) Deriva, b) Rotación en zona de rótula plástica.

Tabla 30. Parámetros de evaluación y criterios de aceptación para definir niveles de desempeño en EMDCR.

No.	Descripción del parámetro	Valores límites de nivel de desempeño		
		IO	LS	CP
1	Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros (rad) (ASCE/SEI – 41 – 13,17)	0.002	0.008	0.015
(1)	Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros (rad) (ASCE/SEI – 41 – 06 – González & Almansa)	0.002	0.004	0.008
2	Deriva de piso (%)	0.25	0.375	0.5
(2)	Deriva de piso (%) (NSR-10)	-	1.43	-
3	Def. unit. en el refuerzo a tracción de la base de los muros (Barras)	-	0.01	0.06
4	Def. unit. en el refuerzo a tracción de la base de los muros (Mallas)	-	0.01	0.015
5	Def. unit. a compresión del concreto en los extremos de la base de los muros	-	0.003	-

La definición de cada uno de estos parámetros se realizó con base en una revisión bibliográfica de los documentos ASCE/SEI 41 – versiones 06, 13 y 17, la propuesta de Gonzales & Almansa (2010), Kazaz et al., (2012), y el Reglamento NSR-10, complementada con resultados experimentales obtenidos por los grupos de investigación “Colombian Earthquake Engineering Research Network” (CEER) y Grupo de Investigación en Ingenierías Sísmica, Eólica geotécnica y Estructural (G-7) de la Universidad del Valle.

1. Corresponde a la rotación de la rótula plástica y se tomó de la norma ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014) y ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017). Es válido para un nivel de carga axial inferior a 0.10, un esfuerzo cortante máximo promedio menor o igual a 0.33 MPa (4 ksi) y muros sin elementos especiales de borde confinados según (ACI-318, 2014), y lo especificado por el ASCE/SEI 41, versiones 13 y 17.

- (1) Se obtuvo de ASCE/SEI 41-06 (2007) y es válido para un nivel de carga axial inferior a 0.10, un esfuerzo cortante máximo promedio menor o igual a 0.25 MPa (3 ksi) y muros sin elementos especiales de borde confinados según ACI-318 y lo especificado por el ASCE/SEI 41-06. Según Elwood et al. (2007) los resultados experimentales de Hidalgo et al. (2002), EERI/PEER (2006) y Wallace et al. (2006) mostraron que los criterios de esta norma son conservadores para muros con elementos especiales de borde bien confinados, por lo que podrían utilizarse para este tipo de muros.

Respecto a las restricciones de ausencia de elementos de borde para el uso de estos dos límites cabe señalar que, según Arteta (2015), las restricciones geométricas impuestas por un espesor de muro inferior a 150 mm hacen inviable la concepción de un elemento de borde confinado efectivamente. Por tal motivo y para efectos prácticos, en los edificios E2 y E3 en los cuales hay presencia de “elementos de borde” en muros de 100 mm y 120 mm de espesor, se aplicaron estos límites.

2. Este criterio corresponde a la deriva de piso y se tomó de la propuesta de Gonzales & Almansa (2010) además de los resultados experimentales del grupo G-7 y la propuesta del CEER, (2018).

- (2) Se toma como referencia la deriva límite de diseño propuesta en el Reglamento NSR-10 para secciones agrietadas.

3. Se tomó como referencia la propuesta de Gonzales & Almansa (2010). Se recomienda este valor para evitar un exceso de articulación. Kazaz et al. (2012) también sugiere un valor de 0.01 para el límite de daño de seguridad de vida. El valor límite para CP se tomó de la propuesta para el nuevo Reglamento Sismo Resistente en Colombia por parte del CEER, (CEER, 2018).

4. Se tomó como referencia la propuesta de Gonzales & Almansa (2010). Se recomienda este valor para evitar un exceso de articulación. El valor límite para CP se tomó del trabajo de Carrillo et al., (2019).
5. Este valor corresponde a la deformación unitaria última teórica del concreto a compresión, a partir de la cual se puede empezar a esperar daño en el concreto. También constituye el criterio para definir el requerimiento de elementos de borde.

8.2.3.2 Obtención de resultados

Para medir la rotación de la rótula plástica en la base de los muros se definieron galgas extensiométricas tipo cuadrilátero, disponibles en ETABS. Esta evaluación se realizó de dos formas; tomando la longitud de la rótula plástica (L_p) como $0.5L_w$ de acuerdo con lo establecido por el ASCE/SEI 41 y como $2.5t_w$, según lo reportan diversas investigaciones experimentales de muros de CR, donde t_w es el espesor y L_w la longitud del muro.

Las derivas se evaluaron para cada acelerograma, y en cada piso de los edificios según lo establece el Reglamento NSR-10. Las deformaciones unitarias en el acero de refuerzo (barras y mallas electrosoldadas) fueron extraídas de los resultados correspondientes a las capas definidas mediante el modelo Shell Layered para cada muro. Las deformaciones unitarias a compresión del concreto en la base de los muros fueron capturadas a partir de galgas extensiométricas tipo línea disponibles en ETABS.

Todos los resultados se analizaron y se procesaron para ser presentados en términos índices de relación demanda/capacidad (D/C) los cuales expresan una fracción de los límites prescritos en la Tabla 30. Los valores límite (C) para los cuales se evaluó cada parámetro corresponden al nivel de desempeño LS de la Tabla 30 puesto que la demanda sísmica (D) se definió respecto al espectro de diseño del Reglamento NSR-10. Los valores de D/C de cada parámetro en cada sismo fueron calculados como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los resultados de las componentes del sismo en las direcciones principales en planta. Finalmente, los índices D/C reportados para deformaciones y rotaciones representan los valores máximos ocurridos en uno de los cinco muros más demandados de cada edificio.

8.2.4 Resultados de la evaluación del desempeño mediante ADNL

8.2.4.1 Evaluación del desempeño del Edificio E1

8.2.4.1.1 Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros

Los resultados presentados en la Tabla 31 y Figura 39 corresponden al valor máximo de la relación D/C para cada sismo. Los máximos valores ocurren para una la longitud L_p de $0.5L_w$ y son mayores para los límites establecidos en la versión 06 del ASCE/SEI 41. La escala vertical de la Figura 38 es logarítmica.

Tabla 31. Índices D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E1.

No.	Parámetro	L_p	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
1	Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros. (ASCE 41-13-17)	$2.5t_w$	0.012	0.010	0.006	0.027	0.016	0.014	0.009
		$0.5L_w$	0.059	0.041	0.025	0.093	0.059	0.063	0.024
(1)	Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros. (ASCE 41-06)	$2.5t_w$	0.023	0.019	0.013	0.054	0.032	0.028	0.019
		$0.5L_w$	0.118	0.081	0.051	0.185	0.119	0.126	0.048

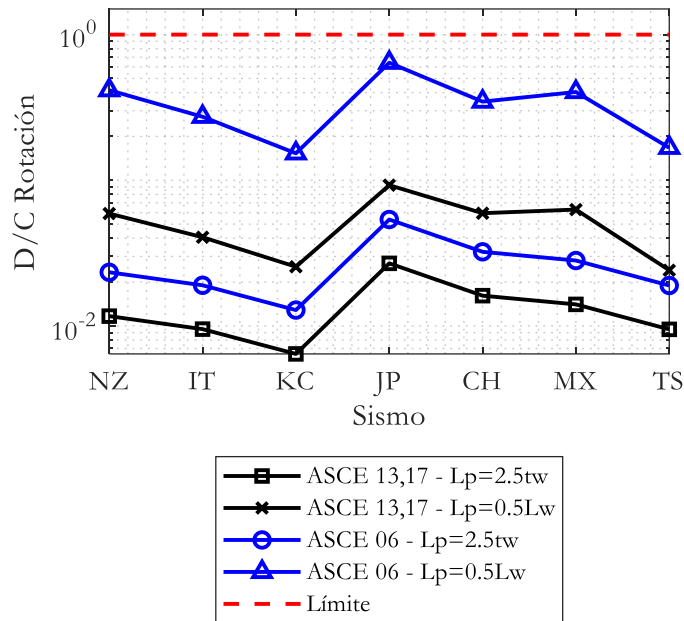


Figura 39. D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E1

En general los valores son bajos, todos por debajo del límite propuesto, el valor máximo de D/C para este parámetro es de 0.185 (18.5%) aproximadamente. Se identificaron los muros para los cuáles ocurren las máximas rotaciones (Figura 40). Se observa que los muros que pueden verse más afectados corresponden a los muros más largos y a aquellos ubicados en los extremos de la edificación. Los muros orientados en el sentido X e Y toman aproximadamente el 43% y el 26%, respectivamente, del cortante sísmico de diseño.

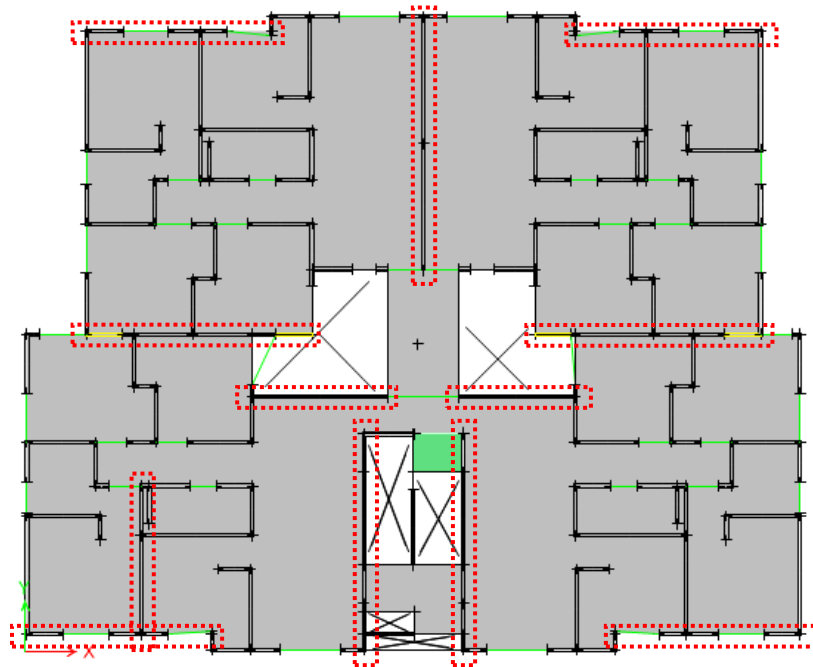


Figura 40. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de rotación de rótulas plásticas del edificio E1.

8.2.4.1.2 Deriva de piso

Se calcularon las derivas para cada uno de los acelerogramas en las dos direcciones principales ortogonales en planta. Posteriormente, se obtuvo la deriva máxima de acuerdo con la sección A.6.3 del Reglamento NSR-10 para cada piso. La Figura 41 y la Tabla 32 muestran la relación D/C para los límites de deriva de 0.375% y 1.43% para cada acelerograma.

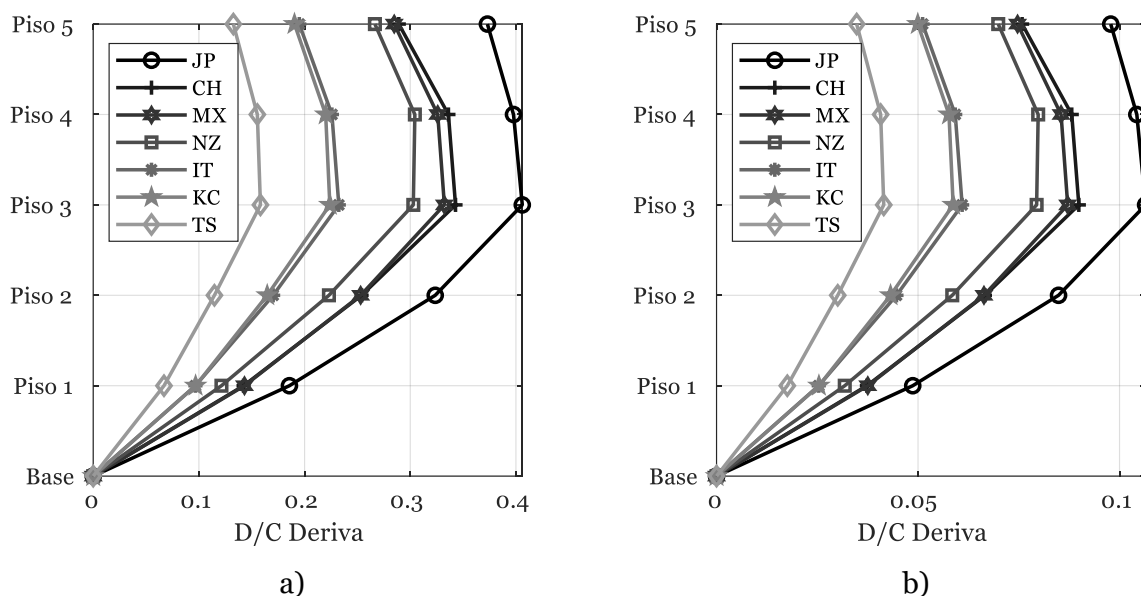


Figura 41. D/C para deriva entre pisos del edificio E1. a) límite de 0.375%, b) límite de 1.43%.

Tabla 32. D/C de derivas para edificio E1

No.	Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
2	Deriva de piso (0.375%)	0.30	0.23	0.16	0.41	0.34	0.33	0.22
(2)	Deriva de piso (1.43%)	0.08	0.06	0.04	0.11	0.09	0.09	0.06

Estos resultados muestran que el edificio no presentaría daños importantes por derivas, su rigidez garantiza el cumplimiento de los criterios de aceptación propuestos. De acuerdo con la Tabla 32 la edificación alcanza el 41% y el 11% de los límites de 0.375% y 1.43%, respectivamente.

8.2.4.1.3 Deformación unitaria a tracción en el acero de refuerzo de la base de los muros

Las deformaciones unitarias del refuerzo en este edificio fueron bajas para todos los sismos. Cabe señalar que este edificio no presenta refuerzo convencional de barras corrugadas por lo que, en la Tabla 33 se muestran las máximas deformaciones unitarias para el refuerzo tipo MES.

Tabla 33. D/C de deformaciones unitarias a tracción en el refuerzo para edificio E1.

No.	Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
3	Deformación unitaria a tracción en las barras	-	-	-	-	-	-	-
4	Deformación unitaria a tracción en MES (5.5 mm y 7.5 mm)	0.14	0.02	0.01	0.25	0.09	0.12	0.03

La Figura 42 muestra los muros donde se concentraron las máximas deformaciones unitarias en el refuerzo mostradas en la tabla anterior, los cuales evidentemente son muros importantes para el sistema de resistencia sísmica, y la mayoría coinciden con aquellos donde ocurren las máximas rotaciones en las rótulas plásticas. La máxima deformación unitaria a tracción alcanzó un índice D/C de 0.25 para el refuerzo tipo MES.

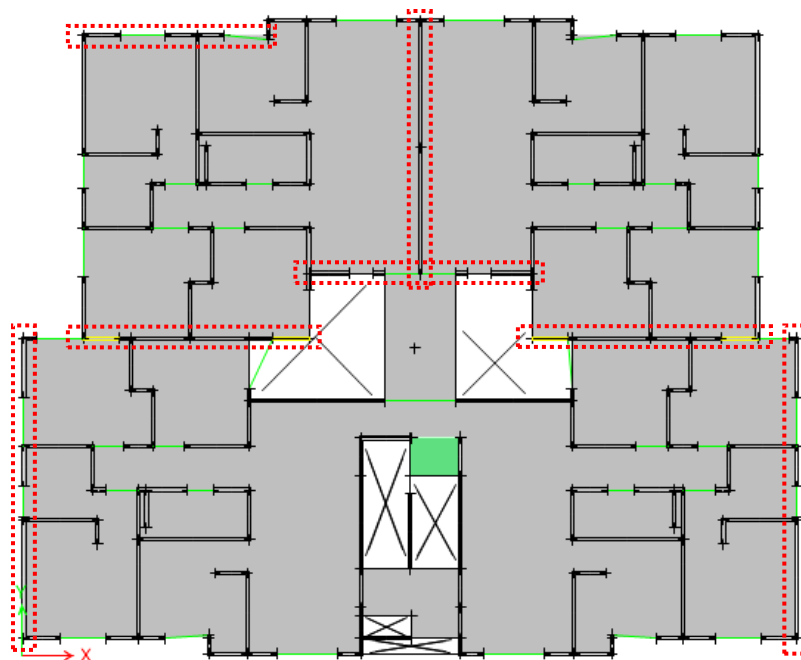


Figura 42. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de rotación de rótulas plásticas del edificio E1.

8.2.4.1.4 Deformación unitaria a compresión del concreto en los extremos de la base de los muros

Las deformaciones unitarias a compresión del concreto en la base de los muros fueron consistentes con los resultados de los parámetros anteriores. Se alcanzó un valor máximo D/C de 0.24; 76% por debajo del límite de 0.003, la Tabla 34 muestra los índices obtenidos.

Tabla 34. D/C de deformación unitaria a compresión en los extremos de la base de los muros del edificio E1.

No.	Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
5	Deformación unitaria a compresión del concreto en los extremos de la base de los muros	0.187	0.133	0.090	0.244	0.172	0.178	0.085

8.2.4.2 Evaluación del desempeño del Edificio E2

8.2.4.2.1 Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros

Los resultados presentados en la Tabla 35 y Figura 43 corresponden al valor máximo de la relación D/C para cada sismo. Los máximos valores ocurren para una longitud L_p de $0.5L_w$ y son mayores para los límites establecidos en la versión 06 del ASCE/SEI 41.

Tabla 35. Índices D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E2.

No.	Parámetro	L_p	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
1	Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros (ASCE/SEI 41 - 13)	2.5 t_w	0.021	0.034	0.022	0.049	0.092	0.029	0.021
		0.5 L_w	0.209	0.390	0.268	0.578	0.776	0.283	0.258
(1)	Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros (ASCE/SEI 41 - 06, González & Almansa, 2010)	2.5 t_w	0.042	0.068	0.044	0.097	0.184	0.058	0.042
		0.5 L_w	0.418	0.779	0.535	1.156	1.553	0.565	0.517

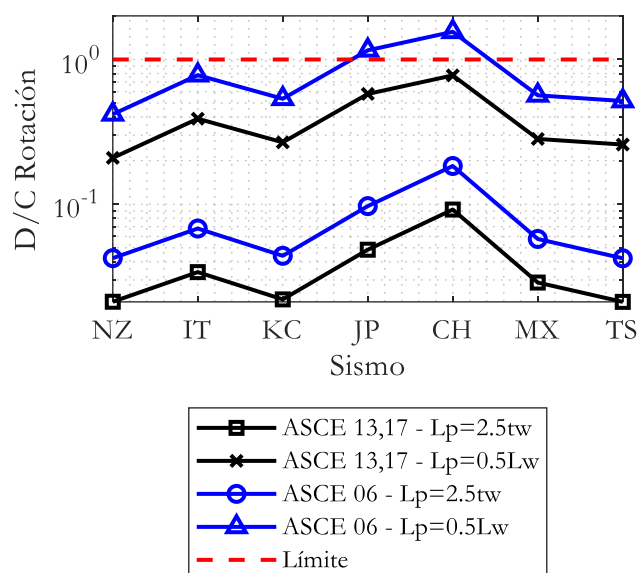


Figura 43. D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E2

En general los valores no son altos, sin embargo, para uno de los límites de este criterio de evaluación se alcanzan dos valores máximos por encima de la unidad. El máximo valor es de 1.55, lo cual sugiere que bajo el sismo de diseño podría ocurrir un daño considerable en algunos muros. Se identificaron que muros superan los criterios de aceptación propuestos para este parámetro, encontrando que en cuatro muros la relación D/C es mayor a 1, y que los valores más altos ($D/C > 0.5$) ocurren para muros que son parte fundamental del sistema de resistencia sísmica (ver Figura 44). Los muros orientados en el sentido X e Y toman aproximadamente el 50% y el 40%, respectivamente, del cortante sísmico de diseño.

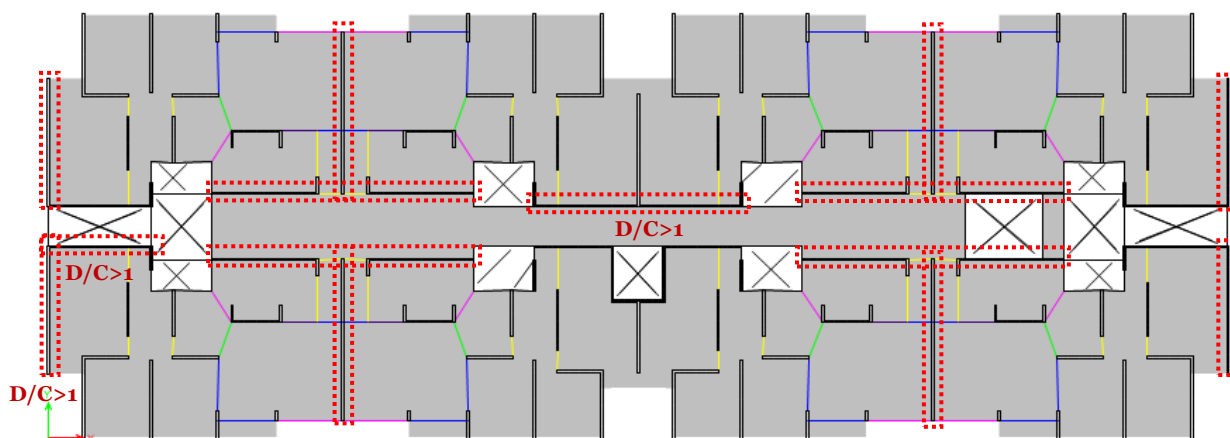


Figura 44. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de rotación de rótulas plásticas del edificio E2.

8.2.4.2.2 Deriva de piso

Se calcularon las derivas para cada uno de los acelerogramas en las dos direcciones principales ortogonales en planta. Posteriormente se obtuvo la deriva máxima de acuerdo con la sección A.6.3 del Reglamento NSR-10 para cada piso. La Figura 45 y Tabla 36 muestran la relación D/C para los límites de deriva de 0.375% y 1.43% para cada acelerograma.

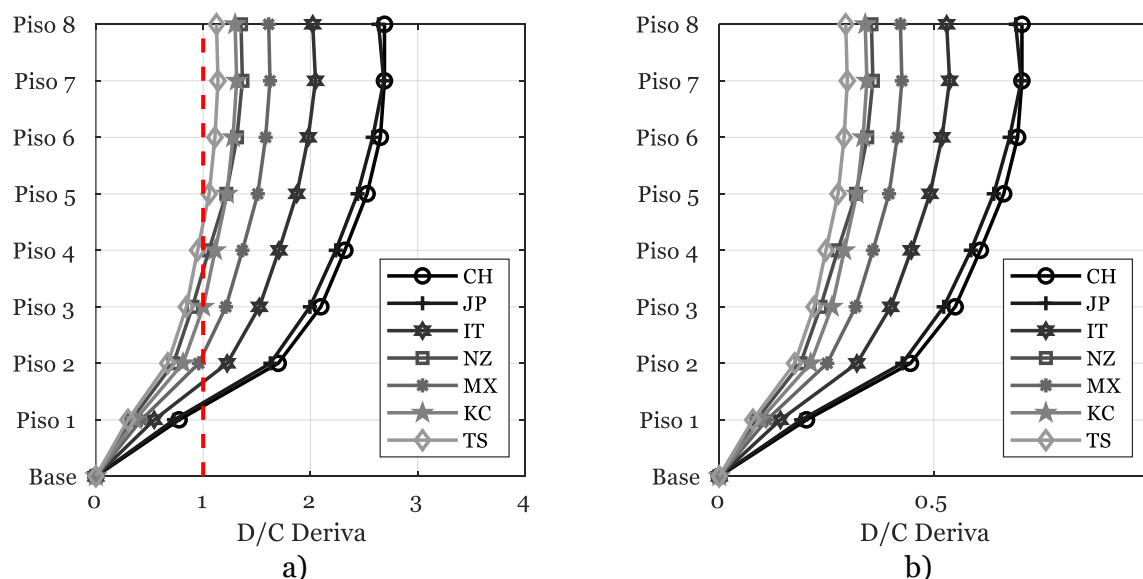


Figura 45. D/C para deriva entre pisos del edificio E2. a) límite de 0.375%, b) límite de 1.43%.

Tabla 36. Índices D/C respecto a derivas para edificio E2

No.	Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
2	Deriva de piso (0.375%)	1.22	1.87	1.22	2.44	2.53	1.51	1.06
(2)	Deriva de piso (1.43%)	0.32	0.49	0.32	0.64	0.66	0.40	0.28

Estos resultados muestran que la estructura podría presentar daño estructural si se tiene en cuenta que para el límite de seguridad de vida recomendado por Gonzales & Almansa (2010) (0.375%) todos los sismos demandan valores mayores. Respecto al límite de 1.43% impuesto por el Reglamento NSR-10, ningún sismo lo supera, sin embargo, alcanzan un porcentaje máximo cercano al 70%. Gonzales & Almansa (2010) y estudios recientes desarrollados por el CEER y el G-7 proponen un límite último de buen comportamiento para edificios de muros delgados de CR de 0.5% límite que también se ve superado por cuatro de los siete sismos (Tabla 37).

Tabla 37. Índices D/C respecto a derivas para edificio E2, caso 0.5%

Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
Deriva de piso (0.5%)	0.915	1.4025	0.915	1.83	1.8975	1.1325	0.795

8.2.4.2.3 Deformación unitaria a tracción en el acero de refuerzo de la base de los muros

Las deformaciones unitarias del refuerzo en este edificio fueron altas para los sismos CH y JP, siendo más crítico el valor alcanzado para el refuerzo tipo MES (fractura del refuerzo). La Tabla 38 muestra las máximas deformaciones unitarias para el refuerzo convencional (barras) y el refuerzo tipo MES.

Tabla 38. D/C de deformaciones unitarias a tracción en el refuerzo para edificio E2.

No.	Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
3	Deformación unitaria a tracción en las barras	0.290	0.667	0.405	0.997	2.490	0.452	0.400
4	Deformación unitaria a tracción en MES (7 mm)	0.278	0.666	0.404	0.997	2.451	0.385	0.400

La Figura 46 muestra los muros donde se concentraron las máximas deformaciones unitarias en el refuerzo mostradas en la tabla anterior, los cuales evidentemente son muros importantes para el sistema de resistencia sísmica y coinciden con aquellos donde ocurren las máximas rotaciones en las rótulas plásticas. La máxima deformación unitaria a tracción alcanzó un índice D/C de 2.49 y de 2.45 para las barras y el refuerzo tipo MES, respectivamente. Esto indica que en el refuerzo tipo MES se alcanzó una deformación de 0.0245 (2.5%), valor que supera el límite de fractura de 0.015 establecido para este material. Este fenómeno ocurrió para tres muros importantes.

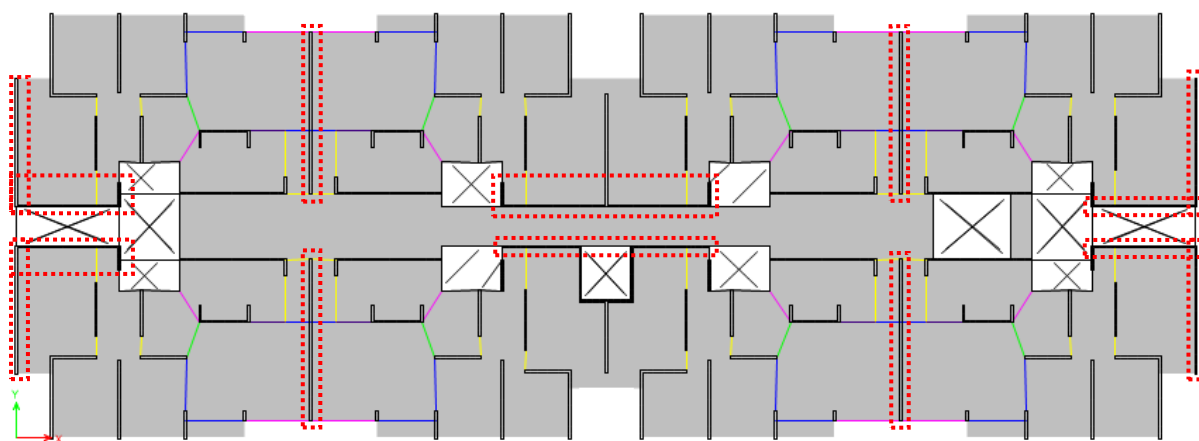


Figura 46. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de deformación a tracción del acero de refuerzo del edificio E2.

8.2.4.2.4 Deformación unitaria a compresión del concreto en los extremos de la base de los muros

Las deformaciones a compresión del concreto en la base de los muros fueron consistentes con los resultados de los parámetros anteriores, para uno de los sismos hay riesgo inminente de aplastamiento del concreto y para otros dos sismos se sobrepasa el límite (Tabla 39). Se alcanzó un valor máximo D/C de 1.4 respecto al límite de 0.003.

Tabla 39. D/C de deformación unitaria a compresión en los extremos de la base de los muros del edificio E2.

No.	Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
5	Deformación unitaria a compresión del concreto en los extremos de la base de los muros	0.515	0.902	0.632	1.398	1.162	0.580	0.584

8.2.4.3 Evaluación del desempeño del Edificio E3

8.2.4.3.1 Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros

Los resultados presentados en la Tabla 40 y Figura 47 corresponden al valor máximo de la relación D/C para cada sismo. Los máximos valores ocurren para una longitud L_p de $0.5L_w$ y son mayores para los límites establecidos en la versión 06 del ASCE/SEI.

Tabla 40. D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E3.

No.	Parámetro	L_p	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
1	Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros (ASCE/SEI 41 - 13)	2.5tw	0.039	0.086	0.038	0.068	0.119	0.087	0.195
		0.5Lw	0.270	0.218	0.108	0.227	0.801	0.503	1.028
(1)	Rotación de las rótulas plásticas en la base de los muros (ASCE/SEI 41 - 06, González & Almansa, 2010)	2.5tw	0.078	0.171	0.075	0.136	0.237	0.175	0.391
		0.5Lw	0.540	0.436	0.216	0.454	1.602	1.007	2.057

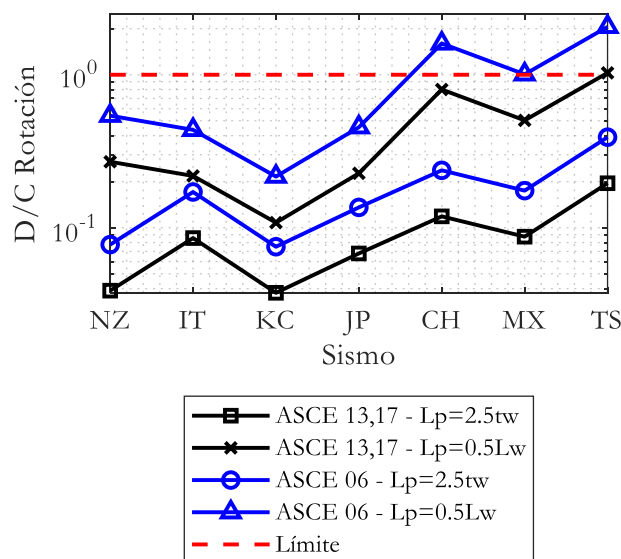


Figura 47. D/C de rotación de rótulas plásticas en el edificio E3

Para este edificio se presentan valores elevados de rotación, especialmente para los sismos CH, MX y TS, para uno de los límites de este criterio de evaluación ((1)) ocurren valores máximos entre 1.0 y 2.0, lo cual sugiere un daño considerable en la estructura. Se identificaron los muros para los cuáles se superan los criterios de aceptación propuestos para este parámetro. Se encontró que 14 muros (señalados en color rojo en la Figura 48) superan la unidad y que estos son parte fundamental del sistema de resistencia sísmica. La Figura 48 muestra los muros con mayor demanda de rotación en la base; los muros orientados en el sentido X toman aproximadamente el 52% del cortante sísmico de diseño en la base y los muros orientados en la dirección Y, el 60%.

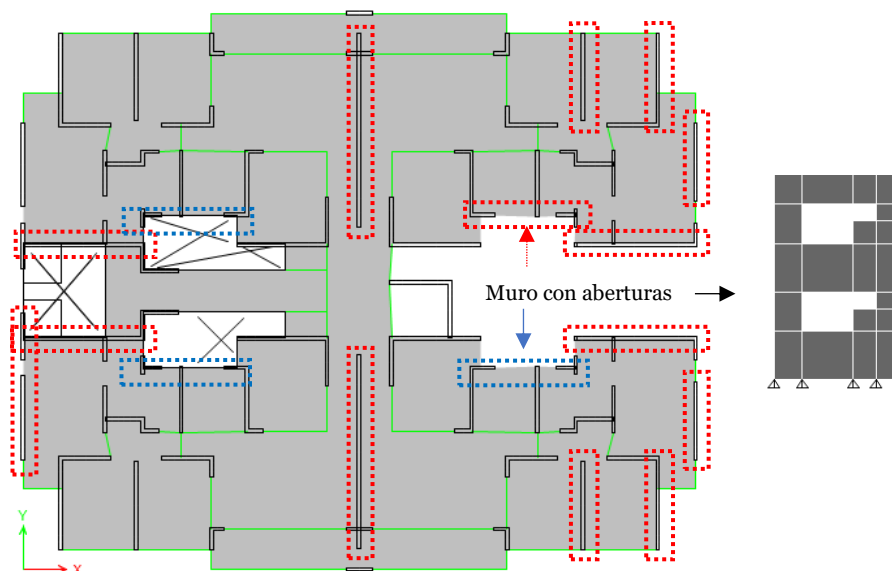


Figura 48. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de rotación de rótulas plásticas del edificio E3.

Debido a la irregularidad en planta en el lado derecho de la edificación y la pérdida de continuidad en el diafragma rígido, entre otros aspectos descritos más adelante, los muros de ese extremo experimentan mayores desplazamientos rotacionales. Los muros con aberturas por tener una sección crítica más marcada sufren mayor daño.

8.2.4.3.2 Deriva de piso

Se calcularon las derivas para cada uno de los acelerogramas en las dos direcciones principales ortogonales en planta. Posteriormente se obtuvo la deriva máxima de acuerdo con la sección A.6.3 del Reglamento NSR-10 para cada acelerograma en cada piso. La Tabla 41 y Figura 49 muestran la relación D/C para los límites de deriva de 0.375% y 1.43% para cada acelerograma.

Tabla 41. Índices D/C respecto a derivas para edificio E3

No.	Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
2	Deriva de piso (0.375%)	2.57	2.48	1.47	2.72	4.63	3.13	2.73
(2)	Deriva de piso (1.43%)	0.67	0.65	0.39	0.71	1.21	0.82	0.72

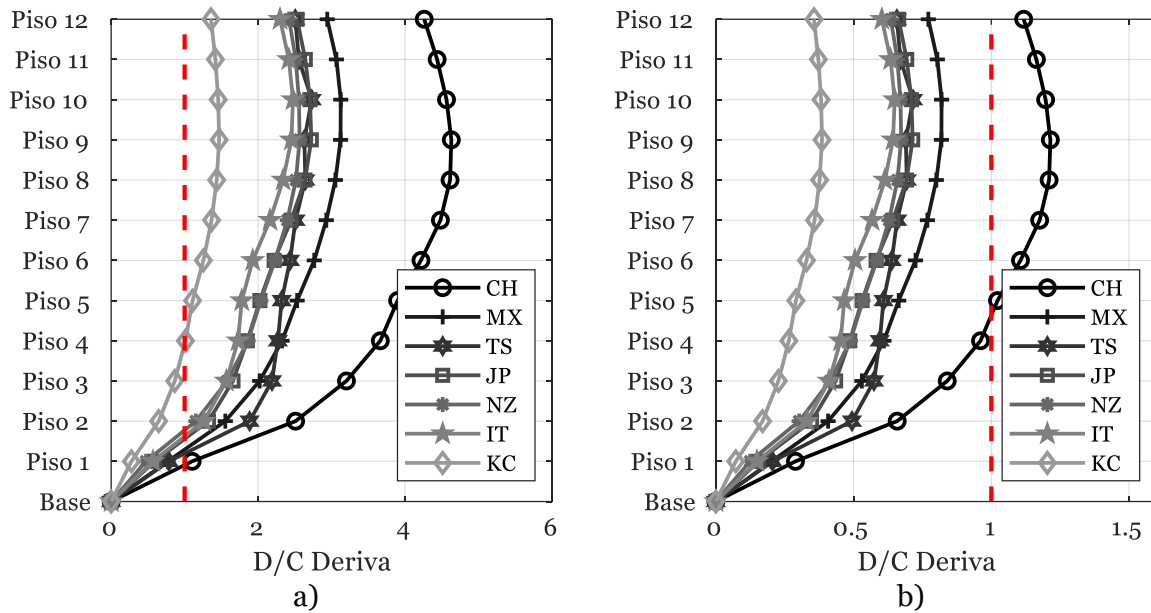


Figura 49. D/C para deriva entre pisos del edificio E3. a) límite de 0.375%, b) límite de 1.43%.

Estos resultados muestran que la estructura podría presentar un daño importante si se tiene en cuenta que para el límite de seguridad de vida recomendado por Gonzales & Almansa (2010) (0.375%) todos los sismos demandan valores mayores. Respecto al límite de 1.43% impuesto por el Reglamento NSR-10, un sismo lo supera, los demás alcanzan un porcentaje máximo cercano al 70%. Gonzales & Almansa (2010), además de estudios recientes desarrollados por el CEER y el G-7 proponen un límite último de buen comportamiento para edificios de muros delgados de CR de 0.5% límite que se ve superado ampliamente por los siete sismos (Tabla 42). Estos resultados sugieren que edificaciones de 12 pisos con muros delgados de concreto reforzado de 120 mm y las propiedades descritas previamente para este edificio, podrían ser propensos a un mal comportamiento respecto al nivel de desempeño de seguridad de vida para derivas.

Tabla 42. Índices D/C respecto a derivas para edificio E3, caso 0.5%

Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
Deriva de piso (0.5%)	1.92	1.86	1.10	2.04	3.47	2.34	2.05

8.2.4.3.3 Deformación unitaria a tracción en el acero de refuerzo de la base de los muros

Las deformaciones unitarias del refuerzo en este edificio fueron altas para algunos sismos, sobrepasando el límite de deformación para el nivel de desempeño de seguridad de vida y el límite de fractura en el refuerzo tipo MES para los sismos CH y TS. La Tabla 43 muestra las máximas deformaciones unitarias para el refuerzo convencional (barras) y el refuerzo tipo MES.

Tabla 43. Índices D/C de deformaciones unitarias a tracción en el refuerzo para edificio E3.

No.	Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
3	Deformación unitaria a tracción en las barras	0.606	0.694	0.429	0.997	1.226	1.453	2.769
4	Deformación unitaria a tracción en MES (7 mm)	0.554	0.648	0.403	0.928	1.154	0.918	2.243

La Figura 50 muestra los muros donde se concentraron las máximas deformaciones unitarias en el refuerzo, los cuales evidentemente son muros importantes para el sistema de resistencia sísmica y coinciden con aquellos donde ocurren las máximas rotaciones en las rótulas plásticas. Los máximos valores alcanzados son 2.769 y 2.243 para las barras y el refuerzo tipo MES respectivamente. Esto indica que las barras sobrepasaron el límite de fractura de 0.015 pues alcanzaron una deformación unitaria de 0.022 (2.2%) mientras que las barras desarrollaron una deformación unitaria de 0.028.

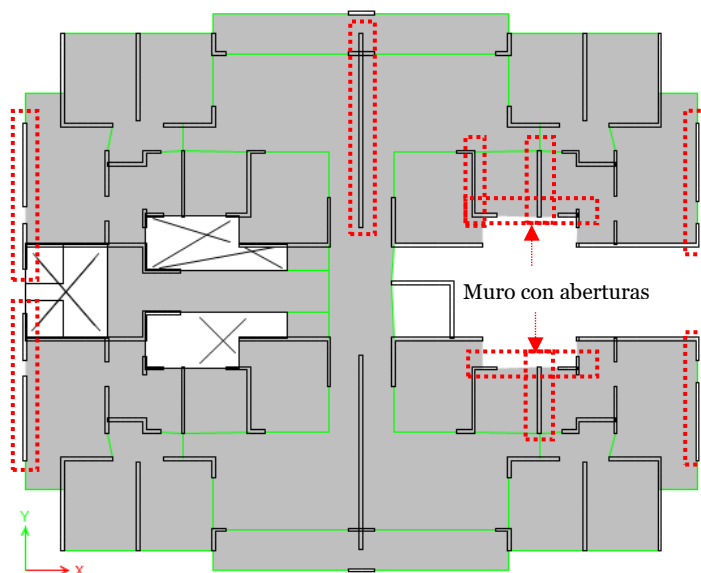


Figura 50. Vista en planta de muros con mayor índice D/C de deformación a tracción del acero de refuerzo del edificio E3.

8.2.4.3.4 Deformación unitaria a compresión del concreto en los extremos de la base de los muros

Las deformaciones en la base de los muros fueron consistentes con los resultados de los parámetros anteriores, para 5 de los sismos se presentaría una afectación importante para el concreto, como descascaramiento y/o aplastamiento en la base de los muros. Para 3 de los sismos se sobrepasó por casi tres veces el límite de 0.003 para este parámetro. La Tabla 44 muestra los índices obtenidos. Estos resultados se dieron en los más muros importantes del sistema de resistencia sísmica, principalmente en los de 4, 5 y 6 metros de longitud.

Tabla 44. D/C de deformación unitaria a compresión en los extremos de la base de los muros del edificio E3.

No.	Parámetro	NZ	IT	KC	JP	CH	MX	TS
5	Deformación unitaria a compresión del concreto en los extremos de la base de los muros	0.642	1.231	0.566	2.581	2.457	2.644	1.185

8.2.5 Resumen de resultados

La Figura 51 muestra índices D/C ordenados de mayor a menor según el promedio de las siete señales sísmicas para cada parámetro, en todos los casos el sismo de mayor demanda es el sismo JP (Japón 2003). Los resultados indican que la rotación de las rótulas plásticas (Límite del ASCE 06) y el límite de deriva de 0.375% podrían ser los parámetros respecto a los cuales el comportamiento sísmico del edificio sea crítico. Sin embargo, en ningún caso se superan los criterios de aceptación propuestos, por lo que podría esperarse que los edificios de 5 pisos con las características descritas previamente cumplan con el nivel de desempeño de seguridad de vida respecto a los parámetros evaluados ante una demanda sísmica consistente con la amenaza sísmica de diseño.

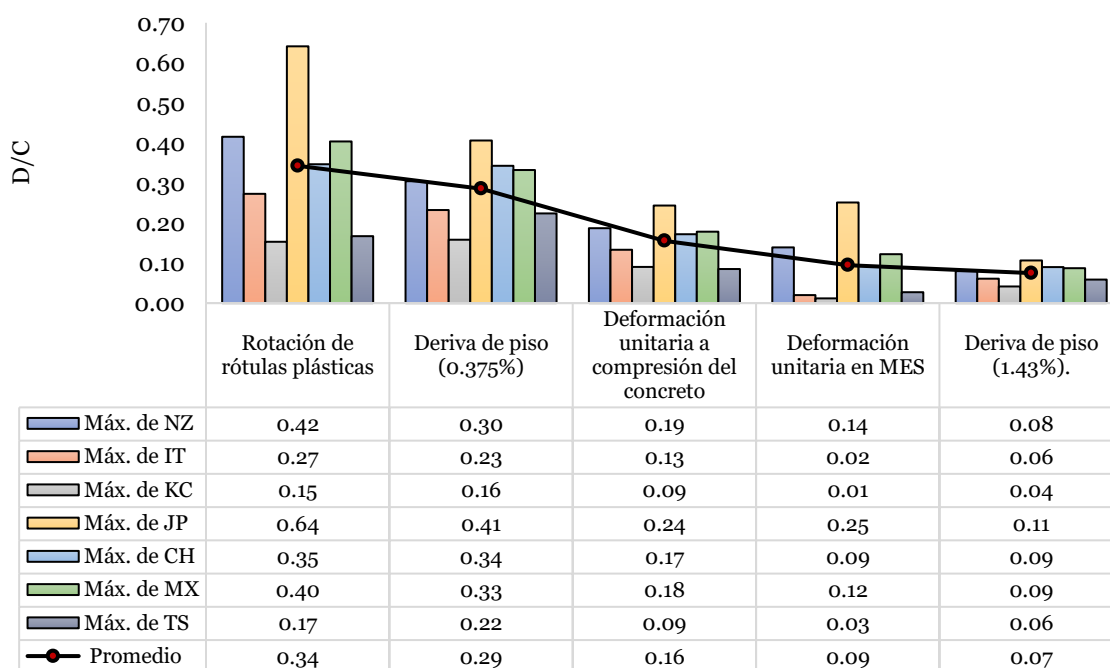


Figura 51. Resumen de la evaluación del desempeño del edificio E1

- Edificio E2 y E3

De forma similar, se presentan los resultados de la evaluación del desempeño sísmico de los edificios E2 y E3, Figura 52 y Figura 53, respectivamente. Los resultados para cada parámetro de evaluación se presentan de forma descendente respecto al promedio de los índices D/C de cada sismo. Los resultados muestran consistencia en los distintos parámetros de evaluación.

En el edificio E2, el parámetro más crítico es el límite de deriva de 0.375%, seguido de la deformación unitaria a compresión del concreto en la base de los muros, y de la deformación a tensión del refuerzo tipo MES. A excepción del límite de deriva de 1.43% en todos los parámetros se alcanzan valores mayores a la unidad, principalmente para el sismo de Chile y Japón. Teniendo en cuenta que estos resultados ocurren en muros importantes para el sistema de resistencia sísmica, que todos los sismos superan el límite de deriva de 0.375% y que un sismo con las características del ocurrido en Chile en 2005 (CH), consistente con la amenaza sísmica de diseño esperada para esta estructura, sobrepasa los límites de deformación de los materiales con factores superiores a 2.0, se concluye que un edificio de 8 pisos, típico del sistema constructivo en nuestro país, podría superar el nivel desempeño de seguridad de vida y presentar daños considerables que afectarían la estabilidad global de la estructura.

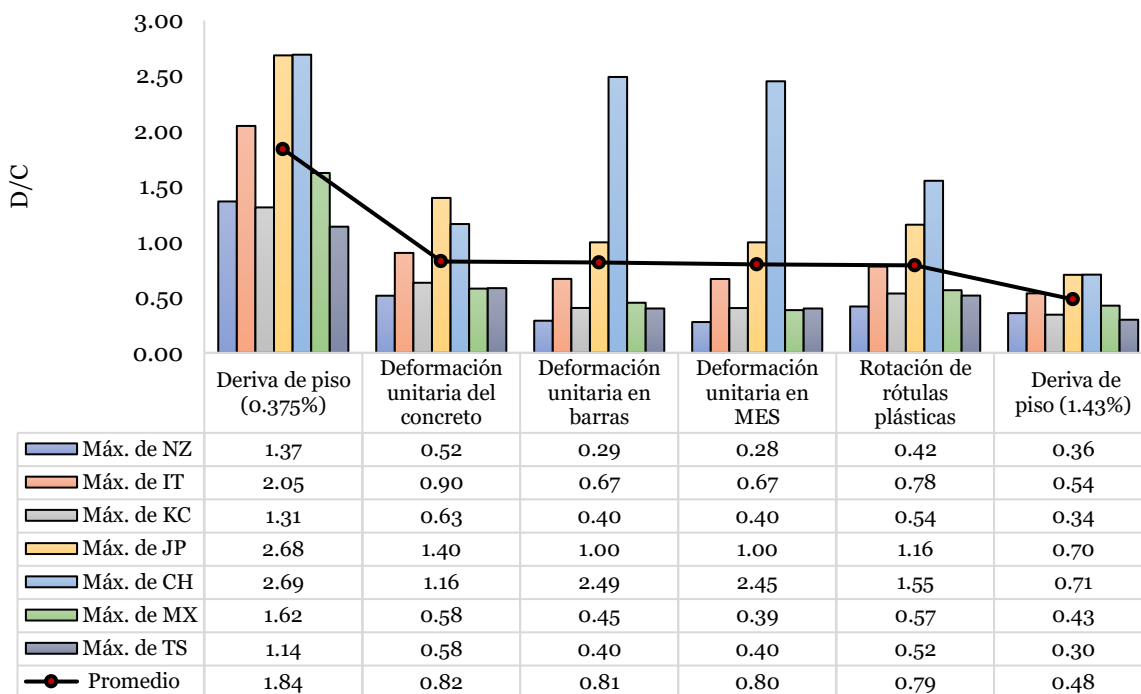


Figura 52. Resumen de la evaluación del desempeño del edificio E2.

Por su parte, el edificio E3 presenta un comportamiento más crítico. Para tres parámetros el promedio de los índices D/C supera el límite de la unidad ampliamente. Los tres parámetros más críticos son la deriva de piso (0.375%), la deformación unitaria a compresión del concreto en la base de los muros, y la deformación unitaria del refuerzo convencional. Muy cerca de la unidad se encuentran los índices D/C de la deformación del refuerzo tipo MES, y la rotación de las rótulas plásticas en la base con valores de 0.98 y 0.9, respectivamente. En este edificio la demanda para la cual se obtuvieron los resultados más críticos además de los sismos CH, JP y MX, corresponde a la inducida por el sismo TS (Taiwán Smart1), en el cual predominan frecuencias naturales cercanas a 1.39 Hz ($T=0.72$ s) la cual coincide con la frecuencia natural para el segundo modo de vibración (ver Tabla 29) correspondiente al sentido X (longitudinal) del edificio que excita el 60% de la masa sísmica, lo cual podría causar daños severos que podrían ser causantes del colapso de la estructura, como se ve reflejado en los índices D/C obtenidos.

Aunque se obtuvieron valores bastante altos para uno de los sismos, los demás mantienen un orden similar de índices D/C, encontrándose para al menos un sismo, índices por encima de la unidad en todos los parámetros. Las deformaciones a compresión en el concreto alcanzan valores considerables, el límite de deriva de buen comportamiento, supuesto como 0.5%, se supera para todos los sismos (Tabla 42), y en caso de ocurrir un sismo con el contenido frecuencial como el de Taiwán (TS) se perdería el aporte de varios muros que contribuyen significativamente al sistema de resistencia sísmica.

Por lo anterior se considera que un edificio de 12 pisos construido con las practicas típicas del sistema de MDCR en Colombia podría presentar un desempeño crítico y no cumplir con el nivel de desempeño de seguridad de vida, especialmente respecto a parámetros como la deriva, las deformaciones a compresión del concreto en la base de los muros y las deformaciones a tensión del refuerzo. Además, aspectos relacionados con irregularidades en planta, p.ej. pérdida de continuidad en el diafragma rígido (losa) podrían afectar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras.

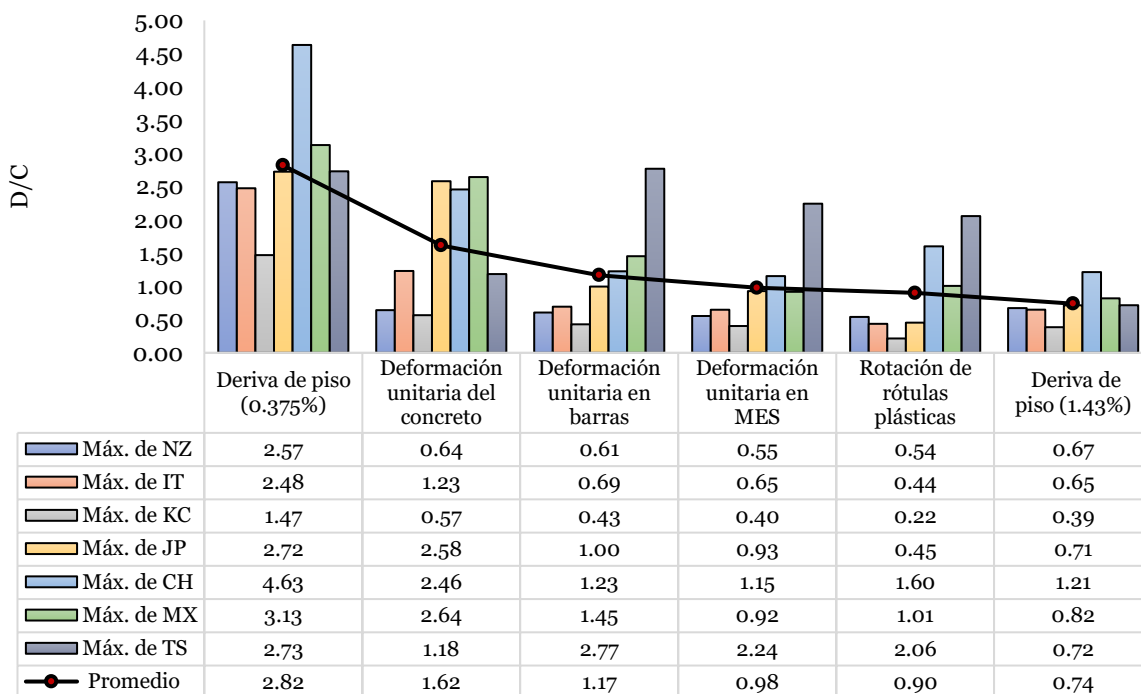


Figura 53. Resumen de la evaluación del desempeño del edificio E3.

Cabe señalar que, en la mayoría de los casos, los sismos de Chile 2005 (CH), Japón 2003 (JP) y México 1985 (MX) son los que mayor grado de daño producen en las edificaciones. Estos resultados son consistentes con los parámetros de la Tabla 45 (calculados mediante el programa SeismoSignal) los cuales indican que, respecto a la Intensidad de Arias, Energía, Índice de daño y Número efectivo de ciclos, entre otros parámetros, los sismos JP, CH y MX son los más demandantes. Particularmente, el sismo de Taiwán Smart1 1989 (TS) genera una demanda elevada en el edificio E3 por presentar la misma frecuencia natural que la del edificio, en la Tabla 45 se observa que el periodo predominante para la componente E-W es el mismo periodo natural para el segundo modo de la estructura. Las señales sísmicas se pueden visualizar en el Anexo 1 de este trabajo.

Tabla 45. Parámetros de las señales sísmicas.

Parámetro	NZ E-W	NZ N-S	IT E-W	IT N-S	KC E-W	KC N-S	JP E-W	JP N-S	CH	MX	TS E-W	TS N-S
Arias Intensity: (m/sec)	1.00	1.19	2.22	2.32	0.39	0.48	4.82	9.11	2.47	4.53	0.63	0.77
Specific Energy Density (cm2/sec)	839.8	816.4	1418.3	10868	1325.4	7837.7	69654	2645.6	35126	1548.6	2624.8	2126.8
Predominant Period (sec)	0.14	0.40	0.30	0.18	0.38	0.28	0.10	0.14	0.30	0.24	0.72	0.44
Mean Period (sec)	0.60	0.52	0.47	0.43	0.99	0.87	0.42	0.36	0.30	0.40	1.11	0.92
Damage Index((g)^c)	1.37	1.59	3.36	4.41	0.28	0.42	14.80	26.58	6.83	8.97	0.58	0.69
Number of Effective Cycles	1.36	2.18	2.42	3.37	1.51	1.15	7.93	11.78	9.64	14.38	3.69	4.41

9 Análisis paramétrico

Una de las ventajas de los modelos numéricos calibrados es la posibilidad de realizar análisis predictivos para estimar la respuesta del sistema modelizado. El análisis desarrollado en esta investigación obedece a la necesidad de evaluar cuál es la influencia de variables como el espesor de los muros t_w , la relación de aspecto $A_r=H_w/L_w$, la cuantía de refuerzo vertical en los bordes ρ_b , y el confinamiento en el sistema constructivo de MDCR.

El estudio paramétrico analítico se realizó sobre un muro teórico rectangular aislado, sujeto a distintas variaciones, mediante un Análisis Estático No Lineal (AENL) tipo “Pushover”. Para modelar la sección transversal se utilizó el modelo de elementos finitos Shell Layered. Para cada variación del modelo se obtuvo la curva de capacidad del muro, se evaluó la rotación de la rótula plástica y el desempeño sísmico. Para evaluar el desempeño se establecieron como parámetros, la deriva y algunos estados límites relacionados con las deformaciones unitarias en el concreto y acero de refuerzo, como se describe en el numeral 9.4. Cabe aclarar que el modelo propuesto presenta algunas limitaciones, relacionadas con el efecto de variables como el acoplamiento con otros muros, la variación de la rigidez en altura y el mecanismo de falla por pandeo fuera del plano.

9.1 Variables de estudio

La revisión de diversos estudios experimentales y numéricos durante esta investigación (Alfaro, 2013; Araújo & Arteta, 2019; Blandón & Bonett, 2020; Bonett et al., 2019; CEER, 2018; Kazaz et al., 2012; Ortega et al., 2019; Priestley & Kowalsky, 1998; Salonikios et al., 1999; Wallace & Moehle, 1992) sugieren que variables como el espesor de los muros (t_w), la longitud (L_w), la relación de aspecto ($A_r=H_w/L_w$), la carga axial ($P/f_c/A_g$), la cuantía de refuerzo vertical en los bordes (ρ_b) y el confinamiento del concreto, entre otras, hacen parte de los parámetros que más influyen en la respuesta del sistema de MDCR (Figura 54). A continuación, se describen las variables analizadas y los criterios de selección.

- **Espesor de muros (t_w):** esta variable ha sido objeto de estudio por diversos autores (Alfaro, 2013; Araújo & Arteta, 2019; CEER, 2018; Kazaz et al., 2012) y se relaciona, como se observa más adelante, con la capacidad de carga lateral de los muros, e indirectamente con la ductilidad, si la variación de espesor es en los elementos de borde. Otra relación tiene que ver con la susceptibilidad al pandeo fuera del plano, sin embargo, este fenómeno no se tuvo en cuenta en los modelos numéricos, puesto que se incrementarían significativamente las variables y el alcance del análisis. En este estudio se evaluaron espesores de 8 cm, 10 cm, 12 cm y 15 cm típicos del sistema constructivo en Colombia (CEER, 2018; Ortega et al., 2019; Sánchez & Arteta, 2017).
- **Relación de aspecto (A_r):** diversos estudios (Blandón & Bonett, 2020; H. F. Gonzales, 2010; Kazaz et al., 2012; Salonikios et al., 1999) reportan que este parámetro influye significativamente en el modo de falla de un muro de CR ante carga lateral. Blandón & Bonett (2020) clasifican los muros por su relación de aspecto en largos ($2 \leq A_r \leq 6$), intermedios ($6 < A_r \leq 10$) y cortos ($A_r > 10$). En este estudio se decidió evaluar variaciones de relación de aspecto para tres alturas distintas: 5, 10 y 15 pisos, con longitudes típicas de 1 m, 2 m, 4 m y 6 m.
- **Cuantía de refuerzo vertical en los bordes (ρ_b):** esta variable está relacionada con la ductilidad y capacidad de deformación de los muros de CR (Alfaro, 2013; Kazaz et al., 2012), además, debido a las deformaciones axiales usualmente concentradas en los bordes (CEER, 2018) es conveniente evaluar su influencia. Se evaluaron cuatro posibles cuantías de refuerzo vertical en los bordes; 1%, 2%, 3% y 4%.

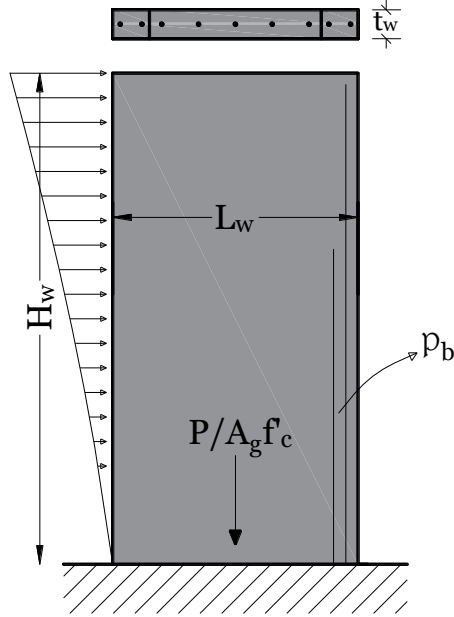


Figura 54. Variables geométricas y mecánicas en un muro de CR

- **Confinamiento del concreto en zona de compresión:** la capacidad de deformación de los muros estructurales está controlada por el nivel de confinamiento (Kazaz et al., 2012) y se logra mediante la disposición de elementos de borde (EB) bien confinados. El confinamiento en este estudio se evaluó en muros con un espesor de 15 cm debido a que, según Arteta (2015), para construir elementos de borde bien confinados al menos debe garantizarse dicho espesor. También se evaluó el confinamiento en EB equivalentes respecto al área bruta, pero con mayor espesor. El análisis consistió en evaluar el número de ramas de confinamiento en las dos direcciones principales de la sección transversal y la geometría del EB.

9.2 Análisis y diseño simplificado de los muros

Partiendo de condiciones y variables típicas fijas de diseño, tales como; el espesor, la relación de aspecto y cuantía de refuerzo vertical en el alma y elementos de borde, el diseño de los muros consistió en verificar para todas las variaciones las hipótesis de diseño de este tipo de muros. En este sentido se realizó un análisis por compatibilidad de deformaciones (Figura 55) que permitió determinar, para el instante en el que la deformación a compresión del concreto fuese igual a 0.003; los esfuerzos y deformaciones unitarias de los elementos y longitud de la zona en compresión del concreto (eje neutro c) bajo niveles de ALR consistentes con las cargas críticas de diseño esperadas en los edificios de MDCR en Colombia. Esto, además permitió establecer un rango de extensión mínimo de la longitud de los elementos de borde (L_b) en función de la longitud de los muros. Para las condiciones de este estudio se determinó que los elementos de borde deberían extenderse entre $0.1L_w$ y $0.2L_w$, tomando valores de $0.1L_w$ en los muros de 5 pisos, $0.15L_w$ en los de 10 pisos y $0.2L_w$ en los muros de 15 pisos de altura. La cuantía de refuerzo vertical en el alma se asumió de 0.25%, correspondiente al valor mínimo establecido por el Reglamento NSR-10, y a la cuantía típica empleado en el alma de los muros de edificios del sistema estructural.

Debido a que la práctica constructiva y de diseño en el país utiliza muros con una sola capa de refuerzo y espesor reducido, los requerimientos de detallado de refuerzo transversal y confinamiento, principalmente en los elementos de borde con $t_w < 15$ cm, no se tuvo en cuenta. No obstante, se consideraron para la evaluación del confinamiento en los muros con espesor igual a 15 cm y espesores mayores.

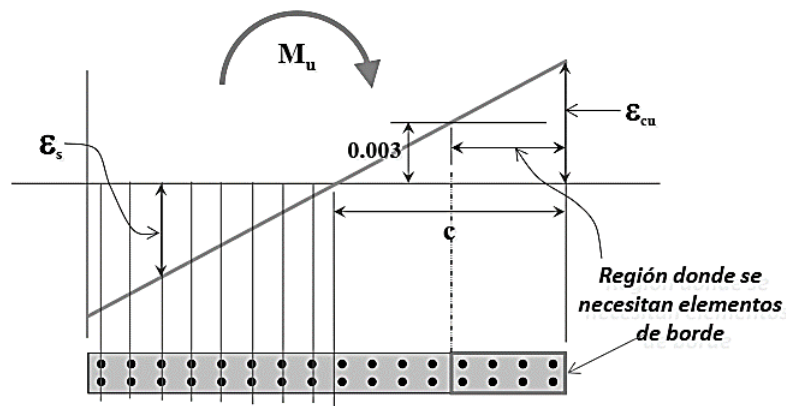


Figura 55. Idealización del método de compatibilidad de deformaciones para determinar la longitud del eje neutro.

9.3 Modelos numéricos de los muros y condiciones de AENL

En total se construyeron 120 modelos numéricos de muros representativos de CR con parámetros físicos y mecánicos fijos y variables. Entre otros aspectos se consideraron secciones agrietadas ($0.5I_g$), condición de diagrama rígido mediante la asignación de “constrains” a puntos sobre una misma altura, condiciones de apoyo empotrado y patrón variable de mallado en altura de los elementos. La sección de los muros se definió mediante objetos tipo área siguiendo los lineamientos descritos en la sección “Verificación del modelo numérico Shell Layered” de esta investigación. La Figura 56 muestra algunos de los modelos utilizados en el análisis paramétrico.

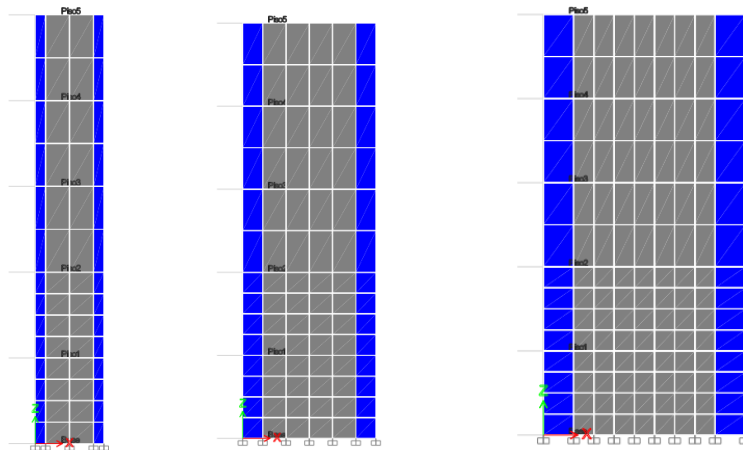


Figura 56. Modelos en elementos finitos de muros de CR

El comportamiento no lineal de los materiales se estableció mediante el modelo de Mander et al. (1989) para el concreto, de Park & Paulay (1975) para el acero de refuerzo convencional, y la curva esfuerzo – deformación experimental típica en Colombia para el refuerzo de malla electrosoldada (MES) descrita en la sección “Materiales”. El concreto se definió con módulo de elasticidad de $E_c = 3900\sqrt{f'_c [MPa]}$, donde $f'_c = 21$ MPa, y la deformación unitaria de fractura igual a $\epsilon_{uc} = 0.004$. Por su parte, el acero de refuerzo, MES (en el alma de los muros) y refuerzo convencional (en los elementos de borde), se consideró con resistencia a la fluencia, f_y , de 500 MPa y 420 MPa, respectivamente. El módulo de elasticidad del refuerzo se tomó como $E_s = 200,000$ MPa. La

deformación unitaria última o de fractura se tomó como $e_u=0.015$ para el acero tipo MES y $e_u=0.09$ para el acero de refuerzo convencional.

Los muros modelizados sujetos a los parámetros anteriormente descritos se sometieron al análisis “Pushover” bajo un patrón de carga lateral en forma de triángulo invertido, consistente con la distribución esperada de fuerzas en el modo de vibración fundamental. La carga axial (ALR) se definió de acuerdo con lo reportado por Ortega et al. (2019), según un análisis estadístico de las edificaciones de este sistema constructivo para la carga axial de un muro ubicado en el primer piso, según la ecuación (4). El análisis inició con la aplicación de la carga axial como patrón no lineal, seguidamente se aplicó el patrón de carga lateral de manera progresiva y monitoreando el desplazamiento en el nivel superior del muro hasta la falla o un estado de daño considerable.

$$ALR = 0.0019H_w + 0.007 \quad (4)$$

Donde: H_w es la altura total del muro.

9.4 Cálculo de la respuesta y estados límite de interés

La curva de capacidad se expresó en términos del cortante basal (V_{btot}) y la deriva de techo (Figura 57), sobre estas se identificaron puntos de desempeño de parámetros clave como las deformaciones unitarias del concreto y del acero de refuerzo, la primera rótula plástica, los límites de deriva para muros estructurales de CR, y el punto de falla del muro de acuerdo con los criterios descritos a continuación.

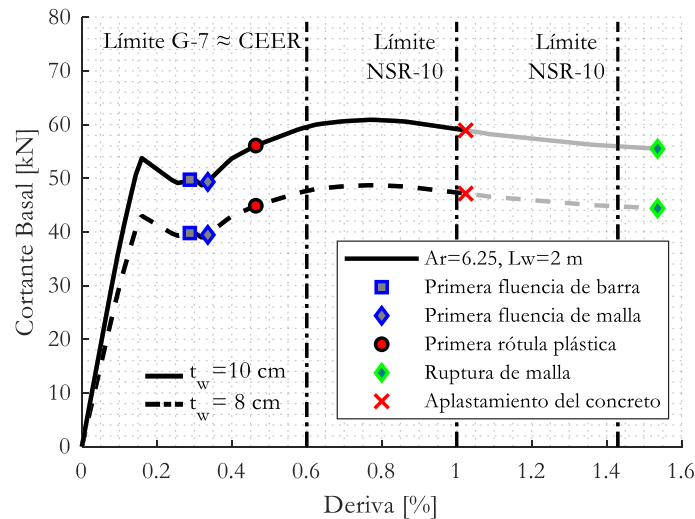


Figura 57. Ejemplo de curva de capacidad y estados límites de interés para un muro con $h_w=12.5$ m y cuantía de refuerzo vertical mínima.

Las deformaciones unitarias de tensión y compresión se calcularon en los extremos de la base de los muros, como lo indica la Figura 58. Esta zona se asumió como la distancia desde la base hasta la concentración del daño en muros delgados de CR correspondiente a una longitud L_p entre $2.5t_w$ y $3.0L_w$. Los desplazamientos de techo se calcularon en la corona del muro como un porcentaje de la altura H_w . La zona de mallado denso se extiende hasta el 40% de la altura total del muro, con esto se busca capturar de manera más aproximada el comportamiento del muro en la sección crítica.

La primera fluencia del acero de refuerzo vertical en los bordes se estableció como el instante en el que la deformación a tensión de las barras alcanzara el valor de $\varepsilon_{sy}=0.0021$. La fractura de este acero se asumió como el instante en el que la deformación sobrepasara el valor de $\varepsilon_{su}=0.09$. Para el refuerzo vertical tipo MES en el alma, el límite de deformación de fluencia teórica se asumió de $\varepsilon_{syms}=0.0026$ ($\varepsilon_{syms}=E_s/F_y$) y el límite de fractura como $\varepsilon_{sumes}=0.015$. La primera rótula plástica se asumió en el instante en el que el acero de refuerzo en los extremos alcanzó una deformación igual al doble de la deformación de fluencia ($\varepsilon_s=2\varepsilon_{sy}$), esta propuesta ha resultado adecuada según estudios del CEER, y permite calcular el factor de sobrerresistencia (R_s , factor necesario para el cálculo del coeficiente de disipación de energía R) de forma consistente para este sistema constructivo en contraste con otras propuestas. El límite de deformación a compresión del concreto se estableció como $\varepsilon_{cu}=0.004$, una vez sobrepasado este límite el concreto no aporta resistencia a compresión.

Los límites de deriva se establecieron como: i) 0.5% obedeciendo al límite de buen comportamiento sugerido por el CEER, entre otros reportes técnicos, ii) 1% como límite de seguridad de vida para secciones brutas según el Reglamento NSR-10, y iii) 1.43% para secciones agrietadas según el mismo Reglamento, para un sismo de diseño con un período de retorno de 475 años, sin colapso y limitando los daños estructurales.

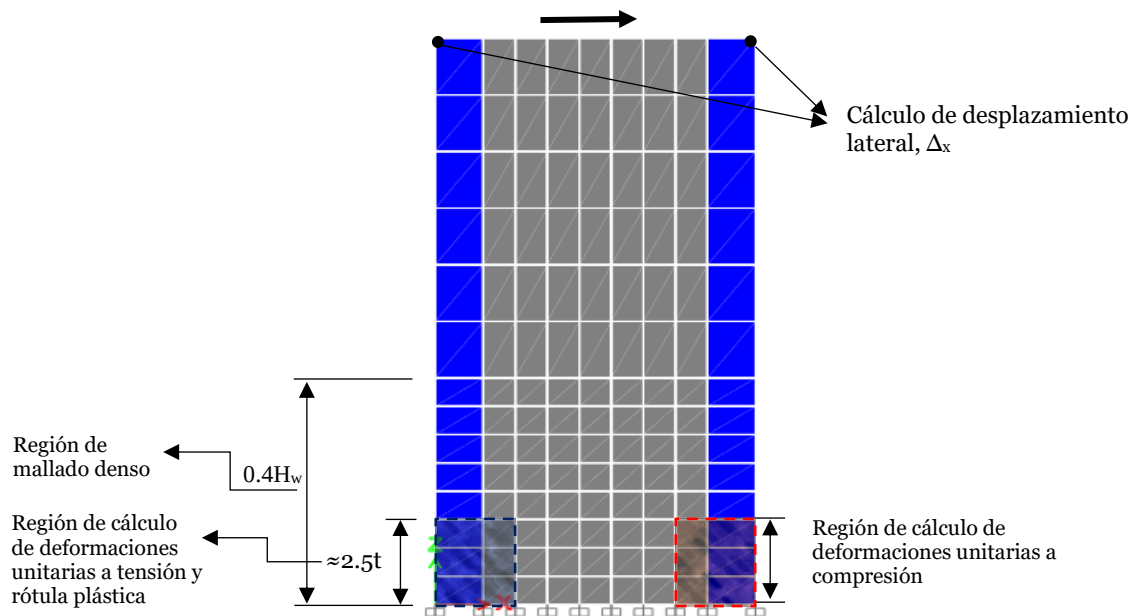


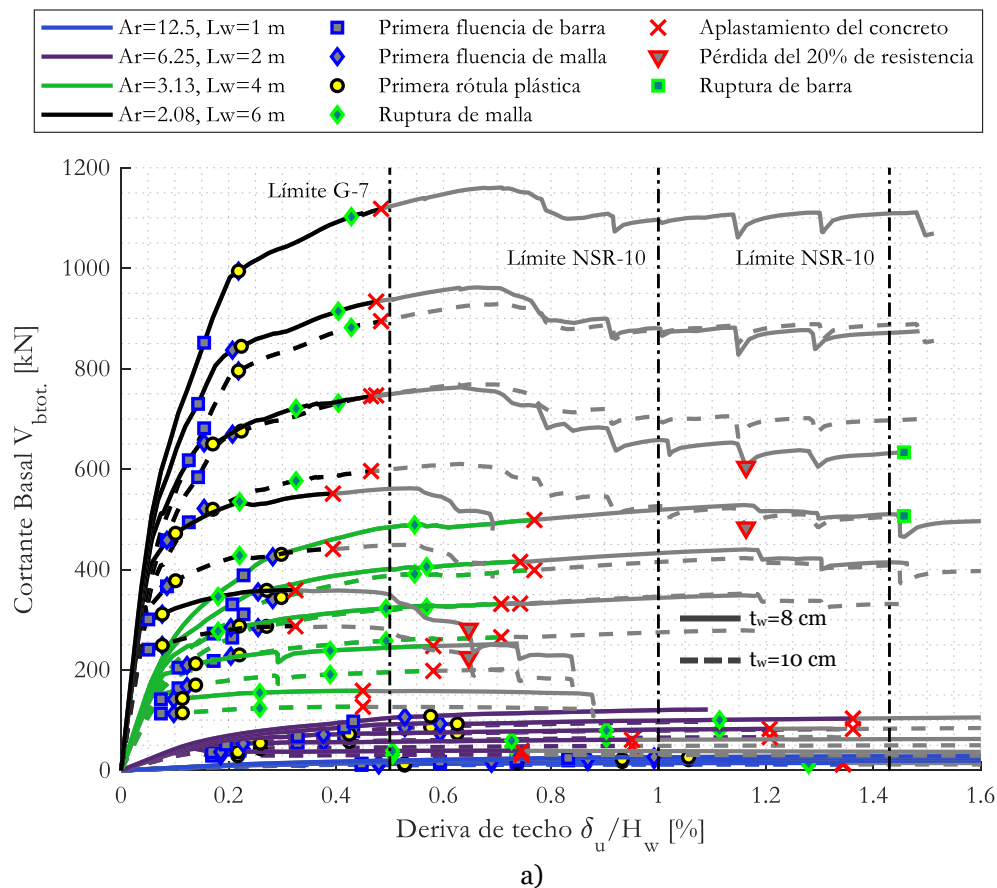
Figura 58. Esquema de localización de parámetros de respuesta

El punto de falla de los muros se estableció como el instante en el que hubo una pérdida de resistencia del 20%, después de haber alcanzado el cortante basal máximo o cuando la deformación a tensión en el refuerzo vertical de los bordes supere el límite de $\varepsilon_{su}=0.09$ o cuando hubiese aplastamiento importante en el concreto ($\varepsilon_{cu}=0.004$), lo que primero ocurra, luego de que alguno de estos estados límite sucediera se descontinuaron las curvas.

9.5 Resultados del análisis paramétrico

Una visión general de los resultados está dada por la Figura 59. En estas figuras se presentan las curvas de capacidad para las tres alturas (5, 10 y 15 pisos) en función de las distintas variables de estudio. Por cada figura se muestran cuarenta curvas diferenciadas por color de línea para las cuatro relaciones de aspecto, tipo de línea (continua, discontinua) para el espesor, y cantidad de líneas (5 por cada espesor) para la cuantía de refuerzo en los bordes. La cuantía de refuerzo no presenta una convención específica, no obstante, su influencia se evalúa de manera particular más adelante al igual que las demás variables.

Si bien la escala vertical no permite observar adecuadamente las curvas para los muros de uno y dos metros de longitud, en general se puede apreciar que las curvas exhiben una región elástica bien definida, seguida de un tramo lineal donde ocurren las primeras fluencias de las barras dúctiles y de las mallas. Posteriormente, hay una zona que comienza con la primera rótula plástica (punto de fluencia global) seguida de la fractura de la malla de refuerzo y del aplastamiento del concreto en los muros de 5 pisos; el aplastamiento del concreto y la fractura de la malla de refuerzo en los muros de 10 pisos; y el aplastamiento del concreto, en los muros de 15 pisos. Esta región continúa y rápidamente se alcanza la resistencia máxima. La fractura de la malla de refuerzo en los muros de 15 pisos ocurrió para derivas mayores a aquellas donde se alcanza la capacidad máxima. Cabe señalar que para algunas curvas se tuvo problemas de convergencia en el análisis y no fue posible obtener la porción final de la curva.



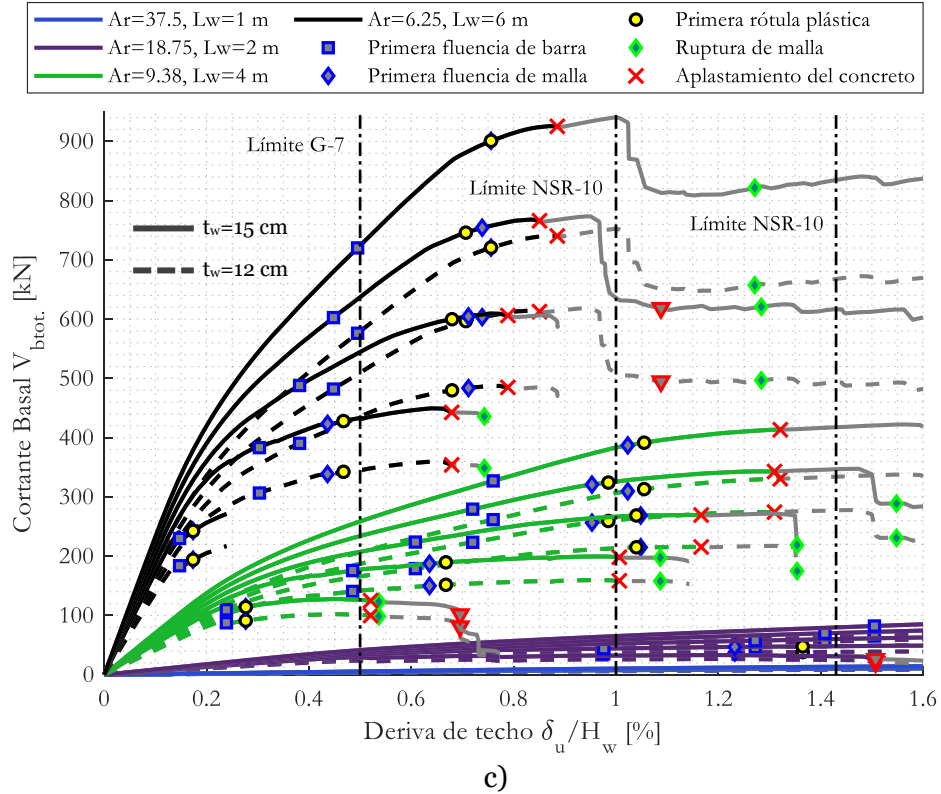
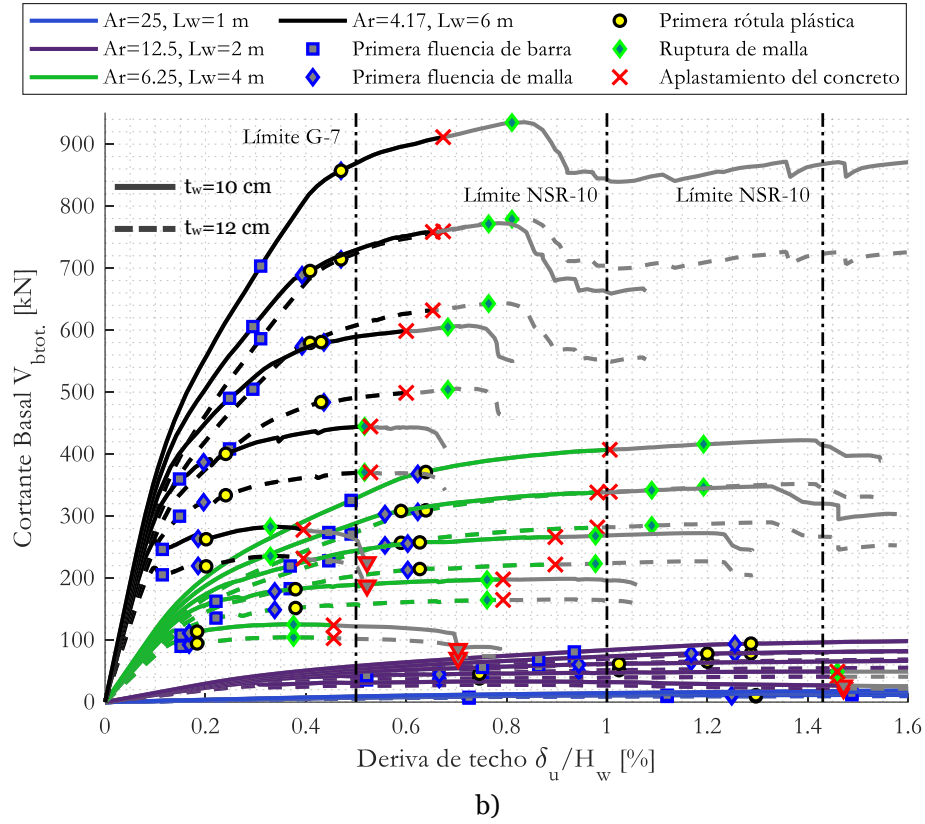


Figura 59. Curvas de capacidad de muros; a) muros de 5 pisos, b) muros de 10 pisos, c) muros de 15 pisos.

Otra observación rápida tiene que ver con que la relación de aspecto, A_r , efectivamente es determinante en el comportamiento de los MDCR independientemente del espesor y la cuantía de refuerzo en los bordes. Los muros de 5 pisos desarrollan una rigidez inicial mayor respecto a los demás muros, no obstante, su capacidad de deformación es la más limitada.

También se puede notar que uno de los criterios de falla más común en el análisis es el aplastamiento de concreto y que, excepto en los muros de 10 y 15 pisos con longitudes de 1 y 2 metros, la falla del elemento se activa poco después del aplastamiento del concreto y la fractura del refuerzo tipo MES para derivas menores al límite de 1.43% impuesto por el Reglamento NSR-10.

9.5.1 Relación de aspecto A_r

La Figura 60 confirma los resultados previamente reportados, indicando que la relación de aspecto influye en la capacidad de deformación última y en la capacidad de carga lateral de los muros. Las distintas curvas en cada “subplot” de la Figura 60 representan las variaciones de cuantía de refuerzo en los bordes, variable descrita en la siguiente sección. A medida que la relación de aspecto se hace menor, la capacidad de carga lateral aumenta y la capacidad de desplazamiento disminuye, es decir, a menor relación de aspecto, mayor capacidad de carga lateral y menor ductilidad, lo que resulta en deformaciones de fluencia y de fractura cada vez más tempranas para desplazamientos de techo relativamente bajos. Esto confirma la hipótesis de esta investigación y de otros estudios, de que los muros largos son los que gobiernan la respuesta sísmica de los edificios.

Los muros de 5 pisos con relaciones de aspecto A_r de 12.5, 6.25, 3.13 y 2.0, L_w de 1 m, 2 m, 4 m y 6 m, respectivamente se destacan por presentar en términos generales, mayor rigidez inicial y resistencia lateral, no obstante, su ductilidad es limitada. Para muros con $A_r=3.13$ y $A_r=2.0$ la capacidad máxima junto con la fractura del refuerzo tipo MES y el aplastamiento del concreto ocurren para una deriva de techo entre 0.4% y 1.2% (cubriendo todo el rango de cuantías de refuerzo en los bordes). Para un muro típico del sistema constructivo en Colombia de $L_w=4$ m la fractura de la malla de refuerzo y el aplastamiento del concreto ocurren, según este análisis, cuando la deriva de techo está entre 0.4% y 0.8%, lo cual confirma los hallazgos del G-7 y Blandón et al. (2018) donde se establece que el buen comportamiento de estos muros se garantiza para derivas menores al 0.5% y 0.6%, respectivamente.

Los muros de 10 y 15 pisos exhiben un patrón similar a los muros de 5 pisos respecto al efecto de la relación de aspecto en la respuesta sísmica. Pese a que desarrollan más capacidad de desplazamiento no dejan de ser críticos si se observan las curvas de los muros más largos. Cuando en estos muros la longitud L_w es de 2 m o 1 m el daño es aceptable para derivas cercanas a 1.43%, excepto para aquellos con cuantías menores al 1%, como se describe en la siguiente sección. Cabe señalar que en todos los casos los muros de 5 pisos alcanzan una mayor capacidad de carga lateral que la de los muros de 10 y 15 pisos, pese a esto, también en todos los casos la capacidad de desplazamiento es menor.

Puede concluirse que los muros con $2 < A_r < 10$ (muros largos e intermedios) con cuantías de refuerzo vertical en los bordes cercanas a 4% exhiben una ductilidad limitada y presentan daño importante (fractura de malla y/o aplastamiento del concreto) para derivas menores al límite de 1.43% impuesto por el Reglamento NSR-10. Para cuantías menores a 3% la ductilidad y el daño son aún más críticos. Los muros con $A_r > 10$ (muros cortos) evidencian capacidad de resistencia lateral baja y “ductilidad” aparente para derivas mayores a 1.5%, excepto aquellos con cuantía de refuerzo en los bordes menores a 1%. En general, estos muros no aportarían significativamente al sistema de resistencia sísmica en una construcción real, más bien cumplirían la función de extender el rango inelástico de las estructuras.

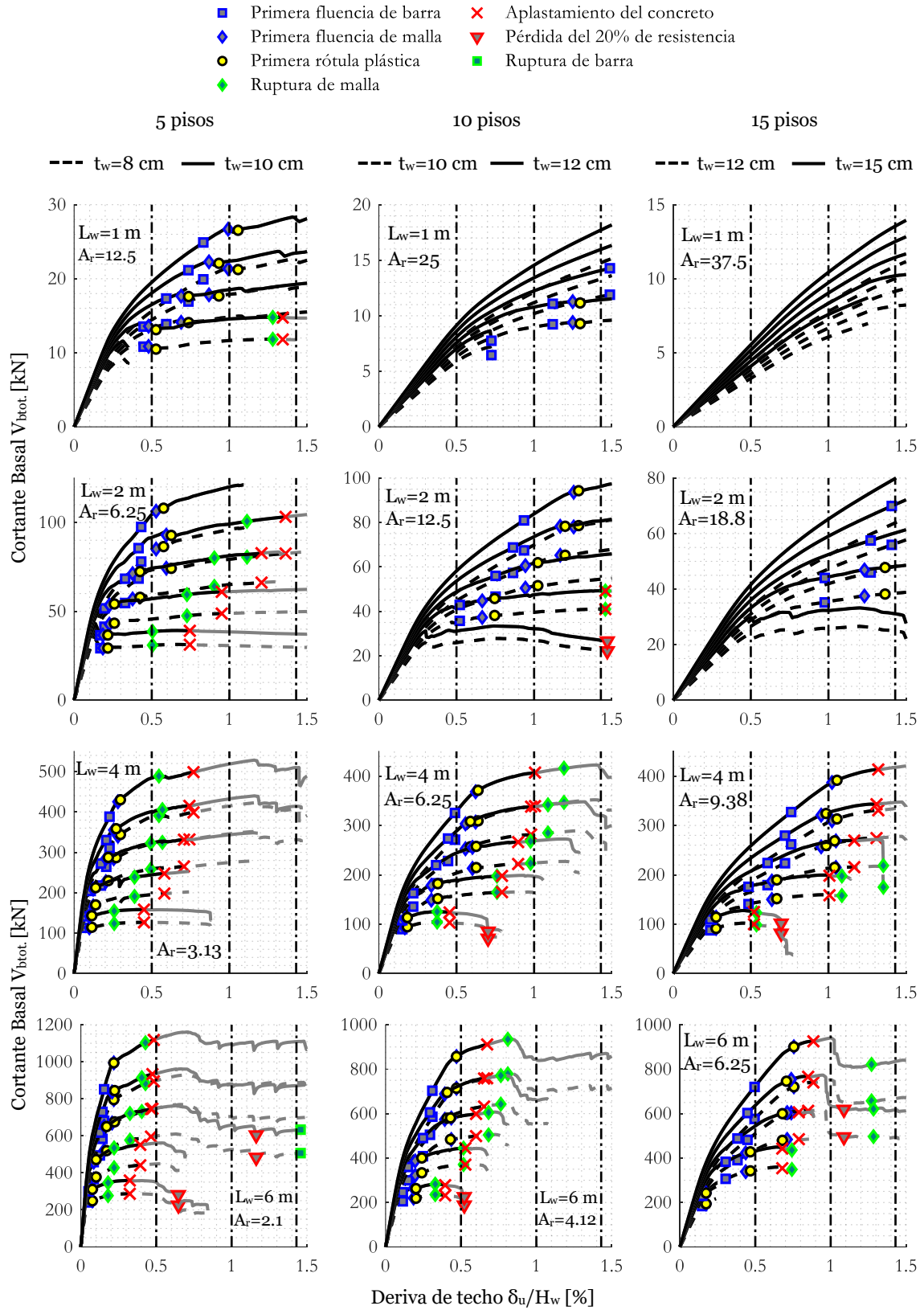


Figura 60. Curvas de capacidad en función de la relación de aspecto A_r .

9.5.2 Cuantía ρ_b

La cuantía de refuerzo en los bordes tiene una influencia importante en la ductilidad y en el modo de falla de los MDCR. La Figura 61 evidencia que a mayor cuantía de refuerzo en los bordes la curva de capacidad tiende a extenderse y a suavizarse una vez se alcanza la resistencia máxima, minimizando una posible falla frágil como se observa para las curvas de muros con ρ_b de 0%, 1% y algunas de 2%. Con menos preponderancia también influye de manera positiva en la resistencia lateral de los muros.

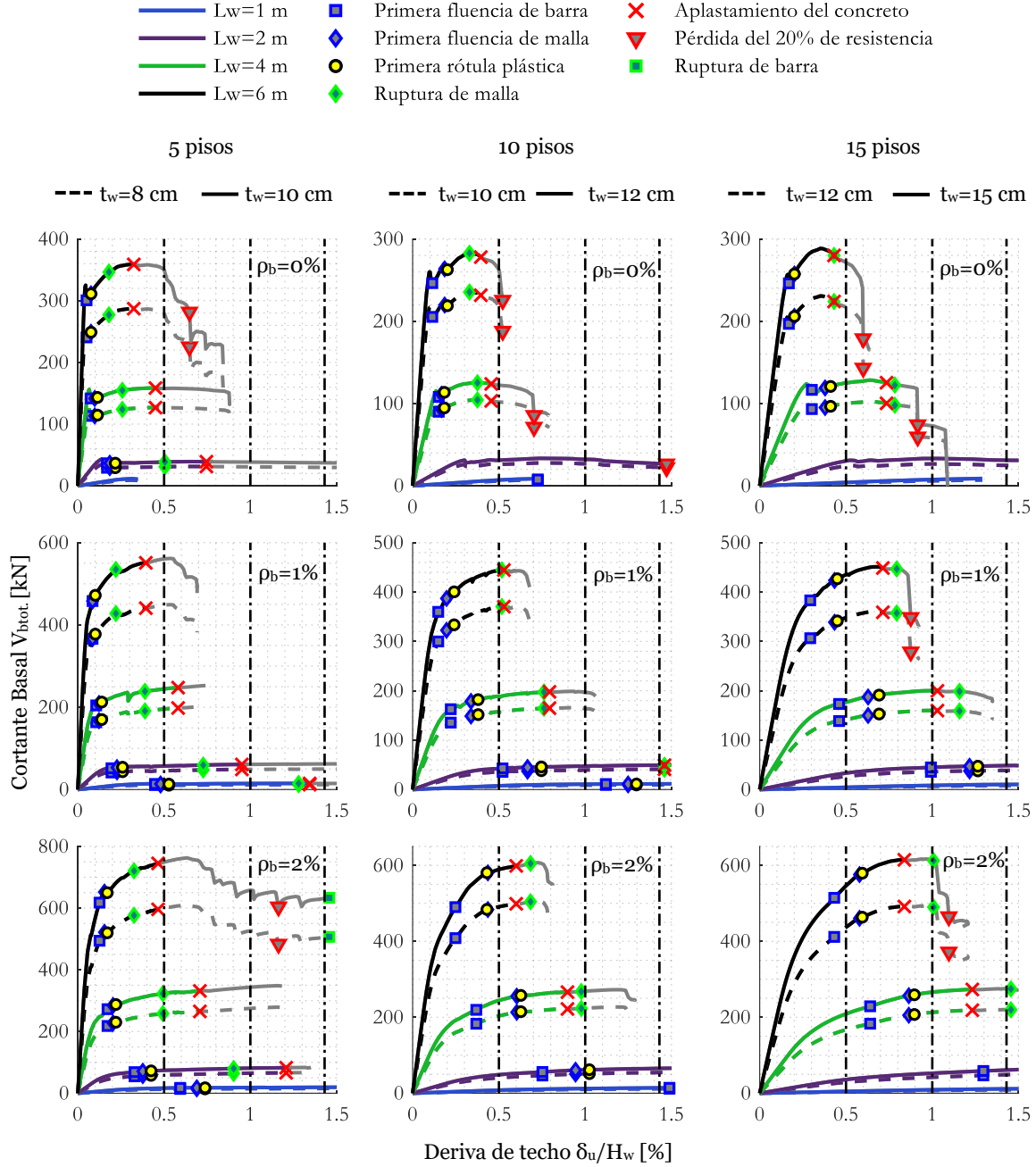
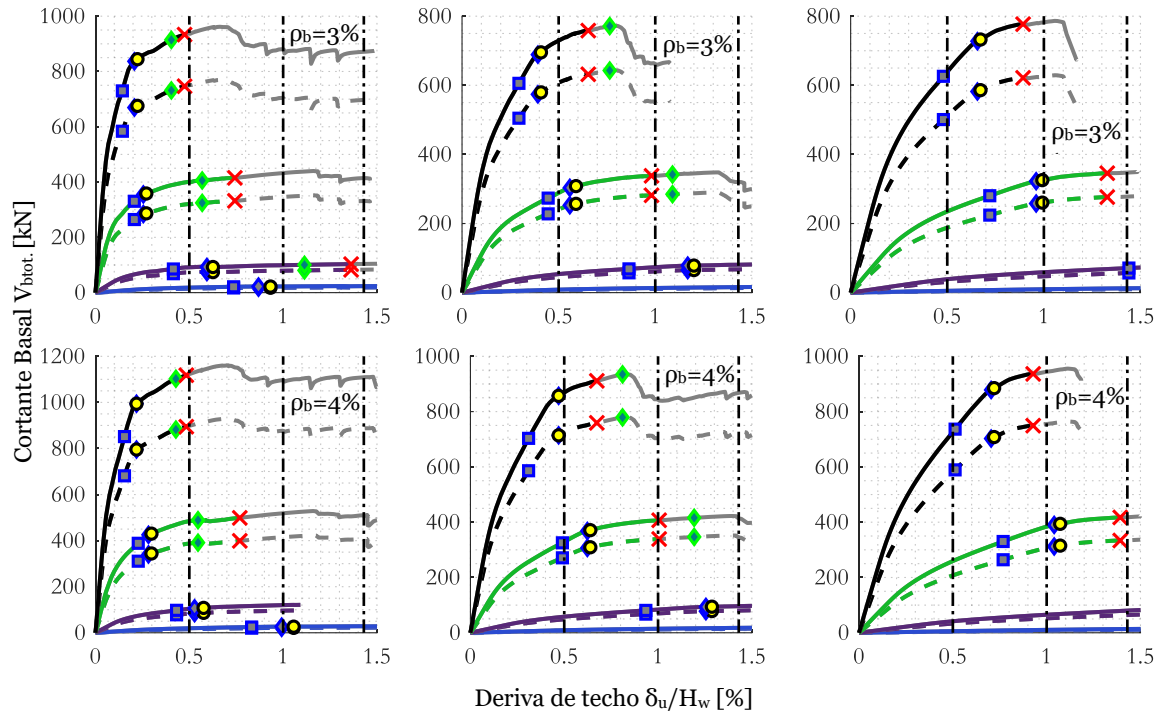


Figura 61. Curvas de capacidad en función de la cuantía de refuerzo vertical en los bordes de los muros.



Continuación de Figura 61. Curvas de capacidad en función de la cuantía de refuerzo vertical en los bordes de los muros.

Puede notarse el hecho de que aumentar la cuantía de refuerzo permite que el refuerzo tipo MES falle para derivas cada vez más altas, de hecho, es una de las propiedades más sensibles a la variación de la cuantía de refuerzo vertical en los bordes; de ser el primer criterio de fractura en cumplirse pasa a ser el segundo después del aplastamiento del concreto, principalmente en los muros de 10 y 15 pisos. Particularmente, durante el análisis se apreció que todos los muros con $L_w = 1$ m y $\rho_b = 0\%$ soportan cargas laterales muy bajas y son frágiles, además no permiten un análisis numérico más allá del estado de primera fluencia.

Un aspecto por resaltar, en todas las curvas presentadas, que se relaciona con el acero de refuerzo, es el estado de fluencia global o primera rótula plástica de los muros. Si se observa detalladamente, en la mayoría de los casos este límite se alcanza en el instante en el que el refuerzo tipo MES alcanza una deformación teórica de fluencia $\epsilon_s = 0.0025$. Límite que se definió como el instante en el que el refuerzo convencional alcanzara una deformación a tensión igual a dos veces la deformación de fluencia ($\epsilon_s = 2\epsilon_{sy}$).

En los muros más largos ($L_w = 6$ m) la curva de capacidad tiende a suavizarse, luego de alcanzar la resistencia máxima, si la cuantía de refuerzo es: mayor o igual a 2% para los muros de 5 pisos, mayor o igual a 4% para los muros de 10 pisos. Para los muros de 15 pisos no se alcanza a observar este fenómeno. Cabe recordar que este refuerzo se dispuso como refuerzo adicional en los bordes en una sola capa, de acuerdo con las prácticas constructivas en Colombia, y en elementos de borde con longitudes de 60 cm ($0.1L_w$), 90 cm ($0.15L_w$) y 120 cm ($0.2L_w$), respectivamente.

Se concluye que una variación en la cuantía de refuerzo en los bordes se relaciona directamente con la capacidad de desplazamiento y, por tanto, con la ductilidad. Un aumento en la cuantía de refuerzo permite que la deformación última de los materiales se alcance para derivas de techo cada vez más altas.

9.5.3 Espesor del muro t_w

En las figuras anteriores se aprecia que el efecto del espesor en la respuesta sísmica de estos muros al parecer se relaciona principalmente con la resistencia lateral. Para evaluar su efecto de manera práctica la Figura 62 muestra para un muro de $L_w = 4$ m con cuantía de refuerzo vertical en los bordes $\rho_b = 2\%$, y relaciones de aspecto A_r de 3.13, 6.25 y 9.38 en muros de 5, 10 y 15 pisos respectivamente, la evaluación del espesor para magnitudes de: 8 cm, 9 cm y 10 cm en el muro de 5 pisos; 10 cm, 11 cm y 12 cm en el muro de 10 pisos; 12 cm, 13.5 cm y 15 cm en el muro de 15 pisos.

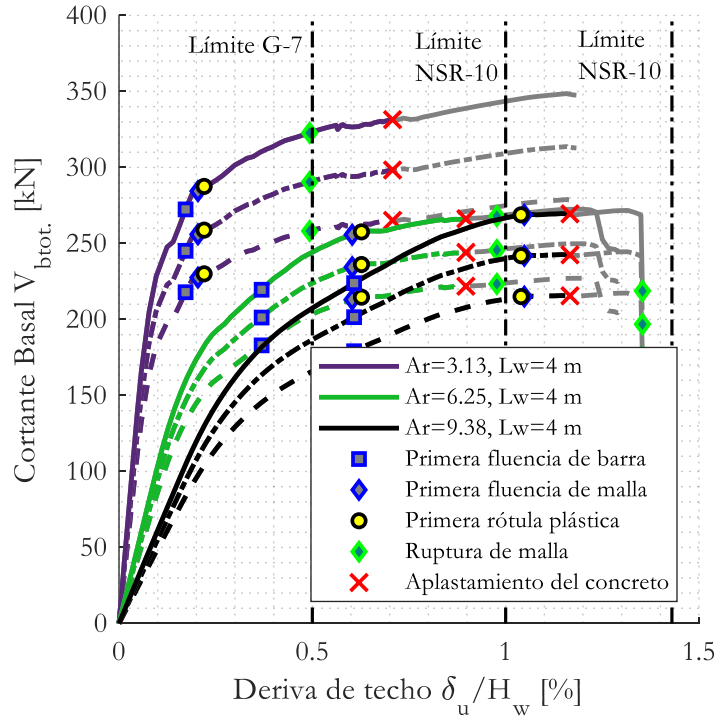


Figura 62. Curvas de capacidad en función del espesor de los muros.

De acuerdo con los resultados se confirma que el espesor de los muros rectangulares, tal como fueron modelizados, solamente influyen en la capacidad de carga lateral y la rigidez inicial del elemento. Campañas experimentales y numéricas han reportado mecanismos de falla por pandeo fuera del plano, sin embargo, en este análisis no se consideró dicho fenómeno puesto que el número de variables crece considerablemente y se amplía el gasto computacional. Como se verá más adelante, el espesor de los elementos de borde también influye en la posibilidad de garantizar el confinamiento del concreto lo cual resulta apropiado para obtener mayor ductilidad.

9.5.4 Confinamiento y configuración de los elementos de borde

Se analizó un total de 42 modelos, 14 para cada altura (5, 10 y 15 pisos). Para cada variación se obtuvo la curva de capacidad sobre la cual se marcaron límites de interés de acuerdo con lo descrito en la sección 8.4.

El confinamiento se evaluó en los bordes de los muros con un espesor de 15 cm y para elementos de borde equivalentes con espesores mayores. Con el objetivo de realizar un análisis práctico se decidió dejar la longitud L_w y la cuantía de refuerzo vertical como variables fijas. La longitud del muro se estableció en $L_w=4$ m correspondiente a la longitud típica del sistema constructivo en Colombia. La cuantía del refuerzo vertical se tomó de 1%, manteniendo en todos los casos 12 barras longitudinales, por su parte, la cuantía vertical de refuerzo en el alma se estableció en 0.25%. Debido a que un espesor probable de 15 cm en Colombia se halla en edificios de 15 pisos, la longitud de los elementos de borde se estableció inicialmente de $0.2L_w=0.8$ m y se ajustó en los elementos de borde con mayor espesor de manera que el área transversal fuese equivalente entre las variaciones.

La variación en el confinamiento de los EB se realizó con base al número de ramas de confinamiento en las dos direcciones (X y Y del EB) y a las dimensiones del EB, manteniendo el área estimada inicialmente. El número mínimo de ramas se evaluó con las ecuaciones 5 y 6, C.21-7, C.21-8, respectivamente, establecidas en la sección C.21.6.4.4 del Reglamento NSR-10 para elementos con DES, y se aumentaron progresivamente hasta llegar a un espaciamiento mínimo razonable. La Tabla 46 muestra los cálculos para las distintas configuraciones evaluadas y la Figura 63, la convención.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (5) \quad A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_y} \quad (6)$$

Donde:

A_{sh} : área total de refuerzo transversal (incluyendo ganchos suplementarios)

s: espaciamiento centro a centro de refuerzo transversal

b_c : dimensión larga del núcleo confinado

A_g : área bruta de la sección transversal

A_{ch} : área de la sección transversal del núcleo confinado

f'_c : resistencia a compresión del concreto

f_y : límite de fluencia del acero de refuerzo de confinamiento

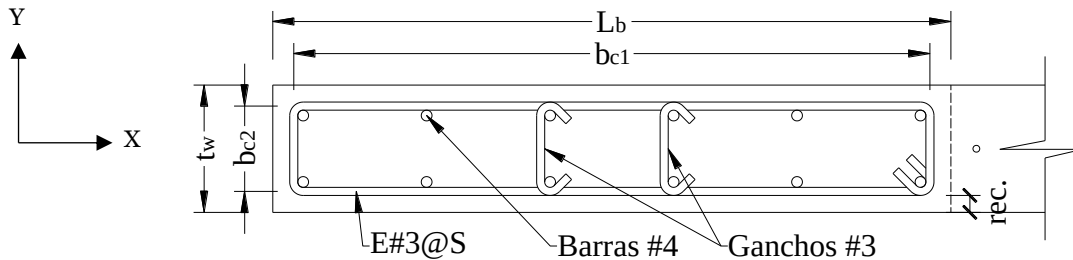


Figura 63. Convención de variables geométricas y de refuerzo en los EB.

Tabla 46. Cálculo de refuerzo transversal de confinamiento.

Parámetro		EB1 4x2	EB1 5x2	EB1 6x2	EB2 2x2	EB2 2x3	EB2 3x2	EB2 5x2	EB2 5x3	EB3 2x2	EB3 2x3	EB3 3x2	EB3 5x2	EB3 5x3
L _b [cm]		80	80	80	50	50	50	50	50	40	40	40	40	40
h _b [cm]		15	15	15	24	24	24	24	24	30	30	30	30	30
A _g [cm ²]		1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
f _c [MPa]		21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
f _y [MPa]		420	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420	420
rec. [cm]		2	2	2	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
bc1 [cm]		76.0	76.0	76.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0
bc2 [cm]		11.0	11.0	11.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0
A _{ch} [cm ²]		836.0	836.0	836.0	672.0	672.0	672.0	672.0	672.0	704.0	704.0	704.0	704.0	704.0
N° Estribo		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Ramas paralelas al eje Y	# Ramas	4	5	6	2	2	3	5	5	2	2	3	5	5
	Ash [cm ²]	2.85	3.56	4.28	1.43	1.43	2.14	3.56	3.56	1.43	1.43	2.14	3.56	3.56
	s [cm] C.21-7	5.74	7.18	8.61	2.88*	2.88*	4.32*	7.20	7.20	4.21*	4.21	6.32	10.54	10.54
	s [cm] C.21-8	8.33	10.42	12.50	7.54	7.54	11.31	18.85	18.85	9.90	9.90	14.84	24.74	24.74
Ramas paralelas al eje X	# Ramas	2	2	2	2	3	2	2	3	2	3	2	2	3
	Ash [cm ²]	1.43	1.43	1.43	1.43	2.14	1.43	1.43	2.14	1.43	2.14	1.43	1.43	2.14
	s [cm] C.21-7	19.84	19.84	19.84	7.56	11.34	7.56	7.56	11.34	6.13	9.19	6.13	6.13	9.19
	s [cm] C.21-8	28.79	28.79	28.79	19.79	29.69	19.79	19.79	29.69	14.40	21.59	14.40	14.40	21.59
Usar s [cm]		5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
px		2.59	2.59	2.59	1.78	2.67	1.78	1.78	2.67	1.30	1.94	1.30	1.30	1.94
py		0.75	0.94	1.13	0.68	0.68	1.02	1.70	1.70	0.89	0.89	1.34	2.23	2.23
p _{stotal}		3.34	3.53	3.72	2.46	3.35	2.80	3.48	4.37	2.19	2.83	2.63	3.52	4.17

* No cumple con ecuación C.21-7 del Reglamento NSR-10 respecto a cuantía mínima de confinamiento en ramas paralelas al eje Y.

La curva esfuerzo-deformación se calculó empleando el modelo teórico de Mander et al. (1988) para concreto confinado, calculando la deformación última mediante la ecuación 7 propuesta por Moehle, (2015) según los ensayos de Scott et al. (1982) y Mander et al. (1988). La Figura 64 y Figura 65 muestran las configuraciones y las curvas esfuerzo-deformación, respectivamente.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{f_{emin}}{4f'_c} \quad (7)$$

Donde: f_{emin} corresponde al esfuerzo mínimo de confinamiento en la dirección X o Y.

En todos los casos se estableció un espaciamiento de 5 cm para el refuerzo transversal, cumpliendo en la mayoría de los casos con la cuantía mínima de refuerzo indicada en el Reglamento NSR-10. El recubrimiento se tomó de 2 cm para los elementos tipo EB1 y de 4 cm para los elementos tipo EB2 y EB3. En todos los casos se tomaron barras #4 para el refuerzo vertical y barras #3 para el refuerzo trasversal y ganchos.

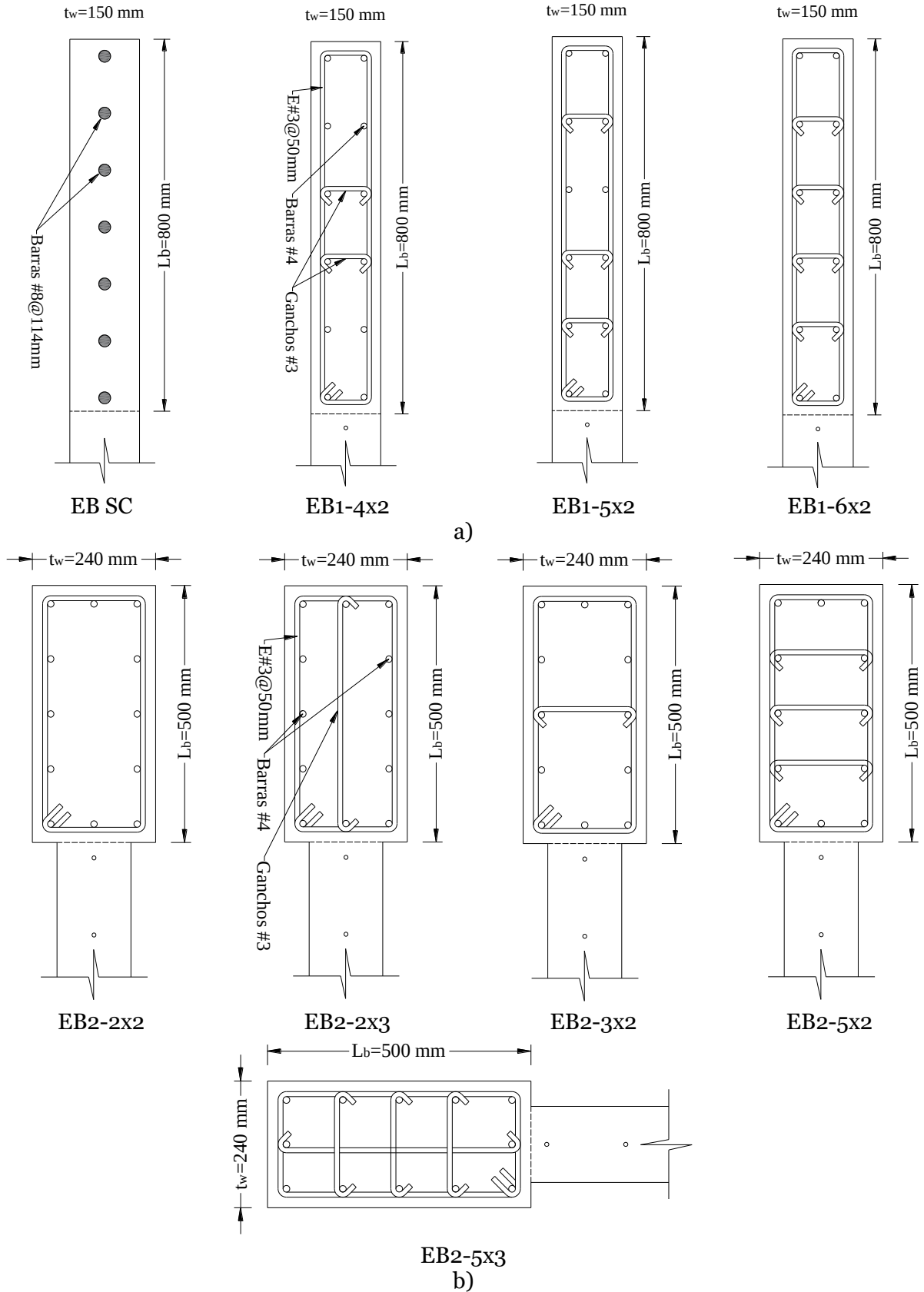
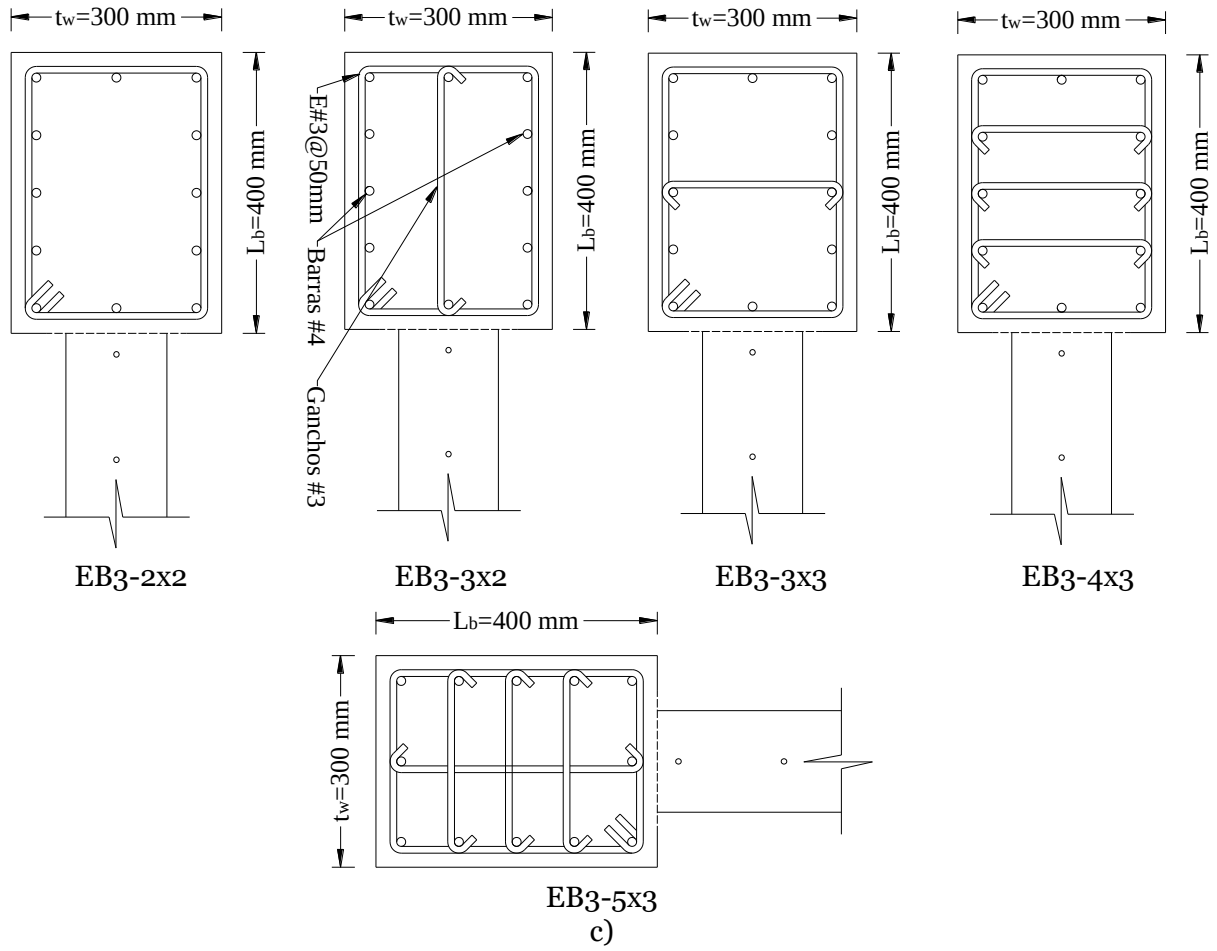


Figura 64. Detalle de refuerzo en elementos de borde; a) EB tipo 1, b) EB tipo 2.



Continuación de Figura 64. Detalle de refuerzo en elementos de borde; c) EB tipo 3.

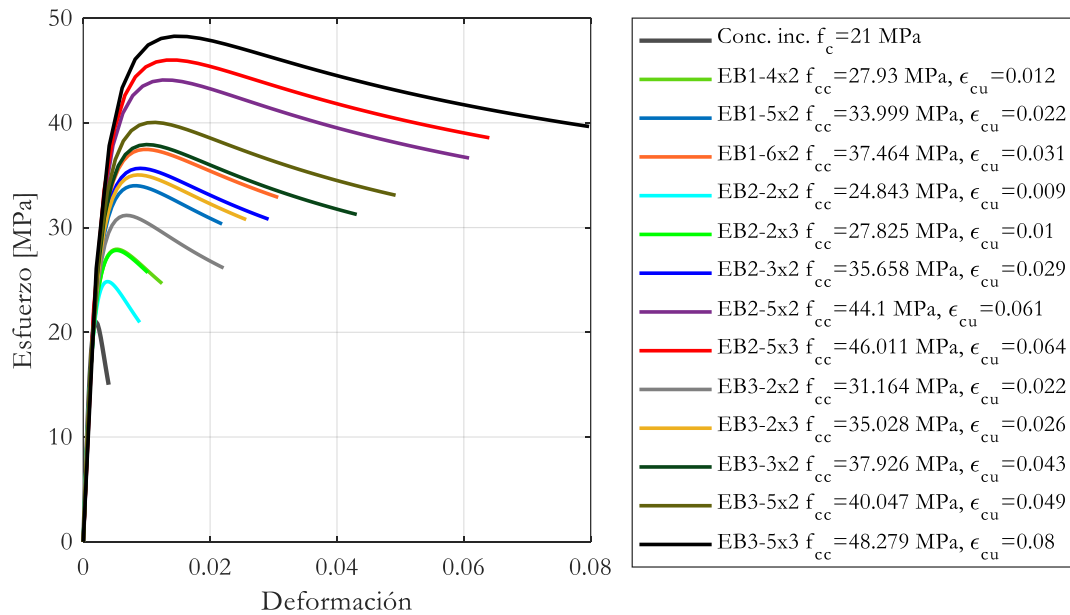


Figura 65. Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado para los EB.

Los resultados muestran que el hecho de confinar los elementos de borde cambia de manera radical el comportamiento sísmico de los muros. A excepción del muro con elementos de borde sin confinamiento, como era de esperarse. En todos los casos, la capacidad de deformación de los muros se extiende hasta más allá del límite de deriva de 1.43%, hasta alcanzar el límite de deformación de rotura del refuerzo vertical en los bordes. Confinando los elementos de borde se logra, en todos los casos, que la rotura del refuerzo tipo MES ocurra luego de: el límite de buen comportamiento establecido por el CEER (deriva de 0.5%) en los muros de 5 pisos, el límite de 1% en los edificios de 10 pisos, y el límite de 1.43% en los edificios de 15 pisos, lo cual no ocurre para los muros sin confinamiento. Se evidencia además que, a excepción de los muros con elementos de borde tipo EB1-4x2, EB2-2x2 y EB2-2x3 (los de menor grado de confinamiento), no se alcanza el límite de deformación a compresión del concreto confinado antes de la falla total del muro, contrario a los resultados de las secciones 9.5.1, 9.5.2 y 9.5.3, donde estos mismos muros, sin confinamiento en los bordes, pero con cuantías de refuerzo vertical hasta 4 veces mayores (4%), se alcanza para derivas menores a 1.43%.

En los muros de 5 pisos (Figura 66) la falla estructural se alcanza en un rango de derivas de 2.5% a 3.2% excediendo en más de 2 veces la capacidad de desplazamiento último del muro con EB no confinados. Los elementos de borde EB2 y EB3 incrementan en promedio un 20% y un 33%, respectivamente la resistencia lateral de los muros respecto a los elementos tipo EB1 a pesar de tener menos cuantía de refuerzo transversal en casi todos los casos.

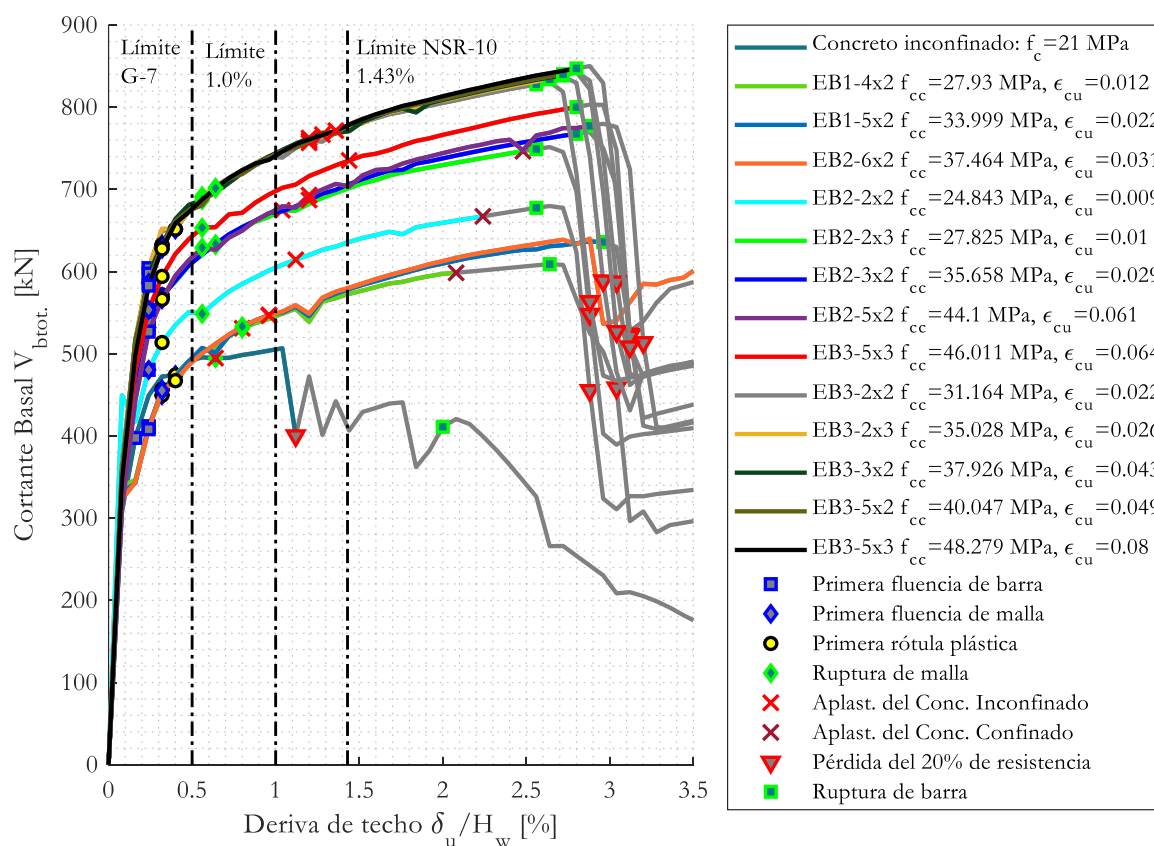


Tabla 47. Evaluación de la ductilidad y resistencia máxima en muros de 5 pisos con EB confinados.

EB	L_b/t_w	Ramas (Y) x (X)	Ductilidad (Δ_u/Δ_y)	Relación V_{bmax}
EB1	5.3	SC a 4x2	3.27	1.20
		4x2 a 5x2	1.09	1.05
		5x2 a 6x2	1.19	1.03
EB2	2.1	2x2 a 2x3	1.00	1.11
		3x2 a 5x2	1.03	1.01
		5x2 a 5x3	1.00	1.03
		2x3 a 5x3	1.12	1.07
EB3	1.3	2x2 a 2x3	1.03	1.01
		3x2 a 5x2 (*)	1.00	1.00
		5x2 a 5x3	1.03	1.01
		2x3 a 5x3	1.32	1.02

*En esta variación solo se ve afectado el momento en el cual se produce el primer descascaramiento del concreto, iniciando un poco más tarde cuando se tiene una configuración de 5x2, este patrón se repite en los muros de 10 y 15 pisos.

La Tabla 47 muestra de manera detallada la comparación de los resultados respecto a la ductilidad y la resistencia. En los elementos EB1 se compara el caso del EB sin confinar (SC) y el caso con menor cuantía de refuerzo que cumple con lo estipulado por el Reglamento NSR-10 (4x2), se halló que la ductilidad aumenta en 3.27 veces y la resistencia lateral del muro incrementa un 20%. También se evidencia un incremento progresivo en la ductilidad y la resistencia para las demás variaciones 4x2 a 5x2 y 5x2 a 6x2 por lo que aumentar el número de ramas de confinamiento en el sentido largo propicia una respuesta más dúctil para estos EB.

Para el caso de los elementos EB2, las comparaciones 2x2 a 2x3 y 5x2 a 5x3 que representan un aumento solo en las ramas en el sentido corto (paralelas a X) evidencian un incremento imperceptible en la ductilidad siendo más importante el incremento de la resistencia y el efecto de retardar los instantes en que el concreto sufre descascaramiento o aplastamiento si se tiene una rama adicional paralela al eje X, esto se puede apreciar en la Figura 66, especialmente para la comparación 2x2 a 2x3. Por otro lado, cuando se compara una configuración de 2x2 a 2x3 el incremento en la resistencia es de un 11% (mayor porcentaje de todas las comparaciones aumentando solo una rama en el sentido corto), patrón que se repite en muros de 10 y 15 pisos. Las comparaciones 3x2 a 5x2 y 2x3 a 5x3 reflejan una vez más influencia de manera positiva en la ductilidad y la resistencia si se incrementa el número de ramas en el sentido largo.

En los elementos de borde tipo EB3 debido a que la relación L_b/t_w es cercana a 1, aumentar el número de ramas de confinamiento en el sentido “largo” (paralelas a Y) no tiene gran efecto; es decir, a diferencia de los dos grupos anteriores, conviene mantener una configuración equilibrada de ramas en ambos sentidos. Esto se refleja en la comparación de las configuraciones 3x2 a 5x2 para la cual no se presenta ningún cambio aparente en la ductilidad y resistencia, no obstante, el descascaramiento del concreto se produce más tarde en la configuración de mayor cuantía. También lo evidencian las comparaciones 2x2 a 2x3 y 5x2 a 5x3, pues en ambos casos hay un aumento en la ductilidad, fenómeno que no ocurre en los elementos tipo EB2 para estas mismas configuraciones. Cabe señalar que el rango de variación de la ductilidad y resistencia es el más bajo de los tres grupos, destacándose entre los tres, principalmente por alcanzar mayor resistencia lateral con valores similares de ductilidad.

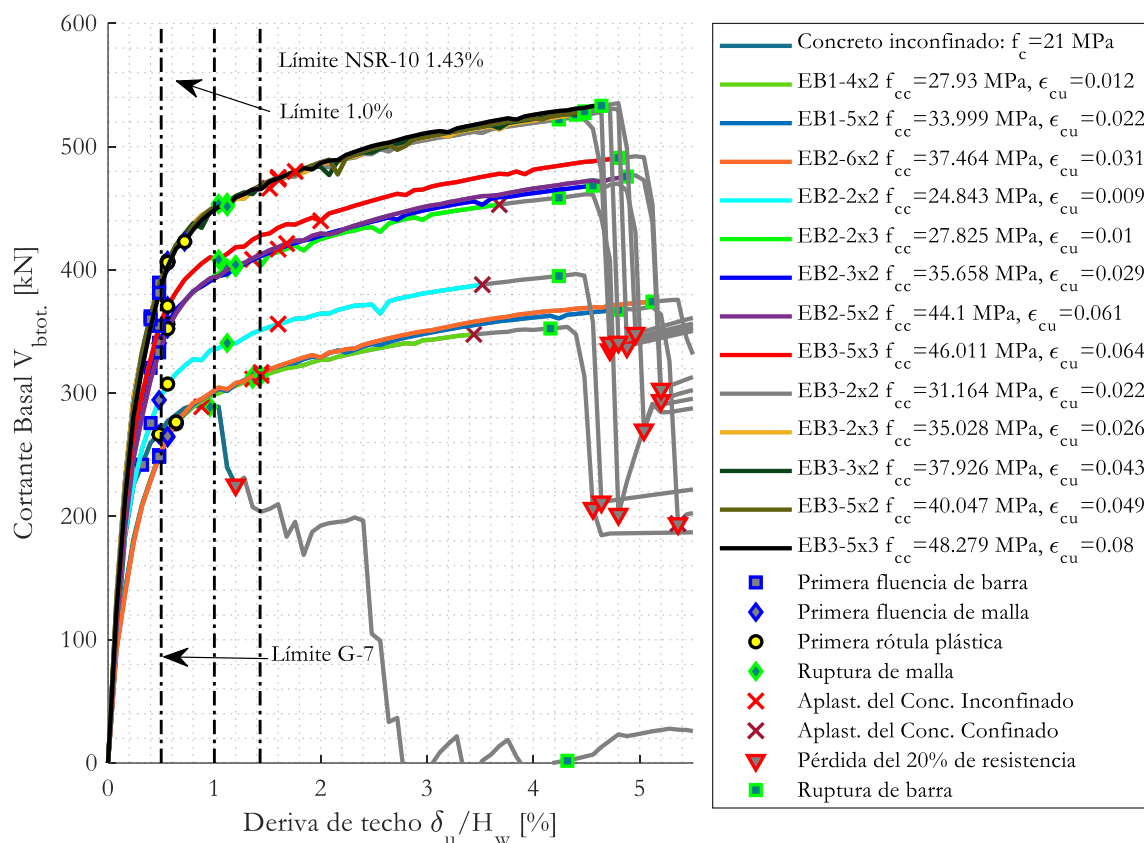


Figura 67. Curvas de capacidad de muros de 10 pisos de altura con EB confinados.

En los muros de 10 pisos (Figura 67) la falla estructural se alcanza en un rango de derivas de 4.2% a 5.4% incrementándose aproximadamente 5 veces la capacidad de desplazamiento último del muro sin confinar. Los elementos de borde EB2 y EB3 incrementan en promedio un 25% y un 44%, respectivamente, la resistencia lateral de los muros respecto a los elementos tipo EB1 a pesar de tener menos cuantía de refuerzo transversal en casi todos los casos.

Tabla 48. Evaluación de la ductilidad y resistencia máxima en muros de 10 pisos con EB confinados.

EB	L_b/t_w	Ramas (Y) x (X)	Ductilidad (Δ_u/Δ_y)	Relación V_{bmax}
EB1	5.3	0x0 a 4x2	3.12	1.22
		4x2 a 5x2	1.19	1.05
		5x2 a 6x2	1.05	1.02
EB2	2.1	2x2 a 2x3	1.04	1.16
		3x2 a 5x2	1.03	1.01
		5x2 a 5x3	1.02	1.03
		2x3 a 5x3	1.11	1.07
EB3	1.3	2x2 a 2x3	1.05	1.00
		3x2 a 5x2	1.00	1.00
		5x2 a 5x3	1.01	1.01
		2x3 a 5x3	1.03	1.02

Realizando un análisis similar al de los anteriores muros según los resultados de la Tabla 48 se comparan por cada tipo de EB las distintas configuraciones. Inicialmente se compara el caso de EB sin confinar y el caso con menor cuantía de refuerzo que cumple con lo estipulado por el Reglamento NSR-10 (0x0 a 4x2), se halló que la ductilidad aumenta en 3.12 veces y la resistencia lateral del muro incrementa un 22%. Igualmente, se nota un incremento progresivo en la ductilidad y la resistencia para las demás variaciones 4x2 a 5x2 y 5x2 a 6x2. En los elementos EB2, las comparaciones 2x2 a 2x3 y 5x2 a 5x3 que representan un aumento solo en las ramas en el sentido corto (paralelas a X) evidencian un bajo incremento en la ductilidad siendo más importante el efecto en el incremento de la resistencia y el efecto de retardar los instantes en que el concreto sufre descascaramiento o aplastamiento si se tiene una rama adicional paralela al eje X, esto se puede apreciar en la Figura 67, especialmente para la comparación 2x2 a 2x3. Cuando se compara una configuración de 2x2 a 2x3; al igual que en los muros de 5 pisos, el incremento en la resistencia es de un 11%. Las comparaciones 3x2 a 5x2 y 2x3 a 5x3 reflejan la una vez más influencia de manera positiva en la ductilidad y la resistencia si se incrementa el número de ramas en el sentido largo.

En los elementos de borde tipo EB3 la comparación de las configuraciones 3x2 a 5x2 para la cual, al igual que en los muros de 5 pisos, no se presenta ningún cambio aparente en la ductilidad y resistencia, evidencia que la distribución de las ramas de confinamiento en secciones cuadradas debe ser equilibrada en ambos sentidos.

Finalmente, en los muros de 15 pisos (Figura 68) el comportamiento es similar respecto al efecto de las configuraciones de refuerzo transversal y del confinamiento en la ductilidad y resistencia a carga lateral. La falla estructural se alcanza en un rango de derivas de 5.6% a 7% extendiendo aproximadamente 6.6 veces la capacidad de desplazamiento último del muro con EB no confinados. Los elementos de borde EB2 y EB3 incrementan en promedio un 30% y un 50%, respectivamente, la resistencia lateral de los muros respecto a los elementos tipo EB1 a pesar de tener menos cuantía de refuerzo transversal en casi todos los casos, Tabla 49.

Tabla 49. Evaluación de la ductilidad y resistencia máxima en muros de 15 pisos con EB confinados.

EB	L_b/t_w	Ramas (Y) x (X)	Ductilidad (Δ_u/Δ_y)	Relación V_{bmax}
EB1	5.3	0x0 a 4x2	3.02	1.22
		4x2 a 5x2	1.41	1.04
		5x2 a 6x2	0.98	1.02
EB2	2.1	2x2 a 2x3	0.81	1.19
		3x2 a 5x2	1.04	1.01
		5x2 a 5x3	1.02	1.04
		2x3 a 5x3	1.24	1.09
EB3	1.3	2x2 a 2x3	1.08	1.01
		3x2 a 5x2 (*)	1.00	1.00
		5x2 a 5x3	1.04	1.01
		2x3 a 5x3	1.06	1.02

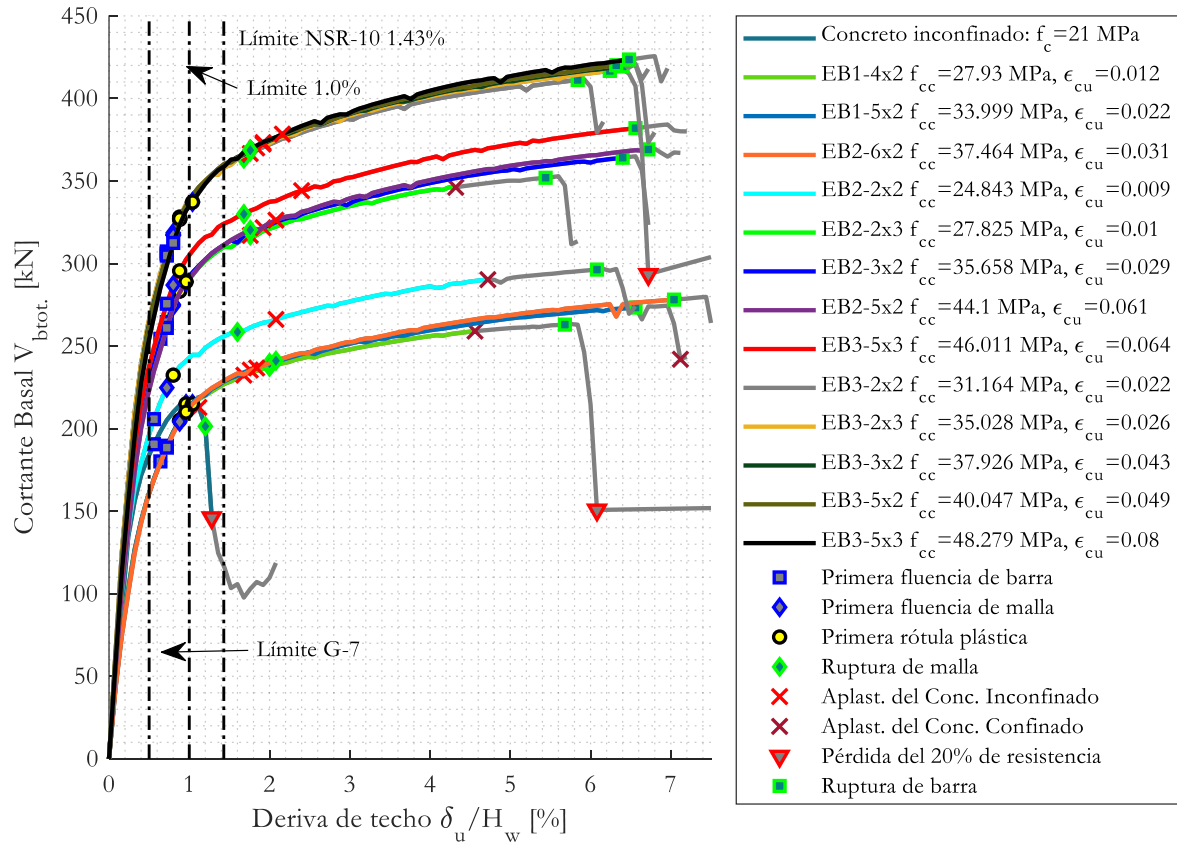


Figura 68 Curvas de capacidad de muros de 15 pisos de altura con EB confinados.

Los muros con elementos de borde tipo EB2, que representan a una sección que permite tener un buen número de ramas de confinamiento en la dirección larga y con opción de disponer de ramas adicionales en la dirección corta, aunque no de manera equilibrada (mismo número de ramas), permiten obtener un mayor rango de resistencia lateral que los EB tipo EB1 y EB3, como se detalla en la Figura 69.

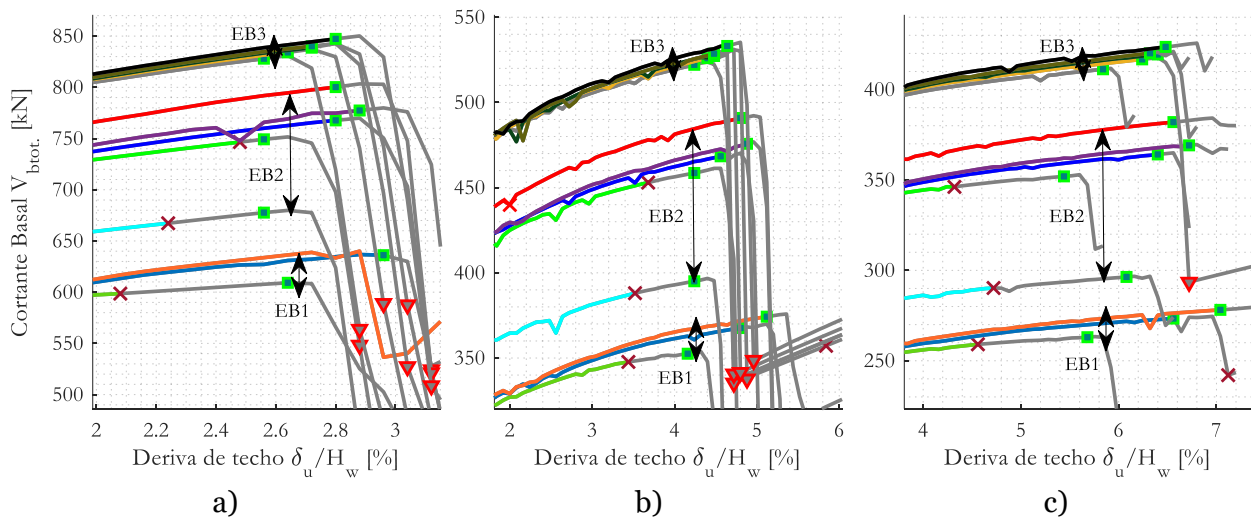


Figura 69. Comparación de rangos de variación de resistencia lateral máxima por tipo de elemento de borde. a) muros de 5 pisos, b) Muros de 10 pisos, c) Muros de 15 pisos.

Los resultados obtenidos permiten deducir que la ductilidad y la resistencia dependen de los arreglos en las dos direcciones de las ramas de confinamiento y de la geometría de los elementos de borde. En general puede concluirse que: se obtiene mayor ductilidad cuando el número de ramas de confinamiento en las dos direcciones es; equilibrado en secciones con $L_b/t_w \approx 1$, mayor en la dirección larga en elementos con $L_b \gg t_w$ y que impidan aumentar ramas de confinamiento en la dirección corta. Secciones que tienden a ser cuadradas, tipo columnas, garantizan mayor resistencia lateral con niveles de ductilidad similares a secciones rectangulares incluso con niveles de cuantía de refuerzo transversal menores.

9.5.5 Rotación de rótula plástica en estados de fluencia y ultimo

De manera adicional se evaluó el efecto de la relación de aspecto y de la cuantía de refuerzo vertical en los bordes (sin confinamiento) de los muros en la rotación de la rótula plástica de los muros, definida a una altura teórica de $2.5t_w$. Este parámetro se evaluó en el estado de fluencia global de los muros, definido como el instante en el que el refuerzo vertical de los bordes alcanza una deformación $\varepsilon_s = 2\varepsilon_{sy}$ y en el estado último, instante en el que se alcanza resistencia lateral máxima del muro. La Figura 70 muestra la variación de la rotación en la base de los muros en función de la relación de aspecto y la cuantía del refuerzo.

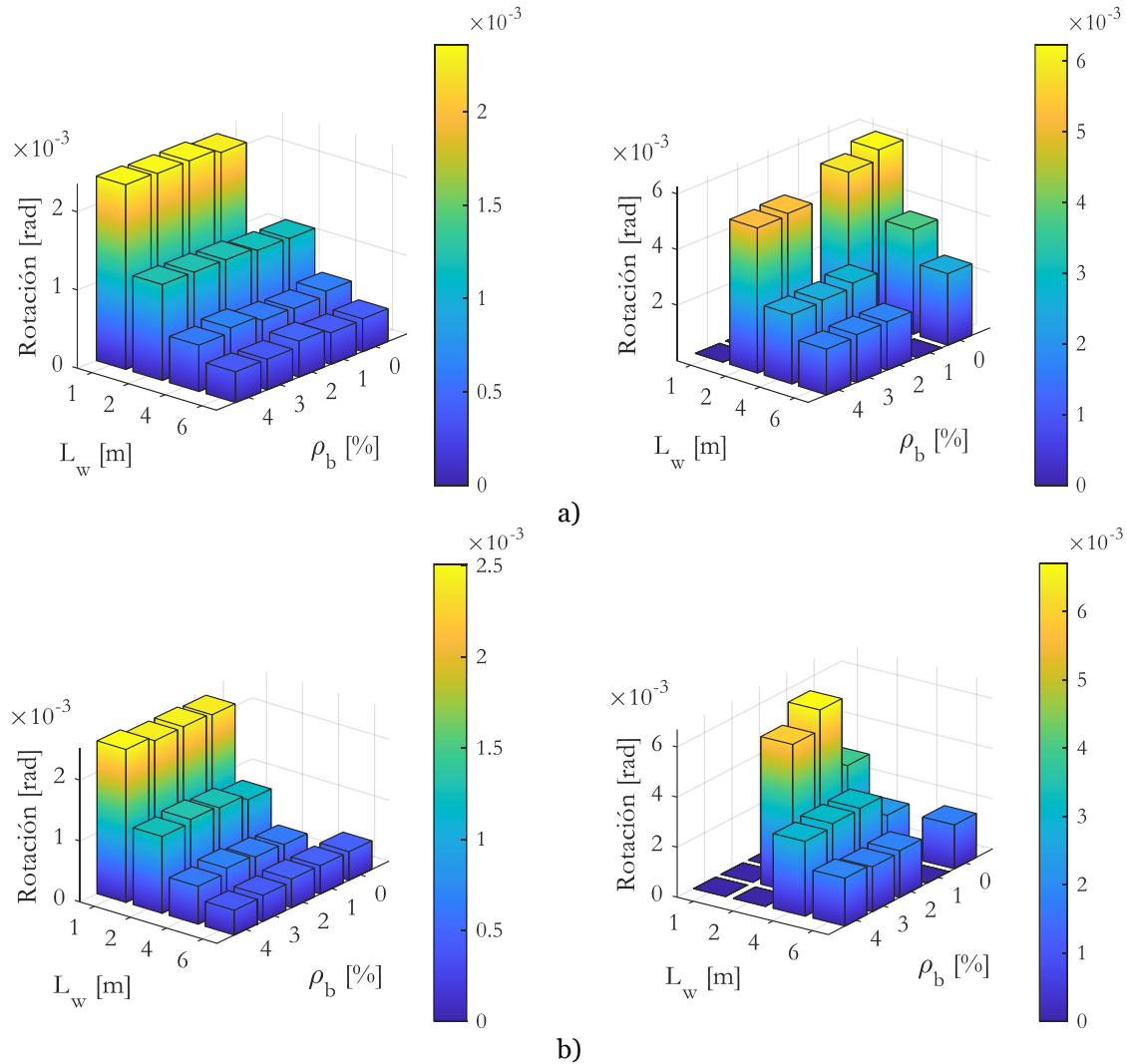
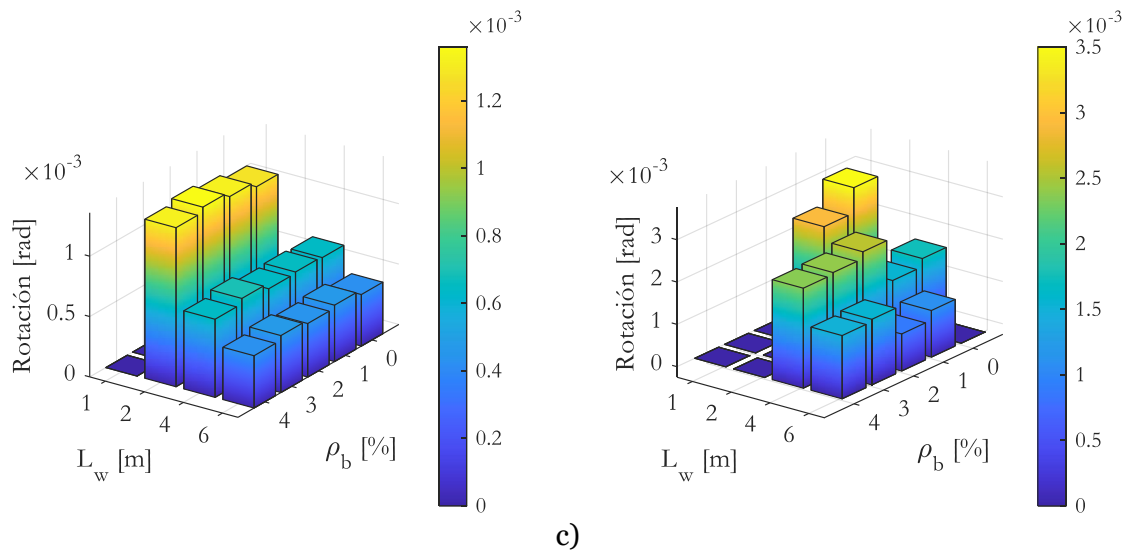


Figura 70. Rotación de la rótula plástica en la base de los muros, de izquierda a derecha, estado de fluencia y estado último; a) muros de 5 pisos, b) muros de 10 pisos.



Continuación de Figura 70. Rotación de la rótula plástica en la base de los muros, de izquierda a derecha, estado de fluencia y estado último; c) muros de 15 pisos.

Los resultados muestran que la rotación de la rótula plástica en la base de los muros delgados de CR es altamente influenciada por la relación de aspecto y en menor medida por la cuantía de refuerzo vertical en los bordes. A pesar de que en el estado último no fue del todo posible capturar los datos y ver la influencia de la cuantía de manera más detallada, esto porque algunos muros no presentaron una falla bien definida; la tendencia es que a menor relación de aspecto menor capacidad de rotación inelástica. Esto confirma una vez más que los muros largos son los que determinan la respuesta sísmica de las edificaciones. Lo anterior, es consistente con los resultados obtenidos en la evaluación del desempeño de las edificaciones, en la cual se observó, en los tres edificios, que aquellos muros con mayores índices D/C para el parámetro de la rotación correspondían a los muros con menor relación de aspecto.

10 Conclusiones y recomendaciones

10.1 Conclusiones generales

Esta investigación ha permitido formular las siguientes conclusiones generales:

- La vulnerabilidad sísmica de los edificios según el procedimiento del Reglamento NSR-10 considerando una amenaza sísmica consistente con la de diseño, es crítica para los edificios de 8 y 12 pisos respecto a índices de sobreesfuerzo de flexión y cortante, y respecto a índices de flexibilidad para el edificio de 12 pisos.
- De forma similar, la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones según la evaluación del desempeño realizada mediante análisis dinámico no lineal considerando una amenaza sísmica consistente con la de diseño, es crítica para los edificios de 8 y 12 pisos. En los dos edificios el límite de daño para el nivel de desempeño de seguridad de vida se sobrepasa en primera instancia para la deriva de piso (límite de 0.375% y 0.5%), en segunda medida para la deformación a compresión del concreto en la base de los muros y como tercer parámetro crítico, para la deformación a tensión en el refuerzo. Respecto a este último parámetro, se observó que en ambos edificios hubo fractura del refuerzo tipo MES al menos para uno de los sismos aplicados.
- La vulnerabilidad sísmica para un edificio de 5 pisos según el procedimiento del Reglamento NSR-10 y la evaluación del desempeño mediante análisis dinámico no lineal considerando una amenaza sísmica consistente con la de diseño y las características del edificio evaluado en este estudio es aceptable.
- El estudio paramétrico sobre muros individuales permite concluir que la relación de aspecto, la cuantía de refuerzo vertical en los bordes, el confinamiento y configuración de los elementos de borde son probablemente las variables que más influyen en el comportamiento sísmico de las edificaciones de MDCR.
- Muros con baja relación de aspecto, de espesores reducidos, con elementos de borde pobremente confinados y refuerzo longitudinal constituido por MES presentan un comportamiento frágil.
- El modelo numérico basado en capas equivalentes “Shell Layered” permite simular el comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de CR de forma práctica, con un costo computacional moderado y una aproximación aceptable.

10.2 Conclusiones particulares

- **De los modelos numéricos**

- En general, se obtuvo una buena correlación entre la respuesta experimental y analítica de los muros. La capacidad de carga lateral, el desplazamiento, la degradación de la rigidez, y la capacidad de disipación de energía fueron capturadas de manera apropiada con la simulación numérica.
- La variación de los parámetros del modelo histerético y del comportamiento no lineal de los materiales tiene un efecto importante en el estrangulamiento de los ciclos, en la degradación de la rigidez y en la respuesta global, por lo que su correcta definición cobra gran importancia.
- Simular la respuesta global de edificaciones de MDCR mediante ADNL demanda gran capacidad computacional, el hecho de que la sección crítica de los muros delgados de CR se ubique principalmente en la base permite simplificar el análisis de los muros aislados y de las edificaciones completas. Esta simplificación se puede realizar en la etapa de modelización mediante la definición de la no linealidad de los elementos (muros de CR) a lo largo de su altura y el criterio de mallado de elementos.
- El patrón de mallado influye en gran medida en el gasto computacional a la hora de obtener la respuesta sísmica de las edificaciones. Partiendo de que la sección crítica y el daño de los muros delgados de CR se presenta en la base, se evidenció que no es necesario mallar los elementos (muros estructurales) con un solo patrón a lo largo de toda su altura para obtener resultados consistentes y que se puede disminuir la densidad del mallado a lo largo de la altura.
- El uso de software computacional capaz de interactuar con programas de modelización es indispensable para desarrollar análisis que impliquen obtener gran cantidad de información, ajuste de modelos o estudios paramétricos. Para este trabajo el uso de ETABS mediante el software MATLAB permitió realizar distintas pruebas durante el ajuste de los modelos, obtener y postprocesar gran cantidad de información de los modelos no lineales de las edificaciones y principalmente desarrollar el análisis paramétrico de los modelos numéricos de MDCR.
- Los modelos numéricos, tal como se desarrollaron, no contemplaron el mecanismo de falla por pandeo fuera del plano. No obstante, su versatilidad permite profundizar en la definición de propiedades para considerar este mecanismo añadiendo mayor complejidad al modelo.

- **De la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones**

- En la definición de la amenaza sísmica de los edificios, escalar los sismos como lo propone el Reglamento NSR-10 y el ASCE/SEI implica tener especial cuidado con escoger las señales adecuadas, puesto que al escalar los sismos para un rango de periodos determinado puede ocurrir que por fuera de dicho rango haya desajustes significativos.
- Los edificios de más de 5 pisos podrían ser propensos a niveles de daño considerables si ocurren eventos sísmicos que sobrepasen la demanda sísmica de diseño, considerando que los edificios de 8 y 12 pisos, con espesores de muros de 10 cm y 12 cm, respectivamente presentan un comportamiento inadecuado para el límite de desempeño de seguridad de vida respecto a los parámetros de deriva entre piso y a las deformaciones del concreto y del acero de refuerzo.

- Los muros de mayor longitud gobiernan la respuesta sísmica de las edificaciones de MDCR independientemente de si la densidad de muros dominante corresponde a la dirección fuerte del muro. Adicionalmente se observó que los parámetros de desempeño son menos críticos en el sentido en el cual la densidad de los muros es mayor.
- En el diseño sísmico de edificaciones de 8 pisos o más deberían contemplarse elementos de borde con espesores que permitan un confinamiento adecuado, en ambas direcciones, cumpliendo los requisitos de las ecuaciones C21-7 y C21-8 del Reglamento NSR-10.
- Finalmente, puede concluirse que los parámetros de desempeño y los criterios de aceptación utilizados en este estudio permiten evaluar de manera acertada el comportamiento global y local de las estructuras.

- **Del análisis paramétrico**

- La relación de aspecto influye drásticamente en el comportamiento sísmico de los muros delgados de CR. Los muros largos e intermedios ($2 < A_r < 10$) con espesores reducidos y con elementos de borde pobremente confinados presentan una ductilidad limitada y daño importante para derivas menores a 1.43%.
- La cuantía de refuerzo vertical en los bordes permite aumentar la ductilidad y extender la capacidad de los muros, para sostener cargas laterales, más allá de la resistencia máxima del muro.
- Los resultados de este estudio indican que el espesor de los muros influye básicamente en la resistencia a carga lateral y en la rigidez inicial de estos elementos.
- La propuesta de confinamiento que cumple con la cuantía mínima de refuerzo por confinamiento (C.21-7, C.21-8 - EB1-4x2) triplica la ductilidad de los muros, y aumenta la resistencia en un 20% para todos los casos (muros de 5, 10 y 15 pisos).
- La geometría de los elementos de borde influye drásticamente en la resistencia lateral de los muros y en la posibilidad de configurar estratégicamente las ramas de confinamiento. Un aumento del refuerzo de confinamiento perpendicular a la dirección larga de los elementos de borde siempre aumentará la ductilidad de los muros.

10.3 Recomendaciones particulares

- **De los modelos numéricos y su definición**

- Se recomienda utilizar el modelo Shell Layered como una herramienta para estimar rápidamente la respuesta de muros delgados de CR aislados. En el caso de analizar una estructura completa se recomienda realizar simplificaciones razonables en la modelización, y en la definición de los parámetros de solución lo cual puede disminuir drásticamente el gasto computacional en un ADNL.
- Para obtener la respuesta histerética de muros aislados de CR en términos de fuerza y desplazamiento no hace falta mayor grado de complejidad y definir las capas con comportamiento tipo membrana y no linealidad en el sentido vertical de los elementos (muros) es suficiente.
- El tamaño de los elementos en el mallado de la base de los muros de CR cuando se hace un análisis aislado debería establecerse entre 1 a 3 el espesor del muro para poder capturar adecuadamente las deformaciones y rotaciones en alturas consistentes con las propuestas teóricas y experimentales sobre la longitud de la rótula plástica en este tipo de muros.

- Para obtener una respuesta razonablemente acertada en muros delgados de CR aislados es recomendable mantener un mallado con el tamaño de elementos previamente mencionado hasta una altura de entre 30% y 40% de la altura total. En el sentido longitudinal de los muros conviene hacer divisiones que permitan distinguir los elementos de borde y el alma de los muros. En las edificaciones conviene aumentar el tamaño de los elementos sacrificando un poco la precisión, pero manteniendo divisiones estratégicas en todos los puntos de conexión entre elementos.
- Para muros delgados de concreto reforzado con una sola capa de refuerzo en el alma y en sus bordes es suficiente modelar tres capas en el modelo Shell Layered, una perteneciente al concreto, otra al acero de refuerzo vertical y una tercera de comportamiento lineal para modelar la flexión del concreto considerando agrietamiento.
- La definición de los materiales es parte fundamental en el análisis no lineal, establecer modelos de histéresis que permitan variar parámetros relacionados con la degradación de la rigidez y el estrangulamiento de los ciclos cobra gran importancia en el ajuste de los modelos numéricos. Para el modelo Pivot, utilizado en esta investigación, conviene tomar valores de β iguales o cercanos a 0.35, este valor permitió, especialmente para muros con relación de aspecto (A_r) igual o mayor a 2.0 capturar adecuadamente la disipación de energía. Los parámetros α relacionados con la rigidez en la carga y descarga de los ciclos requieren aún más análisis para establecer rangos acordes con el comportamiento específico de muros delgados de CR. Sin embargo, pueden tomarse los valores por defecto para el caso de ETABS.
- En este sentido, y debido a que actualmente la interfaz de programación de aplicaciones (API) entre MATLAB y ETABS no permite modificar los valores del modelo de histéresis pivot, se recomienda profundizar en un análisis paramétrico mediante otros programas de código abierto para identificar rangos aceptables de los valores que podrían tomar los parámetros del modelo de histéresis Pivot en función de la geometría de los muros de CR.
- Se recomienda profundizar en la captura del modo de falla por pandeo fuera del plano mediante la adición de puntos de integración a lo largo del espesor y considerando elementos con comportamiento tipo Shell y no linealidad en las distintas direcciones.

- **De la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones**

- En la etapa de definición de la demanda sísmica es recomendable estudiar el contenido frecuencial de las señales sísmicas con el fin de obtener resultados significativos y consistentes, además de realizar un escalamiento acorde con el espectro de referencia para minimizar discrepancias en los resultados finales.
- Si se desea evaluar la vulnerabilidad sísmica de una edificación de MDCR mediante un ADNL conviene realizar simplificaciones en la modelización de las estructuras, tales como; incrementar de manera razonable el tamaño del paso de tiempo de salida de la respuesta, modelizar la estructura con comportamiento no lineal hasta el 40% de la altura total y realizar mallados equilibrados en los elementos.
- Realizar estudios previos de vulnerabilidad simplificada que indiquen cuales son los muros protagónicos de los edificios para prestar particular atención a estos elementos en los análisis más detallados.
- En el caso de utilizar el programa ETABS para la evaluación del desempeño, es recomendable hacer uso de elementos tipo “*Strain Gauges*” junto con la definición de criterios de aceptación y métodos para la evaluación directa del desempeño. Esto podría

simplificar y reducir considerablemente el análisis de la información producto de un ADNL tipo “Time History”.

11 Bibliografía

- AIS (2010), *Código Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR-10)*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Colombia.
- AIS (1998), *Código Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR-98)*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Colombia.
- ACI 318, C. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)* (Vol. 14).
- Alarcon, C., Hube, M. A., & de la Llera, J. C. (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures*, 73, 13–23. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.047>
- Alfaro, J. (2013). *Estimación de desplazamiento lateral elástico e inelástico de muros esbeltos mediante un modelo de rotula plástica basado en un modelo de fibras*. Universidad de Chile.
- Almeida, J. P., Rosso, A., Beyer, K., & Sritharan, S. (2014). New Experimental Findings on the Stability of Thin Reinforced Concrete Walls. *5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, 1–14.
- Araújo, G. A., & Arteta, C. A. (2019). Evaluación de la respuesta sísmica de sistemas de muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta en Colombia. *Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 20.
- Arteta, C. A. (2015). *Seismic Response Assessment of Thin Boundary Elements of Special Concrete Shear Walls* [University of California]. <https://escholarship.org/uc/item/98384265>
- Arteta, C. A., To, D. V., & Moehle, J. P. (2014). Experimental response of boundary elements of code-compliant reinforced concrete shear walls. *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.4231/D37H1DN29>
- ASCE/SEI 41-06. (2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (p. 428). American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings* (p. 623). American Society of Civil Engineers.
- ATC - 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (p. 334).
- Banco Mundial. (2012). *Análisis de la gestión del riesgo de desastres en Colombia*.
- Blandón, C., 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(August), 175–187. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.089>
- Blandón, C., & Bonett, R. (2020). Thin slender concrete rectangular walls in moderate seismic regions with a single reinforcement layer. *Journal of Building Engineering*, 28(October 2019). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.101035>
- Blandón, C., Vélez, J. C., Bonett, R., Arteta, C., Carrillo, J., Almeida, J. P., & Beyer, K. (2017). Quasi-static cyclic tests of thin reinforced concrete walls in Colombian buildings. *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 0–7.

- Bonett, R. L., Carrillo, J., Blandón, C. A., Restrepo, J. F., & Rosales, J. L. (2019). Evaluación del Factor R para Edificios de Muros Delgados y Esbeltos en Sistemas Industrializados. *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Colombia., Mayo 2019*, 1401–1412.
- Bustos, J. M. (2016). *Modelación tridimensional y estudio numérico del comportamiento sísmico de muros de hormigón armado, en un edificio habitacional en Chile*. Universidad de Chile.
- Carrillo, J., Echeverri, F., & Aperador, W. (2015). Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales para viviendas de baja altura y de interés social. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 16(4), 479–490. <https://doi.org/10.1016/j.riit.2015.09.001>
- Carrillo, J., Diaz, C., & Arteta, C. A. (2018). Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá Colombia. *Construction and Building Materials*, 195, 352–362. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.096>
- CEER. (2018). *Estudio del Comportamiento Sísmico de Edificios de Muros Delgados de Concreto Reforzado* (Issue 002).
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (Pearson Educación (ed.); Cuarta edi).
- Colotti, V. (1993). Shear Behavior of RC Structural Walls. *Journal of Structural Engineering*, 119(3), 728–746.
- Computers and Structures (CSI). (2008). *Technical Note Material Stress-Strain Curves*.
- Computers and Structures (CSI). (2018). *User Guide Perform 3D* (Edición 7).
- Construdata. (2007). *Revista Construdata* ed. 143. <https://issuu.com/legissa2010/docs/ed.143/27>
- CSI. (2017). CSI Analysis Reference Manual. In *Computers & Structures* (Edición 19).
- DANE. (2021). *Censo de edificaciones (CEED)*.
- Dashti, F., Dhakal, R. P., & Pampanin, S. (2017). Numerical Modeling of Rectangular Reinforced Concrete Structural Walls. *Journal of Structural Engineering*, 143(6), 04017031. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001729](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001729)
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, 4, 1–32.
- Doweel, R. K., Seibe, F., & Wilson, E. L. (1998). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 95(5).
- Elwood, K. J., Matamoros, A. B., Wallace, J. W., Lehman, D. E., Heintz, J. A., Mitchell, A. D., Moore, M. A., Valley, M. T., Lowes, L. N., Comartin, C. D., & Moehle, J. P. (2007). *Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions*. <https://doi.org/10.1193/1.2757714>
- Escamilla García, M. A. (2010). *Estudio Comparativo de las Tendencias Actuales del Método del Empujón Para la Evaluación de Estructuras Reticulares* [Universidad Nacional Autónoma de México]. <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/3793>
- Fragiadakis, M., & Papadrakakis, M. (2008). Modeling, analysis and reliability of seismically excited structures: Computational issues. In *International Journal of Computational Methods* (Vol. 5, Issue 4). <https://doi.org/10.1142/S0219876208001674>
- Gonzales, H. F. (2010). *Comportamiento sísmico de edificios con muros delgados de hormigón. Aplicación a zonas de alta sismicidad de Perú*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Gonzales, H., & López-Almansa, F. (2012). Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls. *Engineering Structures*, 34, 244–258.

- <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.10.007>
- Guendelman, T., Guendelman, M., & Lindenberg, J. (2010). *Perfil bio-sísmico de edificios*. 17, 44–51. <http://biblioteca.cchc.cl/datafiles/22358.pdf>
- Jalali, A., & Dashti, F. (2010). Nonlinear behavior of reinforced concrete shear walls using macroscopic and microscopic models. *Engineering Structures*, 32(9), 2959–2968. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.05.015>
- Jiménez, L., Guerrero, P., Beyer, K., Almeida, J., & Rosso, A. (2016). *Seismic assessment of singly reinforced concrete (RC) thin walls for buildings cast-in-situ located in zones of high seismicity in Colombia*. November.
- Junemann, R., Hube, M. A., & de la Llera, J. C. (2012). *Characteristics of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings Damaged During 2010 Chile Earthquake*. 2–9.
- Jünemann, R., Hube, M., & Kausel, E. (2010). Characteristics of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings Damaged During 2010 Chile Earthquake. *Iitk.Ac.In*, 2–9.
- Kam, W. Y., Pampanin, S., & Elwood, K. (2011). Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 44(4), 239–278.
- Kazaz, I., Güllkan, P., & Yakut, A. (2012). Deformation limits for structural walls with confined boundaries. *Earthquake Spectra*, 28(3), 1019–1046. <https://doi.org/10.1193/1.4000059>
- Kolozvari, K. (2013). *Analytical Modeling of Cyclic Shear - Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls* [University of California, Los Angeles.]. <https://escholarship.org/uc/item/oth2soss>
- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2015). Shear-flexure interaction modeling for reinforced concrete structural walls and columns under reversed cyclic loading. PEER Report 2015/12. *Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2015/12*, 143. http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2015/webPEER-2015-12-kolozvari.pdf
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R., Fellow, & ASCE. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. 114(8), 1804–1826.
- Martinelli, P., & Filippou, F. (2009). Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(11), 587–607. <https://doi.org/10.1002/eqe>
- Moehle, J. (2014). Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. In *McGraw-Hill Education*. McGraw-Hill Education. <https://doi.org/10.2307/j.ctvk3gkt7.3>
- NIST. (2014). *Recommendations for seismic design of reinforced concrete wall buildings based on studies of the 2010 Chile earthquake*.
- Oosterle, R. G., Fiorato, A. E., JohaL, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H. G., & Corley, W. E. (1976). *Earthquake Resistant Structural Walls- Tests of Isolated Walls; Appendix A - Experimental Program; -Appendix B - Test Results*.
- Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2004). Flexural modeling of reinforced concrete walls - Experimental verification. *ACI Structural Journal*, 101(5). <https://doi.org/10.14359/15177>
- Ortega, R. (2018). *Evaluación experimental del desempeño sísmico de muros delgados en concreto reforzado sometidos a cargas cíclicas* (Issue 9).
- Ortega, R., Torres, P., Cuesvas, E., Cruz, A., Marulanda, J., & Thomson, P. (2019). Análisis

Estadístico de Edificaciones de Muros Delgados de Concreto Reforzado en Zona de Amenaza Sísmica Alta : Casos Cali y Popayán. *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Mayo 2019*, 1443–1458.

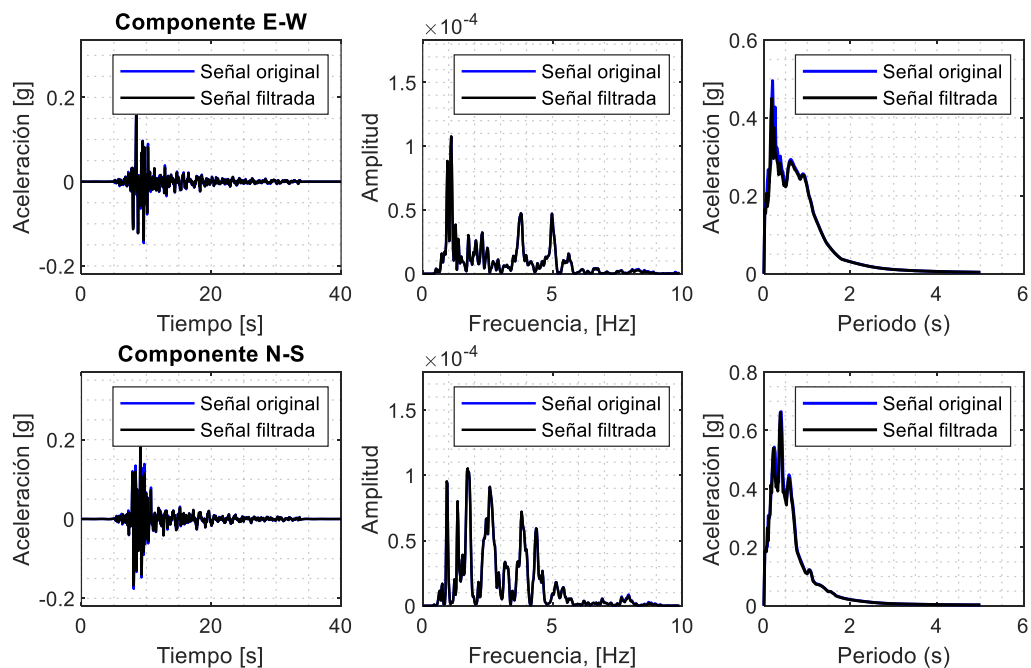
- Palacios, V. J. M. (2017). *Caracterización de edificaciones construidas con el sistema de muros delgados de concreto reforzado en Santiago de Cali*. Universidad del valle.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). Reinforced concrete structures. In *Wiley - Interscience*. <https://doi.org/10.1201/b19154-3>
- Priestley, M. J. N., & Kowalsky, M. J. (1998). Aspects of Drift and Rectangular Cantilever Structural Walls. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 31(2), 73–85.
- Quiroz, L. G., Maruyama, Y., & Zavala, C. (2013). Cyclic behavior of thin RC Peruvian shear walls: Full-scale experimental investigation and numerical simulation. *Engineering Structures*, 52, 153–167. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.033>
- Ramos, L., & Hube, M. A. (2017). Seismic assessment of reinforced concrete buildings with coupled walls. *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, January*, 3336.
- Salonikios, T. N., Kappos, A. J., Tegos, I. A., & Penelis, G. G. (1999). Cyclic load behavior of low-slenderness RC walls - Design basis and test results. *ACI Structural Journal*, 96(4), 649–661.
- Sánchez, J., & Arteta, C. A. (2017). Caracterización Estadística de Edificios de Muros Delgados en Concreto Reforzado para Zonas de Amenaza Sísmica Alta. *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.
- Sengupta, P., & Li, B. (2014). Hysteresis Behavior of Reinforced Concrete Walls. *Journal of Structural Engineering*, 140(7), 04014030. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000927](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000927)
- Sozen, M. (1989). Earthquake Response of Buildings with Robust Walls. *Fifth Chilean Conference on Earthquake Engineering*.
- Thomsen IV, J. H., & Wallace, J. W. (1995). Displacement – Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Sections. In *National Science Foundation*. <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Text/200606122>
- Tran, T. A. (2012). *Experimental and Analytical Studies of Moderate Aspect Ratio Reinforced Concrete Structural Walls* [University of California, Los Angeles]. <https://escholarship.org/uc/item/oth2soss>
- Ugalde, D., Parra, P. F., & Lopez-Garcia, D. (2018). Overstrength of 3D fully modeled Rc shear wall buildings. *Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July*.
- UNGRD. (2016). Plan Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres: Una estrategia 2015 - 2025. In *instname:Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres*. <https://repositorio.gestiondelriesgo.gov.co/handle/20.500.11762/756#.X1ijwD2TmKY.mendeley%0Ahttps://repositorio.gestiondelriesgo.gov.co/bitstream/handle/20.500.11762/756/PNGRD-2016.pdf?sequence=27&isAllowed=y%0Ahttp://repositorio.gestiondelriesgo.gov.co/b>
- Vallenas, J. M., Bertero, V. V., & Popov, E. P. (1979). Hysteric behavior of reinforced concrete structural walls. *NASA STI/Recon Technical Report N, 80*(August 1979), 27533.
- Vélez, W., Gómez, D., & Thomson, P. (2009). Finite Element Model Updating. *Dyna*, 158, 177–189.

- Wallace, J. W., Massone, L. M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C., & Moehle, J. (2012). Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra*, 28(SUPPL.1). <https://doi.org/10.1193/1.4000047>
- Wallace, J. W., & Moehle, J. P. (1992). Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 118(6), 1625–1644. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1992\)118:6\(1625\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:6(1625))
- Xie, L., Lu, X., Lu, X., Huang, Y., & Ye, L. (2014). Multi-Layer Shell Element for Shear Walls in OpenSees. *Computing in Civil and Building Engineering*.

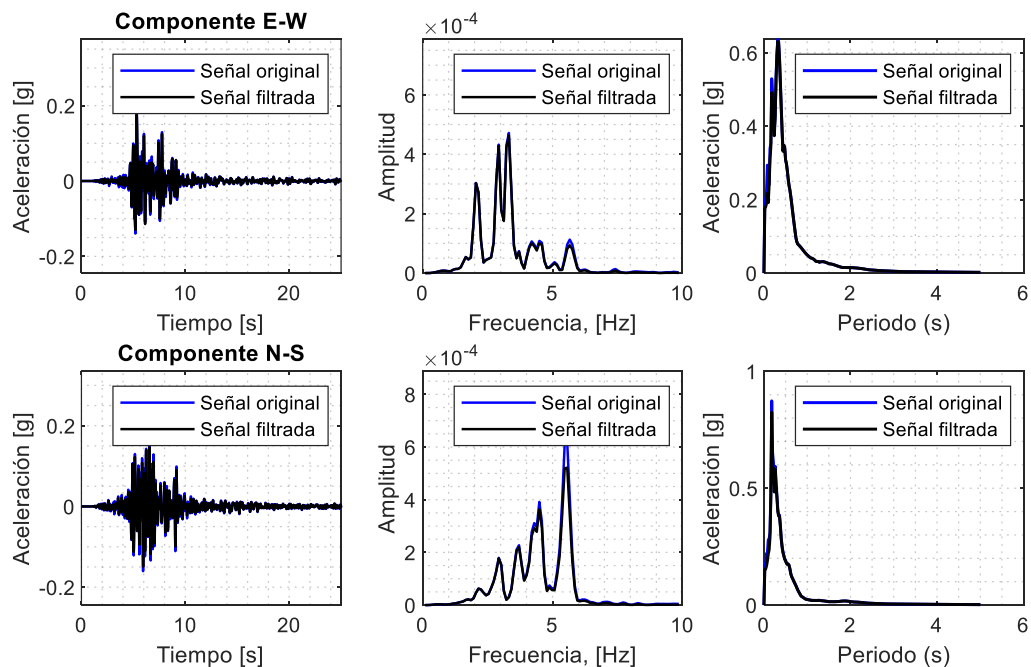
Anexos

Anexo 1: Señales sísmicas

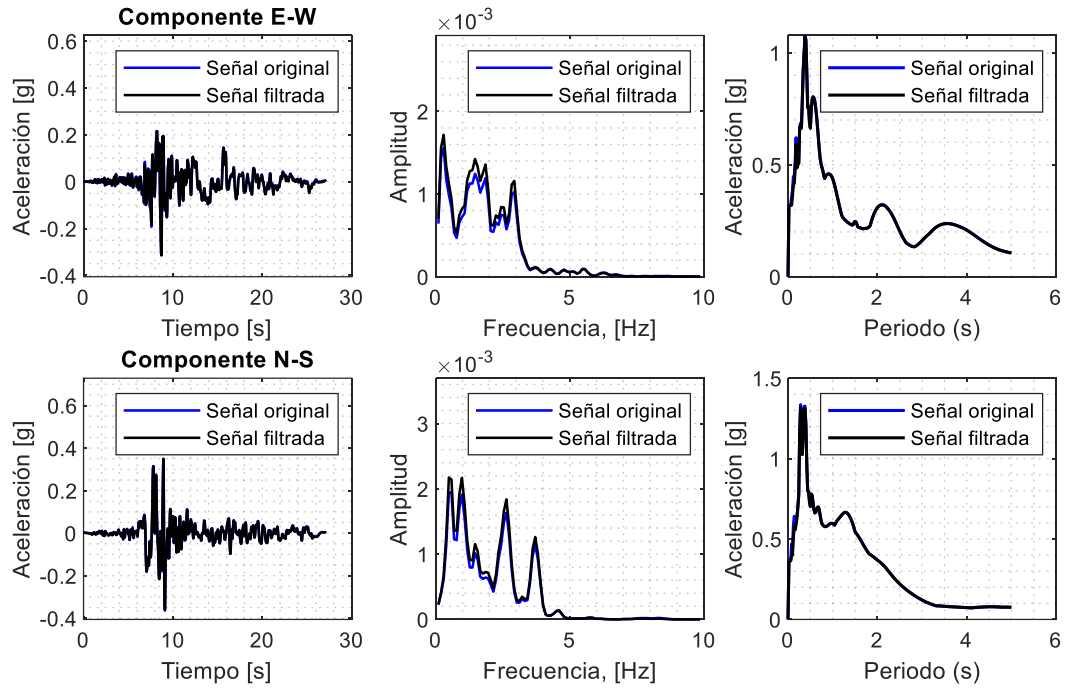
A continuación, se presentan las señales sísmicas utilizadas en este estudio.



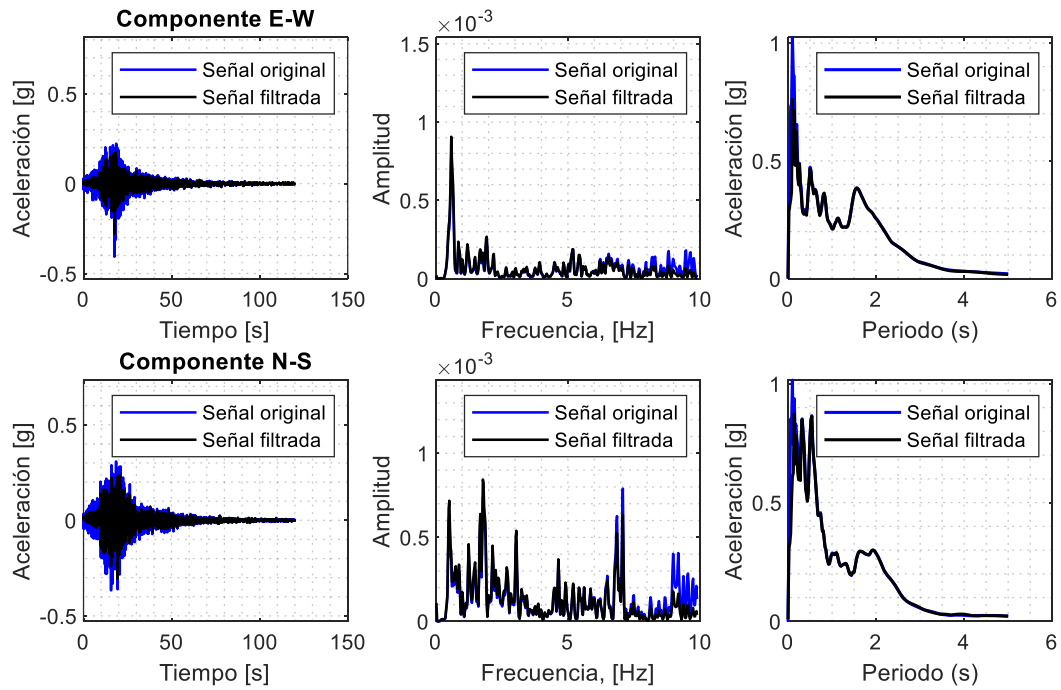
Nueva Zelanda 1991/01/28



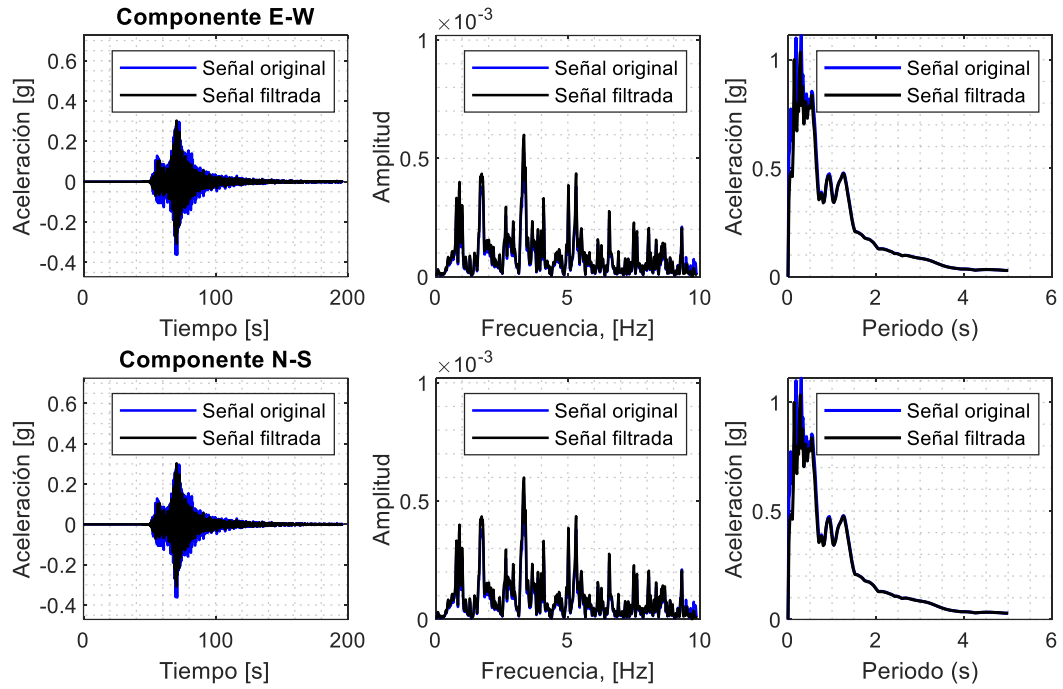
Italia 1997/09/26



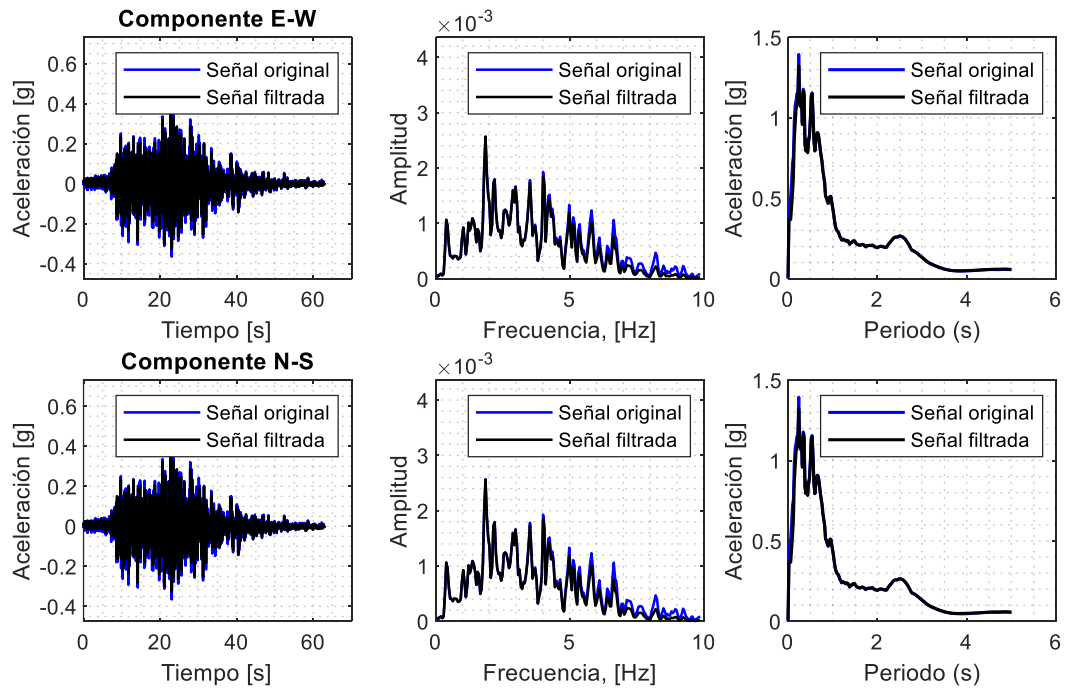
Kocaeli 1999/08/17



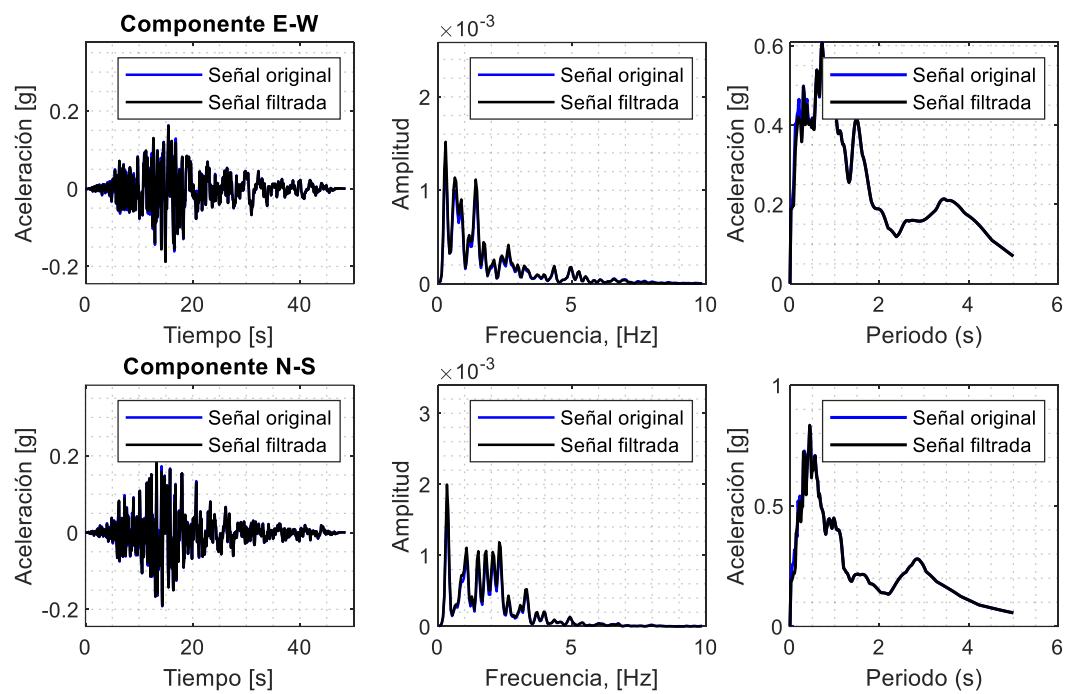
Japón 2003/05/26



Chile 2005/06/13



México 1985/09/19



Taiwán Smart1 1986/11/14

Anexo 2: Certificado ponencia – Congreso InGENIO 2020



CONGRESO LATINOAMERICANO DE INGENIERÍA

HACE CONSTAR QUE

Eduar Andrés Cuesvas

Universidad del Valle – Colombia

Participó como **PONENTE** en el Congreso y presentó el trabajo

Simulación numérica del comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado

Coautores: Roger Ortega, Pedro Torres, Johannio Marulanda, Peter Thomson

Medellín – Antioquia
Agosto 19-21



© 2020 Instituto Antioqueño de Investigación IAI