



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - ESTRUCTURAS

**SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE MUROS Y
SISTEMAS DE MUROS ACOPLADOS DE CONCRETO REFORZADO
MEDIANTE TÉCNICAS DE DAÑO DISTRIBUIDO**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:
M. EN C. DAMARIS SARAHI ARIAS LARA

TUTORES
DR. DAVID MURIÀ VILA[†], INVESTIGADOR, IIUNAM
DR. LEONARDO RAMIREZ GUZMÁN, INVESTIGADOR, IIUNAM

COMITÉ TUTOR
DR. SERGIO ALCOGER MARTINEZ DE CASTRO, INVESTIGADOR, IIUNAM
DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO, INVESTIGADOR, IIUNAM
DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN, INVESTIGADOR, IIUNAM
DR. OSCAR LÓPEZ BÁTIZ, INVESTIGADOR, CENAPRED

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, FEBRERO 2024



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Página en blanco dejada intencionalmente.

Nota

Esta tesis se realizó bajo la co-tutoría del Dr. Oriol Arnau Delgado
El Dr. Leonardo Ramírez fungió como tutor en representación del Dr. David Muriá Vila[†] luego de su fallecimiento

Página en blanco dejada intencionalmente.

Dedicatoria

*Con cariño a mi padre José Ángel Arias Aguilar
y a la memoria de mi madre María Yolanda Lara Alvarado[†]*

Página en blanco dejada intencionalmente.

Agradecimientos

Agradezco a Dios y a la Virgen María por guiarme y acompañarme a lo largo de mi vida y darme la fortaleza para sobrellevar los momentos difíciles durante mi formación profesional.

Quiero expresar mi profundo agradecimiento hacia mi asesor, el Dr. David Murià Vila[†], por su invaluable apoyo y orientación durante el desarrollo de mi doctorado. Gracias por su confianza y por el conocimiento y las experiencias compartidas, fue un honor trabajar a su lado durante estos años. Su compromiso y espíritu inquebrantable quedarán grabados en mi memoria.

A los miembros de mi comité evaluador por sus acertadas observaciones y sugerencias durante el desarrollo y revisión de este trabajo. Especialmente al Dr. Sergio Alcocer y al Dr. Marcos Chávez quienes además formaron parte de mi comité tutor durante mi doctorado.

Al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencia y Tecnología (CONAHCYT) por la beca otorgada para mis estudios de doctorado, que hizo posible llevar a cabo este trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por darme la oportunidad de realizar mis estudios de doctorado y formarme al lado de grandes académicos e investigadores. Al Instituto de Ingeniería por proveer las instalaciones apropiadas para el desarrollo de este trabajo y por el apoyo económico que me permitió culminar mis estudios de doctorado.

A mi familia, especialmente a mis padres y mis hermanos, por su amor, comprensión y apoyo a lo largo de mi formación profesional, los cuales han sido fundamentales para alcanzar mis metas académicas. Gracias a mis padres por su esfuerzo y por impulsarme a alcanzar mis sueños.

A Zeus Domínguez, por compartir conmigo esta experiencia, por su cariño, apoyo y comprensión durante esta etapa académica.

A mis compañeros y amigos del Instituto de Ingeniería con quienes he compartido gratas experiencias académicas y personales, especialmente a Carlos Huerta, Franco Carpio y Karen Pérez. Gracias por su amistad, el apoyo, los consejos y la motivación que me brindaron durante estos años.

Finalmente, deseo agradecer a todas las personas que contribuyeron al desarrollo de este trabajo con importantes comentarios y sugerencias, así como, a las personas que me acogieron y apoyaron durante mi estadía en México.

Página en blanco dejada intencionalmente.

Resumen

Los muros y sistemas de muros acoplados de concreto reforzado son utilizados ampliamente en el diseño sísmico de edificios nuevos y en la rehabilitación de edificios existentes por su capacidad para resistir cargas laterales, proporcionar rigidez y para disipar energía en caso de eventos sísmicos. Por lo tanto, el conocimiento de su comportamiento es uno de los campos de interés dentro de la ingeniería sísmica y estructural. Además, la disponibilidad de modelos numéricos que permitan reproducir su respuesta no lineal es esencial para la estimación adecuada de la respuesta no lineal de edificios de concreto reforzado.

Estudios recientes han demostrado la capacidad de las técnicas de elemento finito y de los modelos de fisuración distribuida para reproducir con éxito el comportamiento cíclico no lineal de elementos de concreto reforzado y para proveer información detallada de su respuesta y mecanismos de falla. Sin embargo, estas técnicas requieren de la definición de múltiples modelos y parámetros y los resultados pueden ser influenciados por las configuraciones de modelado y por los parámetros de entrada seleccionados por los usuarios. Además, estos modelos involucran una demanda computacional y tiempo de análisis altos. Por esta razón, su aplicación usualmente se ha limitado al estudio de elementos individuales de concreto reforzado.

Este trabajo se orienta al análisis de estrategias de modelado con base en modelos de elemento finito y de fisuración distribuida para reproducir el comportamiento cíclico de muros y de sistemas de muros acoplados de concreto reforzado. Se busca identificar las estrategias numéricas que conducen a las mejores predicciones de la respuesta cíclica y del punto de falla de los elementos y que a su vez generan el menor costo computacional y tiempo de análisis para que puedan ser utilizadas en la simulación detallada de edificios. En este trabajo se utiliza, en la medida de lo posible, los mismos procedimientos y parámetros de modelado para todos los casos con el fin de reducir la variabilidad de los resultados por la selección de parámetros de entrada.

Se utilizaron los resultados experimentales de siete muros de concreto reforzado con bordes confinados ensayados en voladizo ante cargas axiales y cargas cíclicas laterales, así como los resultados de un sistema de muros acoplados el cual se sujetó a una combinación de cargas cíclicas laterales, cargas axiales y momentos aplicados en su parte superior. Primero se definió una configuración base de modelado y luego se analizó la influencia de diferentes parámetros y modelos en la respuesta cíclica de los muros y del sistema acoplado modificando un parámetro a la vez. La precisión y exactitud de las técnicas se midió en términos de su respuesta cíclica, resistencia a la fluencia y resistencia máxima, energía disipada y distorsión máxima alcanzada.

Los resultados mostraron que el uso de mallas de elementos finitos grandes condujo a estimaciones de la resistencia con errores menores que 10% en todos los casos y a predicciones de la energía disipada con errores promedio menores que 15% en los muros individuales y con un error promedio de 24% en el sistema acoplado, lo cual es satisfactorio dada la complejidad del ensayo del sistema acoplado analizado. Además, se lograron reproducir los mecanismos de falla observados experimentalmente y se identificaron los parámetros que mayormente afectan la distorsión última de los elementos. La estrategia de modelado y solución propuesta además condujo a soluciones numéricamente estables y a resultados satisfactorios minimizando el requerimiento computacional y el tiempo de análisis de los modelos, lo cual es un aporte importante de este trabajo.

Página en blanco dejada intencionalmente.

Abstract

Reinforced concrete and coupled walls are commonly used for the seismic design of new buildings and retrofitting existing buildings due to their capabilities to resist lateral loads, provide stiffness, and dissipate energy during earthquakes. Therefore, the knowledge of their behavior is of interest in seismic and structural engineering. Also, the availability of analytical models capable of predicting their nonlinear response with precision is essential for accurately estimating the nonlinear response of reinforced concrete buildings.

Recent studies have shown the capabilities of finite element techniques and smeared crack models to successfully reproduce the nonlinear cyclic behavior of reinforced concrete elements. These techniques also provide detailed information of their local response and failure mechanisms. However, one drawback of these techniques is that they require the definition of multiple models and factors, and results can be influenced by the modeling configurations and parameters selected. In addition, these models require high computational demand and time for the analysis, thus traditionally limiting their use to reproduce single reinforced concrete members.

This thesis analyses different modeling strategies based on finite element techniques and smeared crack models to reproduce the cyclic behavior of reinforced concrete walls and coupled wall systems. This study aims to identify the numerical strategies that lead to the most accurate predictions of cyclic response and ultimate drift of the analyzed elements with a low computational cost and analysis time in order to be used in the detailed simulation of buildings. In order to reduce the variability of the results due to the selection of different input parameters, the same procedures and modeling parameters are used as much as possible for all the cases analyzed.

For such purpose, the experimental results of seven reinforced walls with confined boundaries tested as a cantilever and subjected to axial loads and lateral cyclic loads were used as a benchmark, as well, as the results of a coupled wall system subjected to a combination of lateral cyclic loads, axial loads and moments applied at the top of the walls. First, a base modeling configuration was defined, and then the influence on walls and coupled walls cyclic response of different modeling parameters was analyzed varying only one parameter at each time from the base configuration. The accuracy of results was compared in terms of cyclic response, maximum load, dissipated energy, and ultimate drift.

Results show that the use of large mesh sizes leads to resistance predictions with errors of less than 10% for all the analyzed cases, and leads to dissipated energy predictions with mean errors of less than 15% for walls and 24% for coupled walls, which is satisfactory given the complexity of the coupled wall test set up. Also, predictions of the failure mechanism consistent with the experimental observations were achieved and the parameters that influence the ultimate drift of elements are identified. Finally, the modeling and solution strategy lead to numerically stable solutions and satisfactory results minimizing the computational requirements and time of analysis, which is an important contribution of this work.

Página en blanco dejada intencionalmente.

Contenido

1	Introducción	1
2	Estado del arte	5
2.1	Modelos numéricos para muros y sistemas de muros acoplados de CR	5
2.1.1	Modelos simplificados para vigas de acoplamiento y muros de CR.....	6
2.1.2	Modelos simplificados para muros acoplados de CR.....	10
2.1.3	Modelos detallados o micro-modelos.....	14
2.2	Modelos de fisuración distribuida	20
2.2.1	Modelos de grieta fija.....	21
2.2.2	Modelos de rotación de grieta	22
2.3	Modelos constitutivos de los materiales.....	22
2.3.1	Comportamiento del concreto a tensión.....	22
2.3.2	Comportamiento del concreto a compresión.....	24
2.3.3	Confinamiento del concreto	27
2.3.4	Dependencia del tamaño de malla.....	29
2.3.5	Efecto del coeficiente de Poisson.....	32
2.3.6	Comportamiento del concreto agrietado	33
2.4	Comportamiento del acero de refuerzo	37
2.5	Adherencia entre el refuerzo y el concreto.....	41
3	Simulación del comportamiento de muros de concreto reforzado	45
3.1	Ensayos experimentales seleccionados	45
3.2	Estrategia numérica propuesta	52
3.2.1	Modelos constitutivos para el concreto.....	53
3.2.2	Modelos constitutivos para el acero de refuerzo	56
3.2.3	Condiciones de frontera	63
3.2.4	Aplicación de carga.....	63
3.2.5	Estrategias de solución	63
3.2.6	Limitaciones de la estrategia de modelado.....	64
3.3	Influencia del tamaño de malla	64
3.3.1	Comparación de resultados en términos globales	66
3.3.2	Predicción del punto de fluencia y resistencia máxima.....	68
3.3.3	Comparaciones en términos de resistencia.....	69
3.3.4	Comparación en términos de energía disipada.....	73
3.3.5	Comparación en términos de distorsión última	77
3.3.6	Discusión de resultados	78

3.3.7	Patrones de falla y esfuerzos principales.....	79
3.4	Análisis paramétrico.....	89
3.4.1	Influencia del enfoque de fisuración distribuida	89
3.4.2	Influencia del modelo de acero	93
3.4.3	Influencia del factor β_{\min} factor para la reducción de la resistencia a compresión	97
4	Simulación de sistemas de muros acoplados.....	103
4.1	Descripción del ensayo experimental a reproducir	103
4.1.1	Protocolo de carga aplicado	106
4.1.2	Comportamiento observado experimentalmente	108
4.2	Configuración numérica base.....	110
4.2.1	Modelos constitutivos de los materiales.....	110
4.2.2	Condiciones de frontera	112
4.2.3	Estrategias de solución	114
4.3	Influencia del tamaño de malla	116
4.3.1	Comparación de resultados en términos de resistencia	119
4.3.2	Comparación de resultados en términos de energía disipada.....	122
4.3.3	Comparaciones en términos de la distorsión máxima	123
4.3.4	Comparación de deformaciones en el acero de refuerzo.....	124
4.3.5	Distribución de esfuerzos principales en el modelo W/2	129
4.3.6	Comparación de la respuesta local del sistema	131
4.4	Influencia del efecto de la adherencia entre el acero y concreto.....	135
4.5	Modelos simplificados para vigas de acoplamiento.....	137
4.6	Influencia del factor β_{\min} factor para la reducción de la resistencia a compresión.....	141
5	Conclusiones y recomendaciones.....	145
5.1	Modelación de muros individuales	145
5.2	Modelación de muros acoplados	147
5.3	Principales contribuciones de la investigación.....	148
5.4	Recomendaciones para la modelación detalla de elementos y edificios completos de concreto reforzado.....	149
5.5	Trabajo futuro.....	150
	Referencias.....	153

CAPÍTULO 1

Introducción

Durante las últimas décadas, la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño (DSBD) ha sido más aceptada y utilizada en las regiones sísmicas del mundo. Por ello, algunos códigos de diseño han incorporado disposiciones para regular su uso (ACI 318M-19, 2019; EN 1992-1-1, 2004; NTC, 2017; JSCE, 2007). Actualmente también se dispone de algunas guías y recomendaciones de diseño para facilitar su aplicación (ACI Committe 374, 2017; FEMA 440, 2005; FEMA P-58-6, 2018; PEER/ATC-72-1, 2010; PEER/TBI, 2017). Como es bien sabido, este enfoque de diseño involucra el análisis de la respuesta no lineal de las estructuras para evaluar su desempeño ante diferentes niveles de peligro sísmico. Por lo tanto, la aplicación exitosa del DSBD depende en gran medida de la exactitud y precisión de las técnicas y estrategias de análisis no lineal utilizadas para evaluar el comportamiento esperado de las estructuras.

Los muros individuales de concreto reforzado (CR), así como los denominados sistemas de muros acoplados (muros conectados mediante vigas de acoplamiento) son de los elementos y sistemas estructurales más utilizados para aportar rigidez, resistir cargas laterales y disipar energía en edificios de CR ubicados en zonas sísmicas. Por lo tanto, el conocimiento de su comportamiento, así como la disponibilidad de modelos analíticos capaces de predecir con exactitud y precisión las principales características de su respuesta no lineal y su mecanismo de falla, es esencial para la predicción adecuada de la respuesta no lineal de edificios de CR y la implementación fiable del DSBD.

Múltiples estudios experimentales se han llevado a cabo para comprender el comportamiento de los muros individuales de CR e identificar los parámetros que influyen mayormente en su respuesta: características geométricas, cuantías de armado, carga axial, el tipo de carga aplicada, entre otros, lo cual ha contribuido a mejorar su desempeño sísmico (Birely, 2012; Dazio *et al.*, 2009; Oesterle *et al.*, 1976; Pilakoutas y Elnashai, 1995; Thomsen IV y Wallace, 2004; Tran y Wallace, 2015; Villalobos *et al.*, 2017).

En comparación a la cantidad de estudios experimentales sobre muros individuales de CR, los estudios experimentales sobre sistemas de muros acoplados son escasos. Sin embargo, algunos autores han demostrado experimentalmente que el acoplamiento entre muros y vigas puede introducir fuertes incrementos de carga axial en los muros del sistema, modificando el mecanismo de falla esperado (Nan Shiu *et al.*, 1984; Ozelcuk, 1990; Paulay y Taylor, 1981; Santhakumar, 1974; Turgeon, 2011). Turgeon (2011), llevó a cabo el ensayo de un sistema de muros acoplados y observó que la interacción entre muros y vigas ocasiona la redistribución de la demanda de cortante del muro trabajando a tensión hacia el muro trabajando a compresión y además introduce fuertes incrementos de carga axial en el muro a compresión. Ello provoca que la falla del sistema analizado se presente

Introducción

por el aplastamiento de la base del muro a compresión y no por el daño de las conexiones como originalmente se había previsto. Algunos autores indican que este fenómeno puede reducir la capacidad de distorsión y de disipación de energía del sistema acoplado respecto a lo esperado y, por consiguiente, provocar su falla de manera prematura (Hidalgo *et al.*, 2002; Nan Shiu *et al.*, 1984; Ozselcuk, 1990; Santhakumar, 1974). Kolozvari *et al.* (2018) señalan que las discrepancias entre el comportamiento esperado y el experimental en sistemas de muros acoplados, puede deberse a que durante su diseño se emplean factores establecidos a partir del estudio de muros individuales en voladizo y no para este tipo de sistemas. Esto se debe a la escasez de estudios experimentales y analíticos detallados sobre el comportamiento de sistemas acoplados.

Es importante resaltar que las campañas experimentales son costosas y consumen mucho tiempo, por ello, la cantidad de configuraciones que se pueden ensayar es limitada. Por otra parte, el estudio experimental de sistemas de muros acoplados a escala real además requiere instalaciones especializadas capaces de generar y aplicar las demandas reales a las que se someten estos sistemas. Debido a ello, los ensayos sobre sistemas acoplados son escasos y la mayor parte de los trabajos experimentales se centran en el estudio de muros y vigas de acoplamiento de manera aisladas. En este contexto, los estudios analíticos pueden ser una alternativa viable para complementar campañas experimentales y analizar a detalle el comportamiento de los muros individuales y de sistemas de muros acoplados de CR.

Diversos estudios, algunos muy recientes, han demostrado la capacidad de las técnicas de modelado de elemento finito (EF) y de los modelos de fisuración distribuida para reproducir el comportamiento cíclico no lineal de elementos de CR y proveer información importante sobre la respuesta local y los mecanismos que rigen su falla. Estas técnicas han sido utilizadas en el estudio del comportamiento de vigas de acoplamiento (Arnau *et al.*, 2017; Mihaylov y Franssen, 2017; Nabilah *et al.*, 2020a) obteniendo predicciones satisfactorias de su resistencia a cortante y permitiendo observar la influencia de algunos mecanismos involucrados en la respuesta de las vigas como el efecto de la adherencia entre el acero y el refuerzo.

Por su parte, Parra-Torres (2015); Belletti *et al.* (2016); Niroomandi *et al.* (2016); Arias-Lara *et al.* (2017 y 2018); Dashti *et al.* (2017) y Kolozvari *et al.* (2019) demostraron la capacidad de estas técnicas para reproducir el comportamiento cíclico no lineal de muros de CR con diferentes modos de falla. En estos estudios se logran predicciones de la resistencia máxima con errores entre 10-20% respecto a los valores experimentales y se observan patrones de falla acordes a los experimentales. Sin embargo, en todos los casos se observan dificultades para predecir el nivel de distorsión correspondiente a la falla de los muros. Una estimación errónea de la distorsión última de los muros puede conducir a estimaciones irreales en la capacidad de distorsión última de un edificio y en su mecanismo de falla. Pese a ello, los resultados obtenidos demostraron que estas técnicas son una herramienta para explorar eficientemente el comportamiento de muros de CR ante una variedad de condiciones. Cabe mencionar que estas técnicas han sido escasamente utilizadas en el análisis de sistemas de muros acoplados.

Sagaseta (2008) y Belletti *et al.* (2013a) señalan que pese a las bondades de estas técnicas, los resultados pueden depender fuertemente de las elecciones de modelado hechas por los usuarios. Tales como: tipo de elemento utilizado, modelos constitutivos seleccionados y parámetros asignados a los modelos. Además, las estrategias de solución utilizadas en el análisis pueden influir en la estabilidad numérica de los modelos. Debido a la gran cantidad de modelos constitutivos disponibles en la literatura y al considerable número de parámetros requeridos, la selección de la configuración adecuada de modelos y parámetros a emplear puede ser una tarea compleja. Para reducir la

Introducción

variabilidad de los resultados debido a la selección de parámetros de análisis es necesario establecer recomendaciones sobre las estrategias más adecuadas para el modelado de muros y sistemas de muros acoplados de CR. En este sentido, las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017) presentan recomendaciones sobre las configuraciones y parámetros más adecuados para el modelado de vigas de CR. Para el modelado de muros individuales y sistemas de muros acoplados, estas recomendaciones pueden ser tomadas como base para la selección de la configuración y parámetros de entrada y complementarse con investigaciones recientes sobre la simulación de muros de CR (Belletti *et al.*, 2016; Dashti *et al.*, 2017; Kolozvari *et al.*, 2019; Niroomandi *et al.*, 2016; Parra-Torres, 2015).

Otro de los inconvenientes de estas técnicas es su alto costo computacional, por ello, su aplicación tradicionalmente se ha limitado al análisis de elementos sencillos y han sido escasamente utilizadas en la simulación del comportamiento de sistemas acoplados y de edificios completos. Sin embargo, la evolución continua en las capacidades de las computadoras y en la mejora de los códigos de EF, está abriendo la posibilidad para que estas técnicas puedan utilizarse en la modelación de edificios completos de CR (Belletti *et al.*, 2017; Ebrahimian *et al.*, 2018; Pérez-Liévana, 2019; Vásquez *et al.*, 2020). No obstante, para lograr este objetivo se requieren determinar las configuraciones óptimas que permitan reproducciones adecuadas de su respuesta cíclica con el menor costo computacional, entendido éste, como el espacio de almacenamiento, la memoria y el tiempo de cómputo necesario para ejecutar el cálculo.

Alcances de la investigación

El objetivo de este trabajo es evaluar la capacidad de los métodos numéricos de daño distribuido para simular el comportamiento cíclico y el mecanismo de falla de muros individuales y sistemas de muros acoplados de CR.

Los objetivos específicos son:

- Identificar los fenómenos físicos presentes en el comportamiento cíclico de muros individuales y de sistemas de muros acoplados que deben ser considerados para reproducir adecuadamente de su respuesta.
- Identificar las técnicas y estrategias numéricas con base en modelos de fisuración distribuida que permitan reproducciones adecuadas de los fenómenos físicos presentes en los muros individuales y sistemas de muros acoplados, maximizando la relación exactitud/costo computacional para que puedan ser extrapoladas en la simulación de edificios completos a detalle.
- Validar las configuraciones de modelado adoptadas en términos de respuesta cíclica y de su capacidad para simular el punto y mecanismo de falla de los muros individuales y sistemas de muros acoplados.
- Establecer recomendaciones sobre las configuraciones más adecuadas para la modelación detallada de muros y sistemas de muros acoplados en edificios completos mediante técnicas y estrategias de EF basadas en modelos de fisuración distribuida.

Debido a las limitaciones de modelado actuales y a la disponibilidad de modelos constitutivos en el programa de análisis utilizado, las configuraciones de modelado utilizadas en este trabajo no consideran el pandeo de las barras, la ruptura de las barras, ni la fatiga de los materiales. Por lo tanto, este trabajo se limita al análisis de muros y sistemas de muros acoplados cuya falla no es regida por

Introducción

el pandeo y la fractura del acero de refuerzo y en los cuales la fatiga de los materiales no afecta considerablemente en su respuesta cíclica.

Este trabajo se organiza en cinco capítulos. En el primero se presenta la motivación de la investigación y sus alcances, seguido por una revisión sucinta del estado del arte de los diferentes modelos numéricos utilizados para simular la respuesta cíclica de muros individuales y de sistemas de muros acoplados de CR, sus ventajas y desventajas. También, se describen en el capítulo segundo los modelos numéricos y aspectos fundamentales del modelado no lineal de estructuras de CR que se utilizan en el desarrollo de este trabajo.

En el capítulo tercero se describe la estrategia numérica empleada para la simulación de muros individuales de CR y se analizan varios tamaños de malla para identificar y seleccionar el tamaño de malla que conduzca a la mejor relación exactitud/costo computacional. La estrategia numérica es validada contra ensayos cíclicos experimentales de muros de CR con relación de aspecto moderado (1.5-3.0). Las respuestas obtenidas con los modelos son comparadas con las experimentales en términos de la resistencia alcanzada en cada ciclo de carga, su energía disipada y su distorsión máxima. Posteriormente, se presenta un análisis sobre la influencia de diferentes parámetros de modelado en la respuesta cíclica de los muros de CR. El cual se enfoca particularmente en el estudio de diferentes modelos constitutivos del acero y del concreto (enfoque de fisuración distribuida), así como del efecto del agrietamiento transversal del concreto.

En el capítulo cuarto se propone y se verifica una estrategia de modelado para la simulación de la respuesta cíclica de sistemas de muros con vigas de acoplamiento mediante técnicas de EF y modelos de fisuración distribuida. La estrategia propuesta se basa en los resultados obtenidos del análisis de muros individuales (capítulo 3), tomando en cuenta las estrategias que condujeron a las mejores predicciones de su respuesta cíclica y considerando las recomendaciones de estudios previos sobre la simulación de vigas de acoplamiento mediante estas técnicas. En este capítulo además se analiza la influencia de algunos fenómenos físicos y numéricos en la respuesta del sistema acoplado. La precisión y exactitud de los resultados se evalúa en términos de la resistencia, rigidez, disipación energética y capacidad de deformación última.

Finalmente, en el último capítulo se presentan las conclusiones respecto al análisis de los muros individuales y de los sistemas de muros con vigas de acoplamiento. También se destacan los principales hallazgos de esta investigación y las recomendaciones para la modelación detallada de muros y sistemas de muros acoplados en edificios.

CAPÍTULO 2

Estado del arte

El desarrollo de estrategias numéricas que permitan reproducciones adecuadas del comportamiento cíclico de elementos de CR ha sido un tema de gran interés durante las últimas décadas. Las estrategias desarrolladas se han enfocado principalmente a la simulación de elementos individuales como muros y vigas de acoplamiento de CR y han sido utilizadas por algunos autores en el modelado de sistemas de muros acoplados en combinación con estrategias numéricas para modelar la conexión muro-vigas de acoplamiento y capturar la transferencia de esfuerzos entre ambos elementos.

En la primera sección de este capítulo se presenta un resumen de las estrategias más empleadas en la literatura para la simulación numérica del comportamiento cíclico de muros y de sistemas de muros acoplados de CR. En las siguientes secciones, se describen los modelos numéricos y los aspectos fundamentales del modelado no lineal de estructuras de CR que se utilizan en el desarrollo de este trabajo. Se inicia con una breve discusión sobre las filosofías más empleadas para representar el agrietamiento del concreto en los modelos detallados, así como los enfoques disponibles dentro de los modelos de fisuración distribuida para representar el comportamiento de la grieta. Seguidamente se exponen algunos fenómenos importantes sobre el comportamiento no lineal del concreto, el acero de refuerzo y de la interacción acero-concreto que se consideran en este trabajo. En cada caso, primero se describe el fenómeno físico/numérico analizado y luego se presenta la manera en la que éste es incorporado en el modelado de muros y sistemas de muros acoplados.

2.1 Modelos numéricos para muros y sistemas de muros acoplados de CR

Durante los últimos años se han desarrollado varios modelos numéricos para reproducir el comportamiento cíclico de elementos de CR, principalmente de muros individuales y de vigas de acoplamiento (Álvarez *et al.*, 2020b; Arabzadeh *et al.*, 2017; Arteta *et al.*, 2019; Barbachyn *et al.*, 2012; Belletti *et al.*, 2013a; Damoni *et al.*, 2014; Dashti *et al.*, 2017; Ding *et al.*, 2018; Gullu *et al.*, 2019; Jünemann *et al.*, 2016; Kolozvari *et al.*, 2019, 2018a; Lowes *et al.*, 2016; Mihaylov y Franssen, 2017; Nabilah *et al.*, 2020b; Orakcal *et al.*, 2006; Panagiotou *et al.*, 2012; Vulcano y Bertero, 1987). Recientemente, algunos estudios se han centrado en el análisis de estrategias de modelado para reproducir el comportamiento de sistemas de muros acoplados, particularmente en la generación de estrategias para reproducir los fenómenos presentes en la interacción muros-vigas de acoplamiento (Álvarez *et al.*, 2020b, 2019; Ding *et al.*, 2017; Naish, 2010).

Los procedimientos utilizados para la simulación numérica de muros individuales y de sistemas de muros acoplados, pueden ser clasificados dentro de dos grandes grupos:

1. Los modelos simplificados o macro-modelos en los cuales el comportamiento de la estructura se define a nivel elemento y permiten capturar el comportamiento global de la estructura con una exactitud razonable, y
2. Los modelos detallados o micro-modelos, en los cuales el comportamiento de la estructura se define a nivel material y proveen información detallada del comportamiento local de la estructura.

2.1.1 Modelos simplificados para vigas de acoplamiento y muros de CR

El modelado no lineal de vigas de acoplamiento es comúnmente llevado a cabo mediante modelos simplificados que hacen uso de elementos tipo viga con rigideces efectivas ubicados a lo largo de su eje centroidal (Figura 2.1a) (Murià-Vila *et al.*, 2020). También se hace uso de elementos tipo viga-columna con plasticidad concentrada, donde el comportamiento no lineal se describe mediante relaciones histeréticas momento-rotación y fuerza-deformación que se asignan a resortes en los extremos de los elementos (Figura 2.1b). En estos casos, es necesario predefinir las reglas de comportamiento histerético de los elementos (p ej. regla de Takeda), las cuales son usualmente obtenidas a partir de estudios experimentales utilizando especímenes con características específicas. Por lo tanto, su adopción para representar el comportamiento de elementos con características materiales y geométricas diferentes involucra muchas incertidumbres.

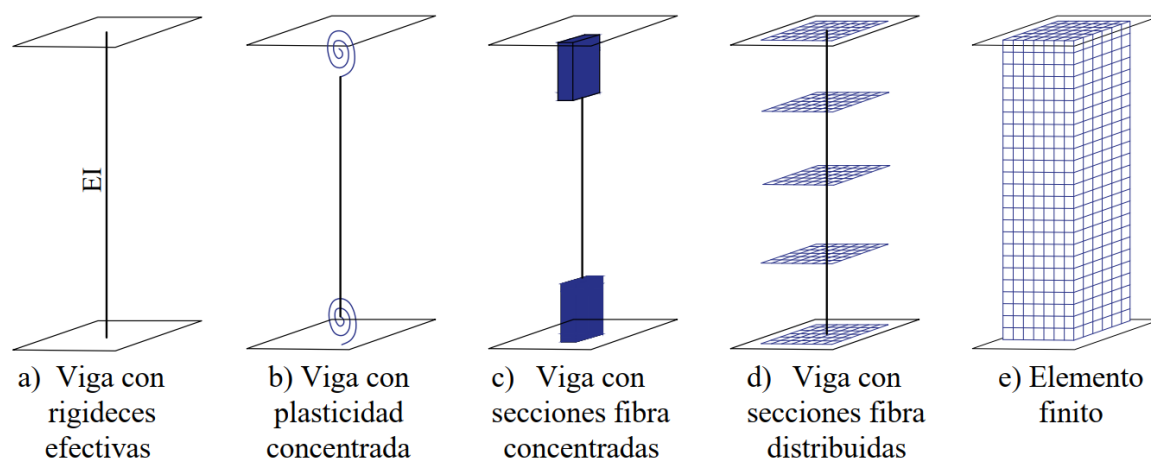


Figura modificada de Deierlein *et al.* (2010)

Figura 2.1. Tipos de elementos utilizados en el modelado de elementos de CR.

Una estrategia utilizada tanto para el modelado de vigas de acoplamiento como de muros de CR es el uso de elementos viga-columna con secciones tipo fibra, ya sean concentradas (Figura 2.1c) o distribuidas a lo largo del elemento como se muestra en la Figura 2.1 c y d (Arabzadeh y Galal, 2017; Ding *et al.*, 2018; Lowes *et al.*, 2016; Nan Shiu *et al.*, 1984). A las fibras se les asignan leyes constitutivas de los materiales (concreto confinado, concreto sin confinar o acero de refuerzo) y capturan la respuesta axial esfuerzo-deformación en la sección transversal del elemento. Esta

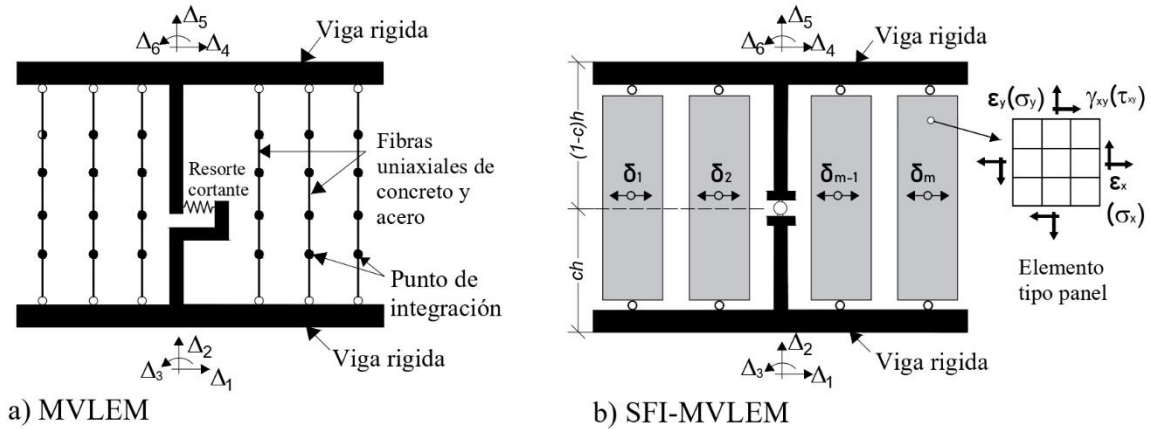
respuesta es luego integrada numéricamente en la sección transversal y a lo largo del elemento para obtener la respuesta momento-curvatura y carga axial-deformación del elemento.

Dado a que este tipo de modelos se basan en el comportamiento uniaxial de grupos de fibras, los modelos son fáciles de construir y de comprender. Sin embargo, las fibras sólo consideran las deformaciones axiales y por flexión del elemento, debido a ello, una de sus desventajas es que la rigidez a cortante no está incluida dentro de la rigidez global del elemento y ésta debe considerarse por separado. Para incluir el efecto de la deformación por cortante, usualmente se incorporan resortes en paralelo a los elementos viga-columna a los que se asignan relaciones globales fuerza-deformación por cortante.

Para la simulación de muros individuales de CR también se han desarrollado modelos basados en fibras como el modelo con elementos de múltiples líneas verticales (MVLEM) que se muestra en la Figura 2.2a. Este modelo fue propuesto originalmente por Kabeyasawa *et al.* (1983) y desde entonces ha sido modificado en repetidas ocasiones para mejorar sus capacidades (Massone *et al.*, 2006; Orakcal *et al.*, 2006; Vulcano y Bertero, 1987). En el MVLEM el comportamiento no lineal axial/flexión del muro se simula utilizando una serie de fibras uniaxiales cuyo comportamiento se define a partir de relaciones esfuerzo-deformación para el concreto y el acero. Las fibras se conectan a vigas rígidas en la parte superior e inferior, tal como se ilustra en la Figura 2.2a. Las deformaciones por cortante se consideran de manera independiente de las deformaciones axiales y por flexión y usualmente se incorporan en el modelo por medio de resortes ubicados en el centro de rotación supuesto del elemento a los que se asignan relaciones fuerza-deformación por cortante específicas.

Una de las desventajas de los modelos de elementos viga-columna con secciones tipo fibra y de los modelos MVLEM, es que requieren predefinir el comportamiento a cortante y la interacción entre la respuesta axial/flexión y cortante se considera de manera desacoplada. Esto es inconsistente con las observaciones experimentales obtenidas tanto en muros individuales como en los sistemas acoplados, donde se han denotado fuertes interacciones entre estas acciones. Kolozvari *et al.* (2019) señalan que, la incapacidad de estos modelos para considerar el acoplamiento entre las componentes axial/flexión y cortante conduce a sobrestimaciones de la capacidad de carga lateral de los muros individuales y a subestimaciones en sus deformaciones por cortante y flexión. Esto se observa especialmente en muros cortos con relaciones de aspecto menores que 3. Según Kolozvari *et al.*, (2018b) este fenómeno también podría conducir a errores significativos en la estimación de la respuesta global de sistemas acoplados.

Para incorporar la interacción entre el comportamiento axial/flexión y cortante, Kolozvari *et al.* (2014a) desarrollaron el modelo SFI-MVLEM, en el cual proponen reemplazar los elementos verticales en el modelo MVLEM por paneles con características de membrana (Figura 2.2b). A los paneles se les asignan leyes esfuerzo-deformación de los materiales y permiten capturar en el plano la interacción entre las componentes axial y cortante, mientras que el acoplamiento con la flexión se genera a nivel elemento. Este modelo ha sido utilizado para reproducir el comportamiento de muros rectangulares con relación de aspecto moderado (1.5-3.0) sujetos a cargas axiales y cíclicas (Kolozvari *et al.*, 2014b). Los resultados muestran respuestas satisfactorias del comportamiento de los elementos; sin embargo, se ha observado que presentan inconvenientes para capturar el deslizamiento debido al cortante entre el muro y su base, así como limitaciones para considerar los efectos fuera del plano de los elementos.



Figuras modificas de Kolozvari et al. (2018a) y de Kolozvari et al. (2014b)

Figura 2.2. Modelos en base a fibras desarrollados para la simulación de muros de CR. a) Modelo con elementos de múltiples líneas verticales (MVLEM), b) Modelo MVLEM con interacción cortante-flexión (SFI-MVLEM)

Otra alternativa para capturar la interacción entre las componentes axial/flexión y cortante en los muros individuales y en las vigas de acoplamiento, es el uso de modelos tipo puntal-tensor (Arteta *et al.*, 2019; Barbachyn *et al.*, 2012; Nabilah *et al.*, 2020b; Panagiotou *et al.*, 2012; Park y Eom, 2007; Toprak *et al.*, 2015). Estos modelos predicen con una exactitud razonable la respuesta carga cíclica-desplazamiento post-agrietamiento de los elementos tanto en términos de resistencia como de rigidez, con un requerimiento computacional moderado.

Los modelos tipo puntal-tensor (Figura 2.3) están conformados por elementos verticales, horizontales y diagonales conectados en sus nodos, a los que se les asignan áreas tributarias de concreto y de refuerzo dependiendo de las dimensiones y armado del elemento a analizar, así como propiedades y leyes constitutivas del comportamiento cíclico uniaxial de los materiales. Los elementos verticales y horizontales representan las barras de refuerzo y el concreto adyacente a éstas, mientras que los elementos diagonales representan únicamente al concreto. La inclinación de los elementos diagonales se asemeja, aunque no necesariamente coincide, con la trayectoria de esfuerzos principales de compresión cercana a la carga última del elemento.

Este tipo de modelos permiten capturar el flujo de esfuerzos en los elementos de CR y además capturan explícitamente la interacción entre el comportamiento a flexión y cortante. Sin embargo, debido a la superposición de áreas de los elementos de concreto verticales, horizontales y diagonales, la resistencia y rigidez de los elementos de CR previa al agrietamiento es comúnmente sobrestimada. Además, la respuesta global fuerza-deformación obtenida por el modelo es sensible al tamaño de elemento utilizado, por ello, este fenómeno debe ser considerado en la definición de las leyes de comportamiento esfuerzo-deformación asignados a los elementos del modelo. Los resultados de estos modelos también son sensibles al ángulo utilizado en las diagonales.

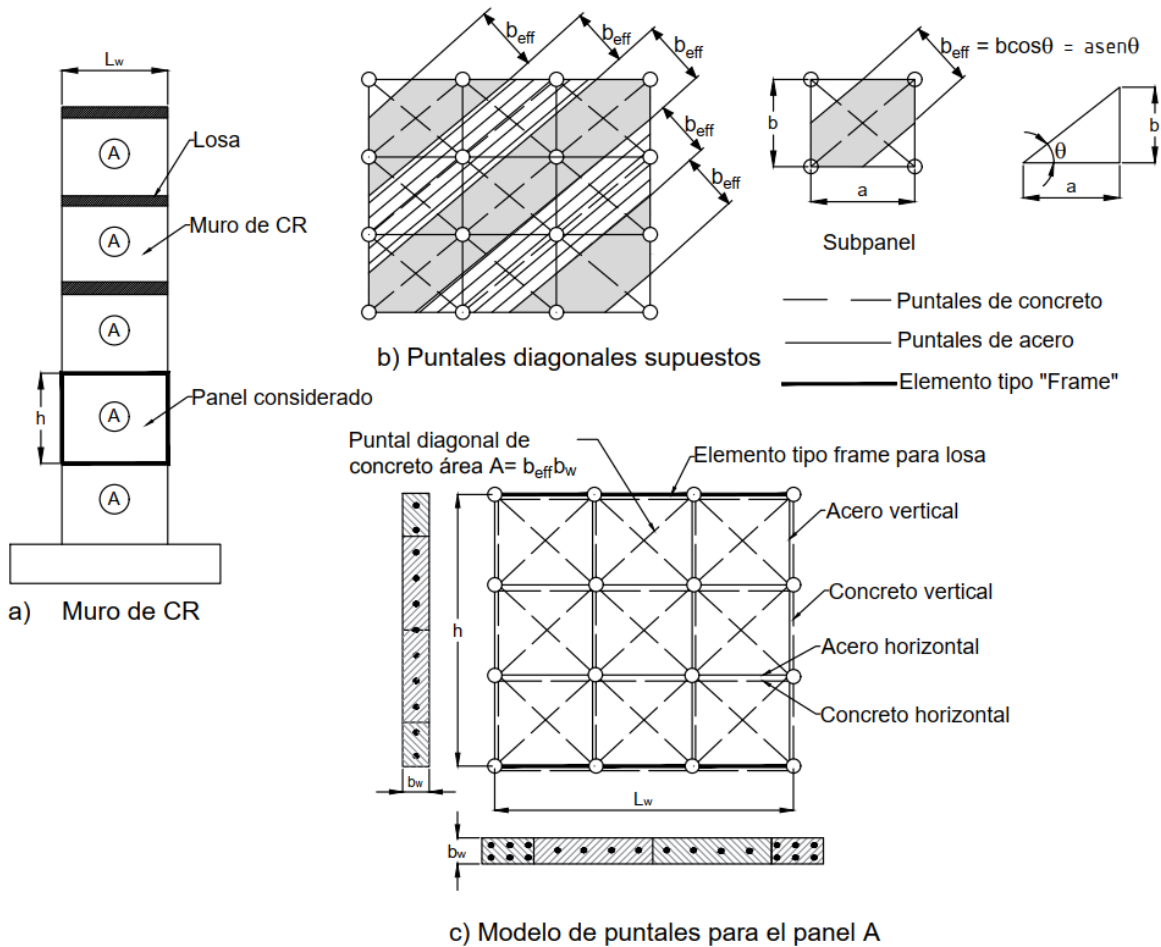


Figura modificada de Panagiotou et al. (2012)

Figura 2.3. Esquema de modelos puntal-tensor, estos modelos están conformados por elementos verticales y horizontales que representan las barras de refuerzo y el concreto adyacente a éstas, y por elementos diagonales que representan únicamente al concreto. A los elementos se les asignan áreas tributarias de concreto y de refuerzo, así como propiedades y leyes constitutivas del comportamiento cíclico uniaxial de los materiales.

Debido a sus formulaciones relativamente simples, los modelos simplificados son herramientas computacionales efectivas y relativamente fáciles de implementar. Varios autores han demostrado que muchos de estos modelos son eficientes y razonablemente precisos para predecir las principales características de respuesta cíclica de elementos de CR (Álvarez *et al.*, 2020b, 2020a, 2019; Arabzadeh y Galal, 2017; Barbachyn *et al.*, 2012; Ding *et al.*, 2018; Kolozvari *et al.*, 2018b, 2014a; Lowes *et al.*, 2016; Nabilah *et al.*, 2020b; Naish, 2010; Orakcal *et al.*, 2006; Panagiotou *et al.*, 2012). Sin embargo, la aplicabilidad de estos modelos se limita comúnmente a los casos para los cuales son válidos los supuestos implementados en las formulaciones de los modelos. Además, los modelos simplificados únicamente aportan información del comportamiento global de la estructura y algunos de ellos presentan dificultades para capturar la interacción entre la respuesta axial/flexión y cortante de los elementos, lo cual puede tener implicaciones importantes en la predicción de su comportamiento. También presentan limitaciones para capturar los modos de falla fuera del plano o

el deslizamiento en la base de los elementos debido a las acciones del cortante, así como algunos fenómenos físicos como el pandeo de las barras de refuerzo.

2.1.2 Modelos simplificados para muros acoplados de CR

Los estudios numéricos sobre sistemas de muros acoplados son escasos en comparación a la cantidad de estudios numéricos disponibles sobre elementos individuales de CR como muros y vigas de acoplamiento. Por sus formulaciones relativamente sencillas y su bajo requerimiento computacional, para la modelación de sistemas de muros acoplados usualmente se emplean diferentes combinaciones de modelos simplificados.

Barbachyn *et al.* (2015) analizó el comportamiento de un sistema de muros acoplados con vigas de acoplamiento postensadas, el cual fue ensayado ante cargas cíclicas laterales. En su modelo utilizó elementos viga-columnas con secciones transversales tipo fibra para representar el comportamiento de los muros y de las vigas de acoplamiento. En el espécimen analizado, el acero de refuerzo que cruza la interfaz muro-viga de acoplamiento no estaba adherido al concreto, por esta razón, a los elementos fibra de las vigas de acoplamiento sólo se asignaron propiedades materiales para el concreto, mientras que el acero de refuerzo se modeló por medio de elementos tipo barra. Para considerar el agrietamiento esperado en la interfaz muro-viga, en las fibras de concreto de los extremos de las vigas se consideró una resistencia a la tensión igual a cero. Por su parte, en los elementos fibra de los muros, se asignaron propiedades materiales para el acero de refuerzo y para el concreto confinado y sin confinar. Según Barbachyn *et al.* (2015) la estrategia de modelado adoptada condujo a predicciones aceptables de los principales parámetros de diseño con respecto a las mediciones experimentales. Los resultados muestran subestimaciones de hasta un 10% en la predicción de la resistencia a corte y en la predicción de las rotaciones en los extremos de las vigas, y hasta un 20% en la predicción del ancho de las grietas en los extremos de las vigas de acoplamiento.

Lu y Panagiotou (2016) analizaron la capacidad de los modelos tipo puntal-tensor para reproducir el comportamiento de un sistema acoplado de cinco niveles conformado por muros, vigas de acoplamiento y losas de entrepiso de CR, el cual fue ensayado en una mesa vibradora ante cargas sísmicas en dos direcciones. En los elementos verticales y horizontales de los modelos puntal-tensor se utilizaron elementos viga con secciones tipo fibra para representar el concreto y el refuerzo. Las vigas de acoplamiento se modelaron con un par de elementos diagonales cruzados para representar el refuerzo diagonal de las vigas y los puntales de compresión del concreto, en ambos casos se utilizaron elementos tipo barra. El ángulo de inclinación de los elementos diagonales se determinó con base en la geometría de los muros y del grado de acoplamiento del sistema. Los resultados mostraron que la estrategia de modelado condujo a un buen ajuste de la respuesta experimental en términos del cortante basal y de la historia de desplazamientos laterales en la dirección paralela al alma de los muros. Sin embargo, en la dirección perpendicular, los desplazamientos estimados por el modelo sobrestiman hasta dos veces los valores experimentales. También, se observaron dificultades para reproducir la falla por tensión diagonal en algunos segmentos de los muros del sistema. Según Lu y Panagiotou (2016), este comportamiento puede atribuirse al valor del ángulo de inclinación de las diagonales adoptado en el modelo.

Por su parte, Kolozvari *et al.* (2018) propone una estrategia para el modelado de sistemas de muros acoplados en el cual se adopta el modelo SFI-MVLEM para representar el comportamiento de los muros, mientras que las vigas de acoplamiento son representadas utilizando elementos tipo viga con rigideces efectivas estimadas a partir de las recomendaciones del LATBSDC (2017). El comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento es representado mediante resortes localizados

en el centro de las vigas, a los cuales se les asignan leyes de comportamiento siguiendo las recomendaciones de Naish (2010). Esta estrategia de modelado fue validada por Kolozvari *et al.* (2018) utilizando los resultados experimentales de un sistema de muros acoplados ensayado ante cargas cíclicas. Los resultados mostraron un ajuste satisfactorio en términos de la respuesta global del sistema; sin embargo, se observó que para poder capturar la respuesta local de los muros es necesario utilizar varios elementos SFI-MVLEM en la altura de los muros, ya que el uso de un sólo elemento sólo permite capturar la respuesta global del sistema.

Modelación de conexiones muro-viga de acoplamiento

Algunos autores han observado que en los sistemas de muros conectados mediante vigas de acoplamiento, la concentración de esfuerzos de tensión y compresión en la interfaz muro-viga provoca que el daño de las vigas de acoplamiento se concentre mayormente en sus extremos (Naish *et al.*, 2013; Turgeon, 2011). El agrietamiento del concreto en las uniones muro-viga se genera a partir de niveles muy bajos de distorsión, por ejemplo, en el caso del sistema acoplado ensayado por Turgeon (2011) el agrietamiento en dichas zonas se observó a partir de distorsiones de 0.033%. Este fenómeno además provoca el deslizamiento y la deformación axial del refuerzo que cruza la zona (Figura 2.4). Naish *et al.* (2013) observó que el deslizamiento/deformación axial del refuerzo en los extremos de las vigas de acoplamiento analizadas contribuyó en hasta un 80% a la rotación total de las vigas.

Algunos autores (Álvarez *et al.*, 2020b; Ding *et al.*, 2018; Nabilah *et al.*, 2020a) señalan que si este fenómeno no es considerado adecuadamente durante el modelado de los sistemas de muros acoplados, es posible obtener estimaciones irreales del comportamiento cíclico y de la energía disipada por el sistema. Por ello, estudios recientes sobre la modelación de sistemas de muros acoplados se han enfocado particularmente en la generación de estrategias para reproducir los fenómenos presentes en la interfaz muros-vigas de acoplamiento (Álvarez *et al.*, 2020b, 2019; Ding *et al.*, 2017; Naish, 2010).

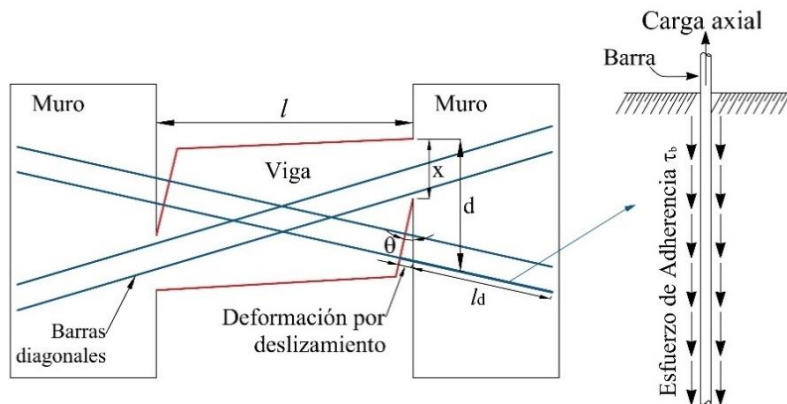


Figura modificada de Ding et al. (2017)

Figura 2.4. Deslizamiento y deformación axial del refuerzo que cruza las grietas en las uniones muro-viga de acoplamiento.

Para el modelado de vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal Naish (2010) propone dos opciones. La primera consiste en utilizar elementos lineales tipo viga con rigidez efectiva igual a $0.5E_cI_g$ y utilizar dos resortes en cada extremo del elemento, uno para representar el comportamiento no lineal por flexión de las vigas y otro para incluir el deslizamiento / deformación axial del acero de refuerzo

en las uniones muro-viga (Figura 2.5). La rigidez de este último se estima siguiendo el procedimiento propuesto por Alsiwat y Saatcioglu (1992). La segunda opción consiste en utilizar solamente un resorte en cada extremo de las vigas para representar el comportamiento por flexión y considerar la rigidez reducida igual a $0.15E_cI_g$ para tomar en cuenta de manera implícita el efecto del deslizamiento / deformación axial del refuerzo.

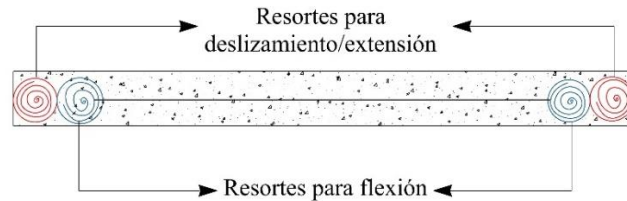


Figura modificada de Naish, 2010

Figura 2.5. Estrategia de modelación de vigas de acoplamiento propuesta por Naish, 2010. Consiste en un elemento tipo viga con rigidez efectiva igual a $0.5E_cI_g$, en sus extremos se asignan dos resortes uno para representar el comportamiento no lineal por flexión de las vigas y otro para incluir el deslizamiento / deformación axial del acero de refuerzo en las uniones muro-viga.

Álvarez *et al.* (2020) analizaron el comportamiento de dos sistemas de muros acoplados de siete niveles a escala $1/4$, los cuales fueron ensayados ante carga cíclica lateral. Con excepción del refuerzo en las vigas de acoplamiento, ambos sistemas son idénticos. En uno de los sistemas las vigas se reforzaron únicamente con barras longitudinales, mientras que en el otro además del refuerzo longitudinal también se utilizó refuerzo diagonal. Para el análisis se adoptó un modelo basado en el modelo de puntal-tensor propuesto por Lu y Panagiotou (2016); sin embargo, en el modelo utilizado por Álvarez, *et al.* (2020) los elementos verticales y horizontales se modelan con elementos tipo barra, en lugar de los elementos viga con secciones tipo fibra utilizados por Lu y Panagiotou (2016). Para representar el deslizamiento/deformación axial del acero de refuerzo en la interfaz muro-viga, se incorporan resortes longitudinales de longitud cero en los extremos de las vigas (Figura 2.6) a los que se les asigna una ley de comportamiento esfuerzo/deslizamiento propuesta por los mismos autores durante el estudio. La respuesta global fuerza-desplazamiento obtenida con la estrategia propuesta fue muy similar a la respuesta medida durante el ensayo de ambos especímenes. Según Álvarez *et al.* (2020), la consideración del deslizamiento/deformación axial de las barras de refuerzo que cruzan la interfaz muro-viga condujo a predicciones muy cercanas de la respuesta histerética experimental. También, se observaron respuestas aceptables de las deformaciones en el refuerzo de las vigas de acoplamiento y en los bordes confinados de los muros.

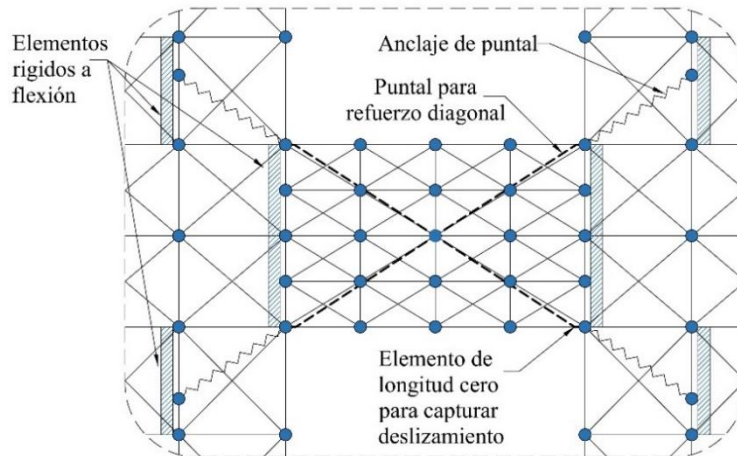


Figura modificada de Álvarez et al. (2020b)

Figura 2.6. Modelo puntal-tensor para modelar vigas de acoplamiento en sistemas acoplados propuesto por Álvarez et al. (2020b). En este modelo, los elementos verticales y horizontales se representan con elementos tipo barra. El deslizamiento/deformación axial del acero de refuerzo en la interfaz muro-viga, se incorpora por medio de resortes longitudinales de longitud cero en los extremos de las vigas a los que se les asignan relaciones del comportamiento esfuerzo/deslizamiento.

Ding et al. (2018) propusieron un modelo mixto para la simulación numérica de muros acoplados de CR, el cual consiste en la combinación de elementos viga con secciones tipo fibra y elementos tipo cascarón. Los elementos de borde de los muros se representan con elementos viga-columna con secciones tipo fibra, mientras que el alma de los muros se modela con elementos tipo cascarón multicapas. Las vigas de acoplamiento se representan con elementos viga-columna con secciones tipo fibra desarrollados por Ding et al. (2017). Estos elementos capturan internamente las deformaciones por cortante de los elementos e incorporan la contribución a flexión del refuerzo diagonal. El deslizamiento del refuerzo en los extremos de la viga se considera mediante elementos adicionales ubicados en los extremo del elemento viga-columna desarrollados por Ding et al. (2017); a estos elementos se les asignan relaciones fuerza cortante-deslizamiento.

Para lograr la transferencia de fuerzas internas entre las vigas de acoplamiento y los muros, los grados de libertad de los nodos del muro ubicados en la altura de la viga se relacionan con los grados de libertad de los nodos en los extremos de las vigas de acoplamiento (Figura 2.7). Para ello, los nodos en los extremos de las vigas se definieron como nodos maestros y los nodos en los muros como nodos esclavos, los desplazamientos relativos entre ambos nodos en la dirección x y y se mantienen nulos para que la fuerza axial, el momento flexionante y la fuerza cortante puedan transferirse entre las vigas y los muros. La rotación de los nodos esclavos se relaciona linealmente con la rotación de los nodos maestros.

La estrategia de modelado propuesta por Ding et al. (2018), fue validada utilizando ocho ensayos experimentales encontrados en la literatura sobre sistemas de muros acoplados sujetos a carga cíclica. Según Ding et al. (2018) los resultados mostraron que la estrategia de modelado es capaz de reproducir el comportamiento global del sistema con una exactitud aceptable. A partir de las gráficas mostradas en su trabajo, se puede estimar que los modelos condujeron a sobrestimaciones en la resistencia de hasta 15% aproximadamente.

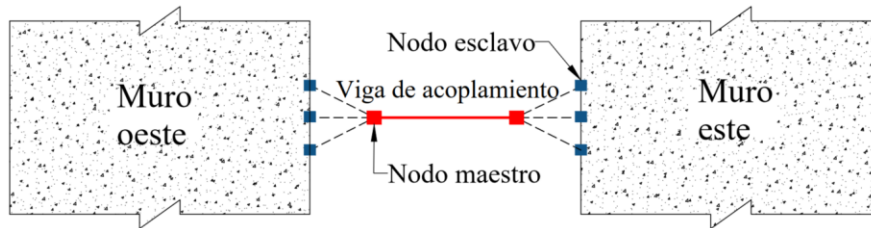


Figura modificada de Ding et al. (2018),

Figura 2.7. Estrategia de conexión de elementos viga a elementos cascarón propuesta por Ding et al. (2018), consiste en relacionar los grados de libertad de los nodos esclavos con los grados de libertad de los nodos maestros, para permitir la transferencia de fuerza axial, momento flector y cortante entre los muros y las vigas.

2.1.3 Modelos detallados o micro-modelos

Por su formulación, los modelos detallados como las técnicas de elementos finitos (EF) y los modelos de fisuración distribuida (Figura 2.1e) permiten sobrellevar muchas de las limitantes de los macro-modelos. Este tipo de modelos involucra el uso de elementos tipo membrana, esfuerzo plano, deformación plana, elementos cascarón o elementos tipo sólidos, cuyo comportamiento se describe a nivel material utilizando modelos constitutivos para el concreto y el acero de refuerzo. Lo anterior permite que estas técnicas se puedan aplicar a una amplia gama de configuraciones de elementos. Otra ventaja de los micro-modelos es que pueden proporcionar información más detallada sobre la respuesta local de los elementos, así como el estado de esfuerzo-deformación de los materiales y el mecanismo de falla de las estructuras.

Varios estudios han demostrado la capacidad de las técnicas de EF y de los modelos de fisuración distribuida para reproducir el comportamiento de elementos de CR. Sagaseta (2008) mostró la capacidad de estas técnicas para capturar la respuesta global y local de vigas de CR que fallan por cortante. Además, analizó la influencia que tiene la rugosidad de las grietas y la fractura del agregado en la transferencia de esfuerzos en las grietas y en la respuesta global de las vigas. Belletti *et al.* (2013a) utilizaron estas técnicas para reproducir el comportamiento de vigas pretensadas ante fuerzas cortantes y analizaron la influencia de diferentes parámetros de modelado en su resistencia a corte con la intención de generar recomendaciones para el modelado de este tipo de elementos. Mihaylov y Franssen (2017) utilizaron estas técnicas para reproducir el comportamiento global de vigas de acoplamiento cortas sin refuerzo diagonal con falla por compresión diagonal. En los 24 especímenes que analizaron obtuvieron predicciones adecuadas de la resistencia a corte de las vigas con un error promedio de 12% y un coeficiente de variación de 0.084. Además, los modelos capturaron adecuadamente los efectos de diferentes variables analizadas. Arnau *et al.* (2017) y Nabilah *et al.* (2020a) también demostraron la capacidad de las técnicas de EF para reproducir el comportamiento de vigas de acoplamiento alcanzando resultados adecuados, principalmente en la predicción de la capacidad de carga.

Por su parte, Kwan y Billington (2001) y Deaton (2013) utilizaron las técnicas de EF y los modelos de fisuración distribuida para reproducir la respuesta cíclica de las conexiones viga-columna. Deaton (2013) obtuvo predicciones de la resistencia máxima de las conexiones con errores promedio de 9.0% y de la energía disipada con errores promedio de 15.0%, lo cual es satisfactorio.

Las técnicas de EF y los modelos de fisuración distribuida también han sido empleados en la simulación de muros de CR, Damoni *et al.* (2014) y Jünemann *et al.* (2016) analizaron la capacidad de estas técnicas para reproducir la envolvente de la respuesta cíclica de muros de CR, estimando la resistencia con un error máximo de aproximadamente 9.0% en el caso de Damoni *et al.* (2014) y con un error entre 3.0-11.0% en el caso de Jünemann *et al.* (2016).

Arias-Lara *et al.* (2018 y 2017) analizaron la capacidad de las técnicas de EF y los modelos de fisuración distribuida para reproducir el comportamiento cíclico de muros de CR. Además, analizaron la influencia de diferentes configuraciones de modelado en la respuesta cíclica estimada para determinar la estrategia de simulación más adecuada para ser usada en el modelado numérico de edificios. Se hace hincapié en la influencia en la respuesta de los muros de diferentes tamaños de malla, modelos de acero y enfoques de fisuración distribuida. Se observó que el uso de elementos finitos grandes (200x280 mm) condujo a ajustes muy satisfactorios de la respuesta cíclica del muro estudiado con errores menores que 5% en términos de resistencia y menores que 10% en términos de la energía total disipada.

Por su parte Dashti *et al.*, (2017), analizó la eficacia de los modelos de fisuración distribuida para simular el comportamiento cíclico y los patrones de falla de muros rectangulares de CR con diferentes mecanismos de falla, alcanzando en todos los especímenes analizados un ajuste satisfactorio en términos de capacidad de carga. A partir de las gráficas mostradas en el estudio se estima que se obtuvieron valores de la resistencia máxima con un error máximo entre 5.0 y 8.5% respecto a la respuesta experimental. Además, lograron un buen ajuste en la respuesta cíclica, mecanismos de falla, patrones de agrietamiento y mostraron la capacidad del modelo para capturar la deformación fuera del plano en la zona a compresión de los bordes de los muros. Este resultado es muy alentador y puede considerarse como un punto a favor para este enfoque de modelado sobre otras técnicas disponibles en la literatura. Sin embargo, los modelos presentaron dificultades para reproducir el punto de falla experimental de los muros.

Kolozvari *et al.* (2019) compararon la capacidad de cinco estrategias de modelado basadas en modelos de fisuración distribuida para reproducir el comportamiento cíclico global y local de muros de CR, así como sus mecanismos de falla. Las estrategias analizadas son conceptualmente diferentes entre sí y se encuentran disponibles en cinco diferentes programas de análisis de EF. Debido a la disponibilidad y herramientas con las que cuenta cada programa de EF, en los modelos analizados se consideraron diferentes relaciones constitutivas para el concreto y el refuerzo, así como diferentes fenómenos físicos y tamaños de malla. Esta situación dificulta la comparación entre los modelos y no permite observar claramente la influencia de un parámetro u otro en las respuestas obtenidas.

Los resultados del trabajo de Kolozvari *et al.* (2019) mostraron que en general, los cinco enfoques de modelado analizados conducen a valores de resistencia a la fluencia, resistencia máxima y de la resistencia correspondiente al desplazamiento máximo de los muros con errores entre 10 y 20% respecto a los valores experimentales. En cuanto a los desplazamientos correspondientes a estos puntos, se observó que todos los modelos conducen a errores mayores, con valores entre 50 - 140%. En términos de rigidez, todos los modelos tienden a sobreestimar hasta tres veces la rigidez inicial. Mientras que las deformaciones por cortante y flexión se predicen con un error de $\pm 30\%$.

Además, Kolozvari *et al.* (2019) observaron, que todos los modelos estiman adecuadamente el inicio de los mecanismos de falla controlados por flexión y por la interacción flexión-cortante. Sin embargo, se observaron variaciones considerables entre los modelos en la predicción de la distorsión asociada a la pérdida de resistencia de los muros. Según Kolozvari *et al.* (2019) esta situación podría atribuirse

a las diferentes capacidades de los modelos para simular los mecanismos de pérdida de resistencia como ser el pandeo del refuerzo longitudinal o la inestabilidad fuera del plano. Los resultados del trabajo de Kolozvari *et al.* (2019) indican que la adecuada simulación de la pérdida de resistencia en muros de CR y la predicción de su capacidad de deformación última sigue siendo un desafío para la mayoría de las formulaciones actuales de EF. Además, señalan que, para contar con modelos de EF más eficientes para aplicaciones de ingeniería e investigación, es necesario superar las deficiencias actuales asociadas con las incertidumbres en la predicción de los mecanismos de degradación de resistencia. Así como, superar las complejidades y dificultades relacionadas al procesamiento de los resultados, tasa de convergencia y tiempo de análisis.

Parra-Torres (2015), Niroomandi *et al.* (2016) y Belletti *et al.* (2016), analizaron la inestabilidad lateral de muros sometidos a cargas unidireccionales y bidireccionales. A partir de los gráficos mostrados en estos estudios, se puede estimar que los modelos presentaron valores de la capacidad de carga con errores de $\pm 10\%$ respecto a los datos experimentales. Asimismo, estimaron los perfiles de deformaciones fuera del plano con errores de $\pm 30\%$ en diferentes etapas de carga. Además, en todos los casos, los modelos presentaron modos de falla acordes a los observados experimentalmente.

Cabe resaltar que en ninguno de los estudios mencionados en esta sección se evalúa la capacidad de las técnicas para reproducir la deformación última de los muros (Arias-Lara *et al.*, 2018, 2017; Belletti *et al.*, 2016; Dashti *et al.*, 2017; Kolozvari *et al.*, 2019; Niroomandi *et al.*, 2016; Parra-Torres, 2015). La estimación correcta de la capacidad de distorsión última de los muros es importante al momento de evaluar el desempeño de los edificios, particularmente cuando, por motivos de seguridad estructural, se necesita conocer la curva de capacidad de una edificación, así como su capacidad remanente. La distorsión última de los muros puede afectar la capacidad de distorsión última de una estructura y su mecanismo de falla, por lo tanto, si ésta no se estima adecuadamente, puede conducir a predicciones irreales de la capacidad de distorsión última del edificio.

Es importante notar que las técnicas de EF se han utilizado poco en la simulación del comportamiento de sistemas acoplados y de edificios completos. Malcolm (2015) hace uso de estas técnicas para estudiar la interacción entre las losas de entrepiso y las vigas de acoplamiento. Para ello, primero analiza el comportamiento en el plano de losas prefabricadas de CR de manera aislada; en esta etapa los resultados de los modelos mostraron un buen ajuste respecto a los datos experimentales. Luego, las losas fueron incorporadas en sistemas de muros acoplados diseñados en base a las normas NZS 3101:2006 y los resultados de los modelos se compararon con los del diseño. En este caso se observó que las losas de entrepiso tienden a restringir la deformación axial de las vigas de acoplamiento provocando incrementos en su resistencia de hasta 300% respecto a la capacidad supuesta en el diseño. Debido a este fenómeno, los sistemas de muros acoplados con losas de entrepiso analizados se comportaron como muros en voladizo, disipando menor cantidad de energía y concentrando su daño en la base de los muros en lugar de los extremos de las vigas. Estos resultados son muy interesantes, porque muestran la capacidad de las técnicas de EF y modelos de fisuración distribuida para capturar no sólo la respuesta global y local de elementos individuales sino también la influencia de la interacción entre los elementos (muros, losas y vigas de acoplamiento). Además, demuestra el potencial de estas técnicas para estudiar fenómenos y casos específicos en las estructuras e incrementar el conocimiento sobre su comportamiento.

Surumi *et al.* (2015), analizaron el comportamiento de las conexiones muro-losa mediante técnicas de EF con el enfoque de daño plástico del concreto logrando buenos ajustes, tanto en términos de la capacidad de carga, como del comportamiento cíclico. Sin embargo, en los resultados experimentales se observa mayor estrangulamiento de los ciclos histeréticos en las zonas donde se produce el cambio

de la dirección de carga. Surumi *et al.* (2015) atribuyen las discrepancias entre los resultados de los modelos y los experimentales a la pérdida de la adherencia entre el acero y el concreto en la zona de la conexión, el cual no fue capturado adecuadamente por el modelo numérico.

Belletti *et al.* (2017) analizó la capacidad de las técnicas de EF y los modelos de fisuración distribuida para reproducir el comportamiento dinámico no lineal de un edificio a escala $\frac{1}{4}$ ensayado en una mesa vibradora. Los modelos se elaboraron utilizaron elementos tipo cascarón curvos y adoptando el modelo de grieta fija para el concreto. Los resultados mostraron un ajuste satisfactorio en términos de la respuesta global y local del sistema (desplazamientos, espectros de aceleración, distorsiones de entrepiso y frecuencias del sistema). Ebrahimian *et al.*, (2018) utilizaron las técnicas de EF con modelos de fisuración distribuida para predecir el comportamiento de un edificio de cinco niveles a escala real antes de ser ensayado en una mesa vibradora. Luego del ensayo los resultados fueron comparados con los experimentales observándose un buen ajuste en términos de historias de aceleración de entrepiso. Para niveles bajos de intensidad sísmica el modelo condujo a sobrestimaciones en la distorsión de entrepiso y en los periodos de la estructura; estas discrepancias disminuyeron a medida incrementó la intensidad sísmica. También se observaron correlaciones adecuadas del comportamiento de las vigas y columnas, así como del patrón de agrietamiento.

Pérez-Liévana (2019) utilizó los modelos de EF y de fisuración distribuida para analizar el comportamiento de un edificio de 17 niveles instrumentado en la ciudad de Acapulco, México, ante un sismo registrado de moderada intensidad que provocó que la estructura incursionara en el comportamiento inelástico. Los resultados en términos de aceleraciones máximas, distorsiones de entrepiso, e historias de aceleración fueron muy similares a las registradas durante el sismo analizado, principalmente durante la fase intensa del sismo. Posteriormente, Pérez-Liévana (2019) analizó el comportamiento del edificio ante un sismo simulado de gran intensidad. Durante el análisis se identificaron las zonas donde se concentró el daño y se estimaron las demandas en el concreto y acero. Se observó que, ante este evento, la distorsión máxima del edificio fue menor que la distorsión permisible contra el colapso, esto significa que para el sismo analizado la estabilidad de la estructura no fue comprometida. Luego, Pérez-Liévana *et al.*, (2020) analizaron la influencia de la estrategia de modelado del sistema de entrepiso en la respuesta estimada del edificio de CR instrumentado. Para ello, se realizan análisis ante carga monótona creciente considerando la losa como diafragma rígido, con comportamiento lineal y con comportamiento no lineal. Los resultados mostraron curvas de carga diferentes con cada modelo, con variaciones importantes en la predicción del cortante basal para el mismo nivel de distorsión.

Los resultados de Belletti *et al.* (2017) y Pérez-Liévana (2019) demuestran que las técnicas de modelación con EF y modelos de fisuración distribuida son una herramienta numérica útil para la predicción de la respuesta no lineal de sistemas estructurales sometidos a cargas sísmicas y pueden ser útiles para la aplicación del enfoque de DSBD. Además, los resultados de estudios previos sobre elementos de CR demuestran que los modelos de EF y fisuración distribuida son una poderosa herramienta para explorar el comportamiento de elementos y sistemas de CR ante una gran variedad de condiciones (Belletti *et al.*, 2017, 2016, 2013a; Damoni *et al.*, 2014; Deaton, 2013; Jünemann *et al.*, 2016; Kolozvari *et al.*, 2019; Kwan y Billington, 2001; Niroomandi *et al.*, 2016; Parra-Torres, 2015; Pérez-Liévana, 2019; Sagaseta, 2008).

Uno de los inconvenientes de las técnicas de EF con base en modelos de fisuración distribuida es que requieren mucho tiempo y esfuerzo para la elaboración de los modelos de EF y además involucran una demanda computacional alta durante el análisis, por esta razón su uso tradicionalmente se ha limitado al análisis de elementos estructurales individuales. Además, el modelado y análisis no lineal

de estructuras de CR es una tarea compleja que requiere de conocimientos apropiados sobre el comportamiento mecánico de los materiales, análisis estructural y técnicas de análisis y solución numéricas, en combinación con experiencia en el uso de herramientas numéricas sofisticadas. Sin embargo, el continuo avance tecnológico, específicamente la evolución en las capacidades de las computadoras y la disponibilidad de programas de análisis comerciales con interfaces amigables (p.ej. VecTor2, LS-DYNA, y DIANA), han contribuido a reducir el tiempo y el costo computacional requerido y a facilitar la aplicación de estas técnicas en proyectos a escala real (Belletti *et al.*, 2017; Pérez-Liévana, 2019; Vásquez *et al.*, 2020). Sin embargo, para lograr este objetivo, todavía es necesario determinar configuraciones de modelado que maximicen la relación exactitud/costo computacional.

Es importante resaltar que estas técnicas requieren de la definición de muchos parámetros durante la generación de los modelos. De acuerdo con Belletti *et al.*, (2013a), quienes analizaron el comportamiento de vigas de CR utilizando este tipo de técnicas, los resultados obtenidos con estas técnicas dependen en gran medida de las elecciones de modelado del analista. Por ejemplo: tipo de elemento, tamaño de malla, modelos de grietas, modelos constitutivos de materiales y datos de las propiedades de los materiales, estrategias de solución, parámetros de convergencia, etc. En la Tabla 2.1 se resumen las características principales de modelado utilizadas en estudios previos que hacen uso de modelos de EF y de fisuración distribuida para el modelado de elementos de CR. Se observa que los estudios difieren entre sí respecto a las configuraciones de modelado adoptadas y los valores de entrada utilizados (Belletti *et al.*, 2016; Damoni *et al.*, 2014; Dashti *et al.*, 2017; Jünemann *et al.*, 2016; Kolozvari *et al.*, 2019; Niroomandi *et al.*, 2016; Parra-Torres, 2015). Los estudios también difieren respecto al tipo de carga aplicada en los ensayos (cíclica/monótona), y estrategia de solución utilizada. Esta situación dificulta a los usuarios de estas técnicas la selección de una configuración acorde a sus requerimientos. Por ello, para incrementar la confianza de los usuarios en estas técnicas es necesario establecer configuraciones de modelado utilizando en la medida de lo posible, los mismos modelos y parámetros.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

Tabla 2.1. Configuraciones de modelado utilizadas en estudios previos con modelos de EF y fisuración distribuida

Autor	Tipo de elemento	Mallado	Enfoque fisuración distribuida	Modelo a tensión concreto	Modelo a compresión concreto		Fisuración lateral	Acero de Refuerzo
					Sin confinar	Confinado		
Belletti <i>et al.</i> (2013a)	Esfuerzo plano 8 nodos	s.d.d.	Fisura fija $\beta = 0.1$	Modelo exponencial	Parabólico	s.d.d.	Vecchio y Collins (1993), $\beta_{min} =$ s.d.d.	Elasto-plástico con endurecimiento
Belletti <i>et al.</i> (2016)	Cascarón 4 nodos	Aprox.: 105x105 mm	Fisura fija $\beta = 0.03$	Modelo exponencial	Parabólico	Mander <i>et al.</i> (1988)	Vecchio y Collins (1993), $\beta_{min} = 0.6$	Monti y Nuti (1992)
Damoni <i>et al.</i> (2014)	Esfuerzo plano 8 nodos	Aprox.: 100x100 mm	Rotación de fisura y Fisura fija $\beta =$ lineal	Modelo exponencial	Parabólico	s.d.d.	Vecchio y Collins (1993), $\beta_{min} = 0.6$	Elasto-plástico con endurecimiento
Dashti <i>et al.</i> (2017)	Cascarón curvo 4 nodos	s.d.d.	Rotación de fisura	Belarbi y Hsu (1994)	Mander <i>et al.</i> (1988)	Mander <i>et al.</i> (1988)	No se considera	Menegotto y Pinto (1973)
Jünemann <i>et al.</i> (2016)	Esfuerzo plano 4 nodos	Aprox.: 200x200, 100x100, 50x50 y 25x25 mm	Rotación de fisura	Hordijk (1991)	Constante Parabólico Thorenfeldt Nakamura	Constante Parabólico Thorenfeldt Nakamura	Vecchio y Collins (1993), $\beta_{min} =$ s.d.d.	Elasto-plástico con endurecimiento exponencial
	Esfuerzo plano 4 nodos		Rotación de fisura	s.d.d.	Kent y Park, (1971)	Kupfer <i>et al.</i> (1969) y Richart <i>et al.</i> (1928)	Vecchio y Collins (1993), $\beta_{min} =$ s.d.d.	Seckin (1981)
Kolozvari <i>et al.</i> (2019)	Cascarón curvo 4 nodos	Aprox.: 100x100 a 200x200 mm	Rotación de fisura	Belarbi y Hsu (1994)	Chang y Mander (1994)	Chang y Mander (1994)	s.d.d.	Menegotto y Pinto (1973)
	Membrana		Rotación de fisura	Belarbi y Hsu (1994)	Thorenfeldt <i>et al.</i> (1987)	Thorenfeldt <i>et al.</i> (1987)	Belarbi y Hsu (1994),	Menegotto y Pinto (1973)
Niroomandi <i>et al.</i> (2016)	Cascarón curvo 4 nodos	Aprox.: 100 x175 a 150x175 mm	Rotación de fisura	Modelo de Hordijk	Mander <i>et al.</i> (1988)	Mander <i>et al.</i> (1988)	No se considera	Menegotto y Pinto (1973)
Tripathi <i>et al.</i> (2020)	Cascarón curvo 4 nodos	s.d.d.	Rotación de fisura	s.d.d.	Saatcioglu y Razvi (1992)	Saatcioglu y Razvi (1992)	No se considera	Menegotto y Pinto (1973)

s.d.d. =Sin datos disponibles

2.2 Modelos de fisuración distribuida

El desarrollo de modelos constitutivos para la simulación del agrietamiento del concreto ha sido un campo de gran interés y de acelerado crecimiento durante las últimas décadas. Debido a que el agrietamiento es un fenómeno localizado, el establecimiento de un modelo que represente adecuadamente este fenómeno es complejo (Karayannis, 2000). En la actualidad, dos de los enfoques más utilizados para la simulación del agrietamiento de concreto en el análisis no lineal de EF, son el enfoque de fisuración discreta y el enfoque de fisuración distribuida.

El enfoque de fisuración discreta fue propuesto por Ngo y Scordelis (1967) y modela el agrietamiento de forma realista, como una discontinuidad geométrica entre los EF. Sin embargo, implementar este enfoque en un modelo de EF no es sencillo, ya que la formación de las grietas implica un continuo cambio en la conectividad de los nodos de los EF. Además, durante el agrietamiento, la formación de la grieta se restringe únicamente a los bordes de los EF (Figura 2.8).

El enfoque de fisuración distribuida fue formulado por Rashid (1968) y permite sobrellevar las dificultades del enfoque de fisuración discreta. Rashid (1968) observó que en el concreto fisurado los sistemas de grietas se distribuyen de manera continua sobre el volumen de concreto, por ello, el enfoque de fisuración distribuida postula que el agrietamiento puede ser representado adecuadamente por micro fisuras paralelas distribuidas sobre el EF como un continuo. Este enfoque permite la descripción del agrietamiento del concreto mediante relaciones esfuerzo-deformación, previo al agrietamiento, el comportamiento del concreto se representa adecuadamente mediante un modelo de material elástico-lineal isotrópico, los parámetros requeridos son el módulo de elasticidad E y el coeficiente de Poisson ν . Luego de producirse el agrietamiento el comportamiento del concreto se representa mediante un modelo ortotrópico, los ejes de ortotropía se determinan de acuerdo con las condiciones de la grieta y se adoptan diagramas esfuerzo-deformación para representar la pérdida de resistencia del concreto con el incremento del agrietamiento. El enfoque de fisuración distribuida es atractivo, porque preserva la topología del mallado original de EF (Figura 2.8), y además porque no impone restricciones respecto a la orientación de los planos de las grietas.

Los modelos de fisuración distribuida comúnmente se formulan con base en el concepto de deformación total o el concepto de descomposición de deformación. Este último consiste en dividir la deformación total (ϵ_t) en dos componentes: la deformación debida al concreto entre las grietas y la deformación o abertura de la grieta en sí ($\epsilon_t = \epsilon_{co} + \epsilon_{cr}$), lo que permite combinar diferentes tipos de modelos para el concreto. Los modelos de fisuración distribuida con base en deformaciones totales implementados en el programa Diana se desarrollaron siguiendo la teoría propuesta por Vecchio y Collins (1986). Dentro del enfoque de fisuración distribuida, existen dos opciones disponibles en el programa para representar la inclinación de la grieta: el modelo de grieta fija y el modelo de rotación de grieta.

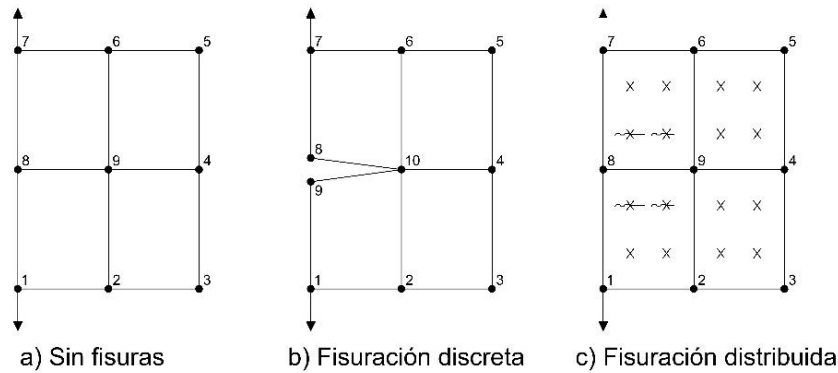


figura modificada de Pettersen, (2014)

Figura 2.8. Agrietamiento modelado mediante los enfoques de fisuración discreta y distribuida, a) modelo sin fisuras, b) representación de la fisura en los modelos de fisuración discreta y c) representación de la fisura en los modelos de fisuración distribuida

2.2.1 Modelos de grieta fija

El modelo de grieta fija se basa en la naturaleza física de la grieta. En este modelo, la dirección de la grieta se mantiene fija durante todo el proceso computacional y las relaciones esfuerzo-deformación del concreto se evalúan en un sistema coordenado fijo. Este sistema coordenado se alinea respecto a la dirección de las deformaciones principales al momento del primer agrietamiento.

Cuando el concreto se agrieta, el contacto entre las superficies de la grieta genera la transferencia de esfuerzos cortantes, sin embargo, a medida que el contacto disminuye por la apertura de la grieta, la capacidad del concreto agrietado a cortante se reduce. Para tomar en cuenta tal efecto, en el enfoque de fisura fija se requiere definir un modelo de comportamiento post-fisuración a cortante. Para ello, usualmente se reduce la rigidez a corte por medio de un factor de retención de cortante (β). Como se observa en la Figura 2.9 una práctica común es suponer un factor β constante, no obstante, estudios experimentales han demostrado que la rigidez a cortante posterior al agrietamiento no es constante, sino que decrece a medida incrementa el ancho de la grieta (Rots J. G., 1989). Por ello, algunos autores sugieren adoptar un factor β que disminuya a medida incrementa la deformación de la grieta (Damoni *et al.*, 2014)

Uno de los inconvenientes del modelo de grieta fija, es que existen incertidumbres respecto a la influencia que el comportamiento post-fisuración a cortante considerado puede presentar en la respuesta del modelo. Además, la adopción de un modelo para describir el comportamiento a cortante en el elemento incrementa el número de parámetros y modelos que requieren ser calibrados durante el análisis.

Kwan y Billington (2001) analizaron diferentes factores de reducción de cortante entre $\beta = 0.2 - 0.05$ para la simulación del comportamiento cíclico de vigas de CR. En todos los casos analizados se observó que el modelo de grieta fija tiende a sobrestimar la transferencia de cortante en las grietas. Esto coincide con lo señalado por las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017), que indican que el enfoque de fisura fija puede sobrestimar la resistencia de las estructuras.

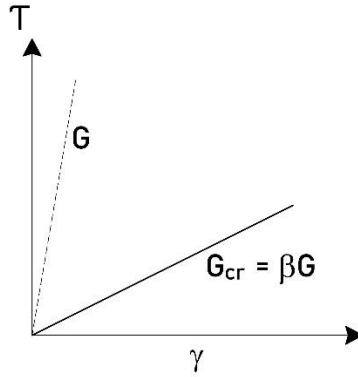


Figura modificada de DIANA FEA, (2019)

Figura 2.9 Reducción de rigidez a cortante (G) mediante factor β constante, (G_{cr} = rigidez a cortante reducida; τ = esfuerzo cortante y γ = deformación a cortante).

2.2.2 Modelos de rotación de grieta

A diferencia del enfoque de grieta fija, en el enfoque de rotación de grieta la orientación de la grieta gira respecto a los ejes de la deformación principal durante el proceso computacional y las relaciones esfuerzo-deformación del concreto se evalúan en los ejes de las deformaciones principales. Debido a ello, no se requiere modelar explícitamente la transferencia de cortante a lo largo de las grietas y por lo tanto, no se requiere la adopción de un factor de retención de cortante. Esto representa una ventaja para el modelo de rotación de grieta, ya que no requiere de la calibración y selección de parámetros adicionales de modelado. Además, este modelo ha sido utilizado por varios autores en el análisis de elementos de CR logrando predicciones satisfactorias de su comportamiento cíclico (Damoni *et al.*, 2014; Dashti *et al.*, 2017; Jünemann *et al.*, 2016; Parra-Torres, 2015). Asimismo, es el enfoque que sugieren las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017) para el modelado del concreto ya que, a diferencia del modelo de grieta fija, no sobrestima la resistencia de las estructuras.

2.3 Modelos constitutivos de los materiales

2.3.1 Comportamiento del concreto a tensión

Como es bien conocido, la resistencia a tensión del concreto (f_t) es relativamente baja en comparación a la resistencia a compresión del concreto (f_c) ($f_t \approx 0.1f_c$) y puede estimarse utilizando la Ec. 2.1 indicada en el *Model Code* (2010).

$$f_t = 0.3 \cdot (f_c')^{2/3} \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde, f_c' es la resistencia específica del concreto a compresión

La respuesta esfuerzo-deformación de un espécimen de concreto ante carga de tensión uniaxial es similar a la observada en la Figura 2.10. La respuesta es aproximadamente lineal hasta alcanzar niveles de resistencia cercanos a la resistencia máxima a tensión del concreto; cerca de este punto, la respuesta se suaviza debido al crecimiento de las micro-fisuras presentes en la interfaz entre los agregados y el cemento. A medida que alcanza la resistencia máxima a tensión, las deformaciones en el concreto se localizan fuertemente en una banda estrecha llamada zona de proceso de fractura y las

microfisuras presentes en el concreto se fusionan generando fisuras macroscópicas. A partir de este punto, la capacidad de resistencia a tensión en el concreto se reduce. Este fenómeno se representa con el suavizado de la curva esfuerzo-deformación del concreto. Es importante notar que esta respuesta depende en gran medida de la composición del concreto.

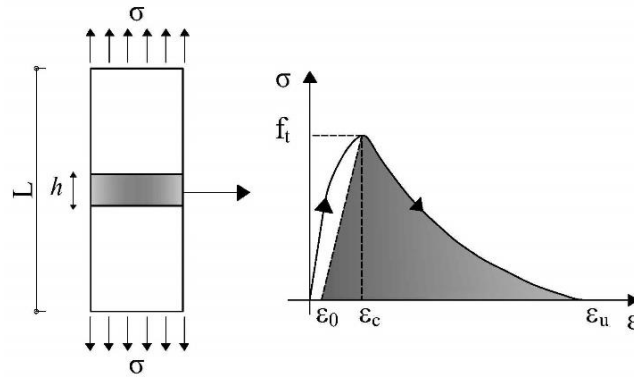


Figura modificada de Pimentel, (2011)

Figura 2.10. Curva esfuerzo-deformación del concreto ante carga uniaxial de tensión, h = ancho de banda de grieta, f_t = resistencia máxima a tensión del concreto, ϵ_0 =deformación elástica a tensión, ϵ_c = deformación correspondiente a la resistencia máxima de tensión y ϵ_u = deformación última de tensión del concreto.

Bazant y Oh (1983) propusieron simplificar la distribución real de las deformaciones en el concreto suponiendo que las deformaciones en la “zona de proceso de fractura” se localizan sobre una longitud finita. El ancho sobre el cual se desarrolla la zona de proceso de fractura fue denominado ancho de banda de grieta h (Figura 2.10), esta simplificación permite considerar un material heterogéneo como un continuo. Este concepto es utilizado en los modelos de fisuración distribuida y el ancho de banda de grieta es considerado como un parámetro de modelado.

En el programa DianaFEA el valor de h puede ser definido por el usuario o puede determinarse utilizando un procedimiento automático. En este sentido, las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017) sugieren un procedimiento automático basado en las dimensiones del EF y en la dirección de la fisura. Siguiendo esta recomendación, en este trabajo se seleccionó el modelo Govindjee *et al.* (1995) el cual se encuentra disponible en el programa Diana. Este método considera el ancho de banda de grieta como la longitud proyectada del elemento que contiene la grieta sobre el plano de grieta; por lo tanto, además del tamaño del elemento, este método también considera la relación de aspecto del elemento y la orientación de la grieta. En el modelo de Govindjee *et al.* (1995) el ancho de banda del concreto en tensión depende de la dirección principal de la deformación de tensión y de las dimensiones del elemento en esa dirección, mientras que el ancho de banda del concreto en compresión depende la dirección principal de las deformaciones de compresión y de la dimensión del EF en dicha dirección.

En la literatura se pueden observar diferentes modelos numéricos para reproducir el comportamiento a tensión del concreto, tales como el modelo de Hordijk (1991), el modelo de suavizado lineal, el modelo de suavizado exponencial, así como los modelos propuestos por el *Model Code* (2010) y el JSCE (2007), entre otros.

Siguiendo las recomendaciones de las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017), para este trabajo se adopta el modelo de suavizado exponencial (Figura 2.11) el cual ha sido empleado en estudios previos en los que se han logrado estimaciones satisfactorias de la respuesta cíclica de elementos de CR (Belletti *et al.*, 2012, 2013; Damoni *et al.*, 2014; Ebrahimian, 2015; Engen *et al.*, 2015). Como se ilustra en la Figura 2.11, el modelo exponencial se basa en la energía de fractura, por ello, la rama post-resistencia máxima se representa en función de f_t , G_f y h , donde G_f es la energía de fractura a tensión.

La energía de fractura a tensión del concreto se define como la energía disipada por unidad de área de la superficie de fractura durante la formación de la grieta. Para este trabajo, los valores de energía de fractura a tensión requeridos se estimaron de acuerdo con el *Model Code* (2010) mediante la Ec. 2.2. La representación de la rama post-resistencia máxima a tensión del concreto en términos de la energía de fractura y del ancho de banda de grieta además permite evitar los efectos debidos al tamaño de malla en el análisis de EF como se describe en la sección 2.5.4.

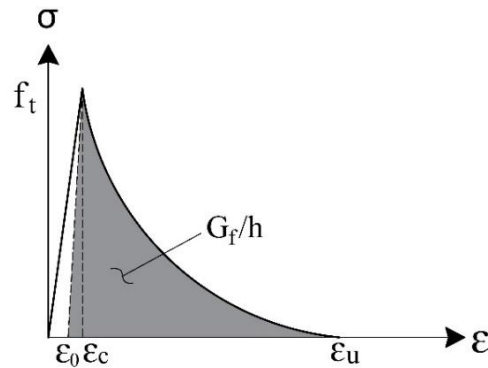


Figura modificada de DIANA FEA, (2019)

Figura 2.11. Modelo exponencial para la respuesta a tensión del concreto, f_t = resistencia máxima a tensión del concreto, ε_0 =deformación elástica a tensión, ε_c = deformación correspondiente a la resistencia máxima de tensión y ε_u = deformación última de tensión del concreto.

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0.18} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde:

G_f : Energía de fractura a tensión del concreto

f_{cm} : Resistencia media a compresión del concreto

2.3.2 Comportamiento del concreto a compresión

El comportamiento a compresión del concreto es uno de los aspectos más importantes a considerar en la modelación de estructuras de concreto reforzado. Debido a su condición heterogénea, es bien sabido que el comportamiento del concreto depende de su composición. La respuesta esfuerzo-deformación del concreto en compresión uniaxial se suele obtener a partir de ensayos experimentales con cilindros de concreto y es similar a la observada en la Figura 2.12. La respuesta del concreto presenta una rama ascendente hasta alcanzar la resistencia máxima de compresión, a partir de este punto, la capacidad de resistencia a compresión en el concreto se reduce y se presenta el suavizado

de la curva esfuerzo-deformación del concreto. La pendiente inicial de la curva se relaciona con el módulo de Young o módulo de elasticidad del material (E).

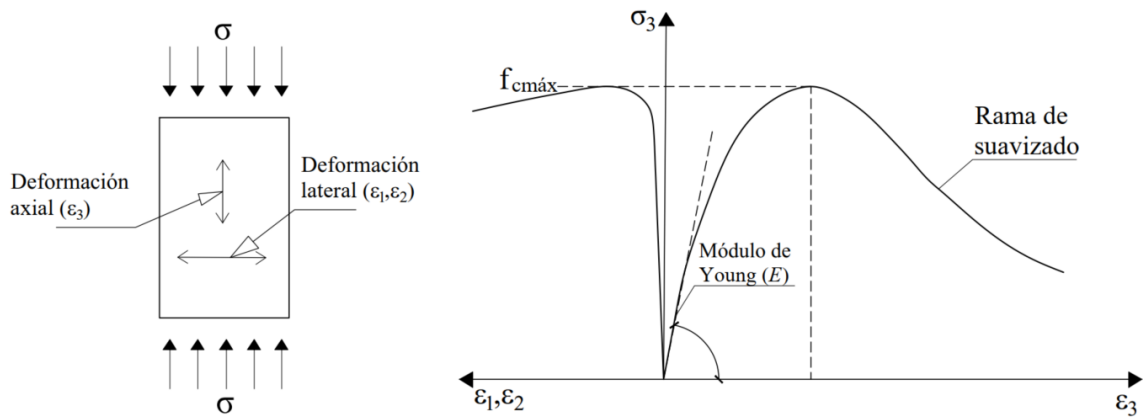


Figura 2.12. Curva esfuerzo-deformación del concreto ante carga uniaxial de compresión, $\sigma_3 =$ esfuerzo a compresión del concreto (en la dirección principal tres), $\epsilon_3 =$ deformación a compresión del concreto (en la dirección principal tres), ϵ_1 y $\epsilon_2 =$ deformaciones laterales del concreto (en las direcciones principales uno y dos), $f_{c\text{máx}} =$ esfuerzo máximo a compresión del concreto.

En la literatura se pueden encontrar modelos numéricos para representar el comportamiento a compresión del concreto. Entre los más utilizados para el modelado con EF están el modelo parabólico simétrico de Hognestad (1951), el modelo de Thorenfeldt *et al.* (1987), el modelo parabólico asimétrico propuesto por Feenstra (1993); así como los modelos propuestos por el Model Code (2010) y el EN 1992-1-1 (2004). En este trabajo se adopta el modelo parabólico propuesto por Feenstra (1993) ya que es el modelo recomendado por las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017) para reproducir el comportamiento del concreto. Además, el modelo parabólico condujo a los mejores resultados en el análisis llevado a cabo por Jünemann *et al.* (2016), en el cual se analizó la influencia de diferentes modelos para el concreto a compresión en la respuesta envolvente de muros de CR. Este modelo ha sido utilizado previamente en el modelado de elementos de CR alcanzando resultados satisfactorios en la predicción de su respuesta cíclica (Arias-Lara *et al.*, 2018, 2017; Belletti *et al.*, 2013a, 2012; Damoni *et al.*, 2014; Ebrahimian, 2015; Engen *et al.*, 2015; Jünemann *et al.*, 2016; Parra-Torres, 2015; Pérez-Liévana, 2019).

El comportamiento post-resistencia máxima del modelo parabólico se define por la energía de fractura a compresión y por el ancho de banda de la grieta. Esto permite reducir los efectos del tamaño de malla que se inducen durante la localización del daño en el concreto. El modelo parabólico propuesto por Feenstra (1993) se muestra en la Figura 2.13 y consiste en tres ramas definidas con las Ecs. 2.3 - 2.6. La energía de fractura del concreto no confinado requerida por el modelo se obtiene a partir de la Ec. 2.7 propuesta por Nakamura y Takeshi, (1999) y adoptada por las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017).

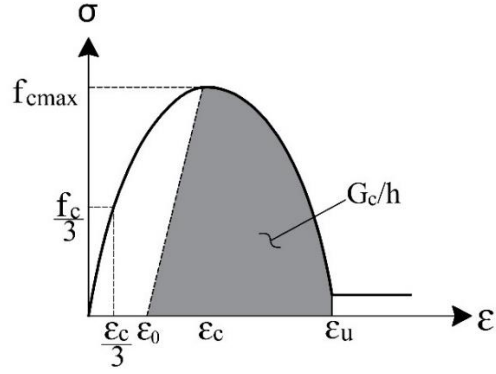


Figura modificada de DIANA FEA, (2019)

Figura 2.13. Modelo parabólico propuesto por Feenstra (1993) para el concreto a compresión

$$\epsilon_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E} \quad \text{Ec. 2.3}$$

$$\epsilon_c = -\frac{5}{3} \frac{f_c}{E} \quad \text{Ec. 2.4}$$

$$\epsilon_u = \min \left(\epsilon_c - \frac{3}{2} \frac{G_c}{h f_c}, 2.5\epsilon_c \right) \quad \text{Ec. 2.5}$$

$$f_c = \begin{cases} -f_c \frac{1}{3} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c/3}} & \text{si } \epsilon_{c/3} < \epsilon_j \leq 0 \\ -f_c \frac{1}{3} \left(1 + 4 \left(\frac{\epsilon_j - \epsilon_{c/3}}{\epsilon_c - \epsilon_{c/3}} \right) - 2 \left(\frac{\epsilon_j - \epsilon_{c/3}}{\epsilon_c - \epsilon_{c/3}} \right)^2 \right) & \text{si } \epsilon_c < \epsilon_j \leq \epsilon_{c/3} \\ -f_c \left(1 - \left(\frac{\epsilon_j - \epsilon_c}{\epsilon_u - \epsilon_c} \right)^2 \right) & \text{si } \epsilon_u < \epsilon_j \leq \epsilon_c \\ 0 & \text{si } \epsilon_j \leq \epsilon_u \end{cases} \quad \text{Ec. 2.6}$$

$$G_c = 250 \cdot G_f \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde:

h : ancho de banda de grieta

G_c : Energía de fractura a compresión del concreto

f_c : esfuerzo a compresión del concreto

E = módulo de elasticidad del concreto

G_f = Energía de fractura del concreto a tensión, estimada con Ec.2.2

2.3.3 Confinamiento del concreto

Varios autores han demostrado que el confinamiento del concreto conduce a incrementos importantes en su resistencia a compresión, su capacidad de deformación y su energía de fractura (Karthik y Mander, 2011; Kent y Park, 1971; Lowes *et al.*, 2016; Mander *et al.*, 1988; Saatcioglu y Razvi, 1992). En la Figura 2.14 se comparan las respuestas esfuerzo-deformación del concreto confinado y sin confinar; se observa que su resistencia, así como el área bajo la curva del concreto confinado es considerablemente mayor a la del concreto sin confinar.

La inadecuada consideración de este fenómeno en el modelado de estructuras de CR puede generar predicciones erróneas en su comportamiento. Tal como el caso de Nilsen-Nygaard (2015) y Pettersen (2014) quienes analizaron el comportamiento de muros de CR ante cargas monótonas. Para reproducir el comportamiento del concreto confinado y sin confinar utilizaron el modelo parabólico (Feenstra, 1993) y la resistencia a compresión del concreto confinado se calculó mediante la propuesta de Selby y Vecchio (1993). Sin embargo, en ambos casos el valor de energía de fractura del concreto confinado se mantuvo igual que la del concreto sin confinar, por lo tanto, la deformación última del concreto confinado tampoco se modificó (se mantuvo el mismo valor de la deformación última del concreto sin confinar). Esto provocó que los modelos presentaran falla prematura y fue imposible predecir la capacidad última de carga de los muros analizados.

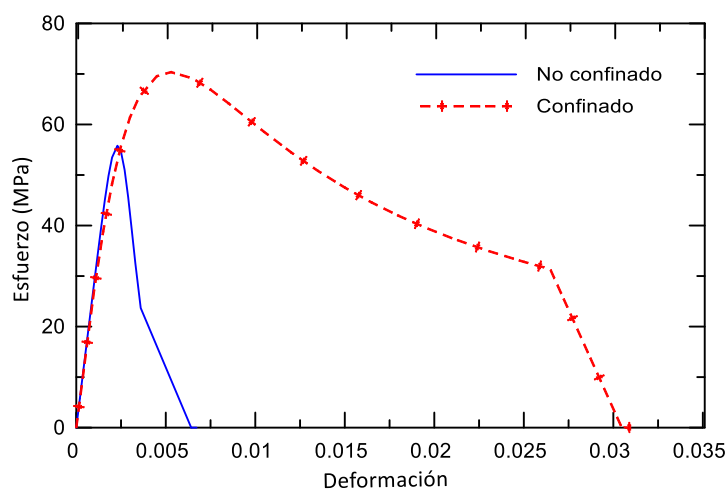


Figura 2.14. Comparación de la respuesta esfuerzo-deformación del concreto confinado y sin confinar mediante el modelo de Mander *et al.* (1988)

La estimación de las características esfuerzo-deformación del concreto confinado ha sido tema de estudio de muchos investigadores. Los resultados de múltiples estudios experimentales han permitido formular diversos modelos sobre el comportamiento del concreto confinado (Karthik y Mander, 2011; Kent y Park, 1971; Mander *et al.*, 1988; Saatcioglu y Razvi, 1992).

En este trabajo se utiliza el modelo propuesto por Mander *et al.* (1988) y Karthik y Mander (2011), los cuales tienen la ventaja de ser aplicable a cualquier tipo de confinamiento (estribos rectangulares, circulares o helicoidales, con o sin ganchos suplementarios), además, considera los efectos por carga cíclica y por la tasa de deformación. Por ello, es uno de los modelos más utilizados en la literatura para considerar el confinamiento en el modelado de estructuras de CR (Álvarez, 2020; Belletti, Damoni, y Gasperi, 2013; Dashti *et al.*, 2017; Jünemann *et al.*, 2016; Kolozvari y Wallace, 2016; Lowes *et al.*, 2016; Niroomandi *et al.*, 2021; Orakcal *et al.*, 2006; Panagiotou *et al.*, 2012).

En el modelo propuesto por Mander *et al.* (1988) y Karthik y Mander (2011), la relación entre la resistencia del concreto confinado y el concreto sin confinar (K) se estima mediante la Ec. 2.8:

$$K = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad \text{Ec. 2.8}$$

Donde:

b_c y d_c : son las dimensiones del estribo entre ejes en la dirección x y y ,

w'_i : es la distancia libre entre las barras longitudinales adyacentes (Figura 2.6),

s' : es la distancia libre entre los estribos,

ρ_{cc} : es la cuantía del acero longitudinal estimado como el área del acero longitudinal entre el área del núcleo de concreto

Los parámetros de la Ec. 2.8. se definen en la Figura 2.15, la resistencia a compresión del concreto confinado (f'_{cc}) y su correspondiente deformación (ϵ_{cc}) se definen por las Ecs. 2.9 y 2.10, mientras que la del concreto confinado (f'_{cc-ult}) y su correspondiente deformación (ϵ_{cc-ult}) se definen por las Ecs. 2.11 y 2.12.

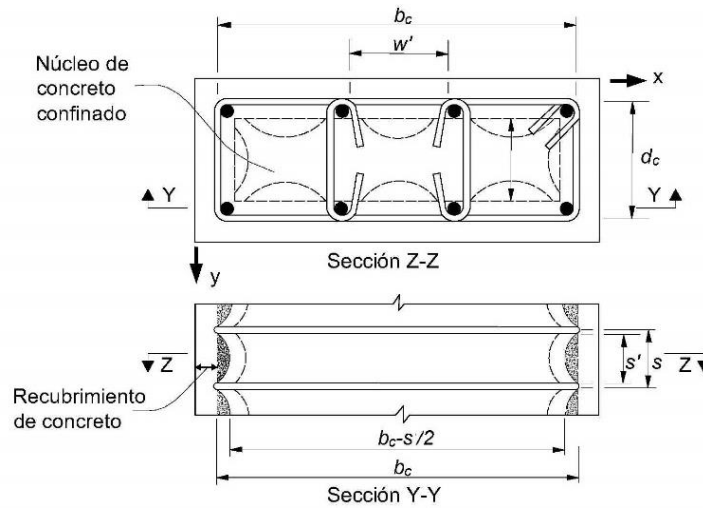


Figura modificada de Mander *et al.* (1988)

Figura 2.15. Parámetros del modelo de Mander *et al.* (1988) y Karthik y Mander (2011); b_c y d_c = dimensiones del estribo en la dirección x y y ; w'_i = distancia libre entre las barras longitudinales adyacentes y s' = distancia libre entre los estribos.

$$f'_{cc} = K f'_c \quad \text{Ec. 2.9}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} [1 + 5(K - 1)] \quad \text{Ec. 2.10}$$

$$f'_{cc-ult} = 12 + f'_c (K - 1) \quad \text{Ec. 2.11}$$

$$\varepsilon_{cc-ult} = 5\varepsilon_{cc} \quad \text{Ec. 2.12}$$

La energía de fractura a compresión del concreto confinado es estimada siguiendo el procedimiento propuesto por Jünemann *et al.* (2016), el cual consiste en relacionar las áreas bajo la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado y del concreto sin confinar considerando que ambas corresponden a un elemento del mismo tamaño. El ancho de banda (h) del concreto sin confinar se estima mediante la Ec.2.13; una vez conocido el valor de h , la energía de fractura del concreto confinado se puede estimar con la Ec. 2.14.

$$h = \frac{G_{uc}}{\int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_u} \sigma_{uc}(\varepsilon) d\varepsilon} \quad \text{Ec. 2.13}$$

$$G_{cc} = h \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_u} \sigma_{cc}(\varepsilon) d\varepsilon \quad \text{Ec. 2.14}$$

Donde:

G_{uc} : energía de fractura del concreto sin confinar estimado mediante la Ec. 2.7 y Ec. 2.2

$\sigma_{uc}(\varepsilon)$: curva de comportamiento esfuerzo-deformación del concreto sin confinar

G_{cc} : energía de fractura del concreto confinado

$\sigma_{cc}(\varepsilon)$: curva de comportamiento esfuerzo-deformación del concreto sin confinar

2.3.4 Dependencia del tamaño de malla

Cuando las estructuras de concreto fallan, usualmente el daño se concentra en ciertas regiones de los elementos; este fenómeno de localización del daño se presenta tanto en el concreto a tensión como en el concreto a compresión y se representa numéricamente mediante el suavizado de la rama post-resistencia máxima de la curva esfuerzo-deformación del concreto.

Cuando en los modelos de EF se adoptan leyes de comportamiento que involucran efectos de suavizado, los resultados son usualmente influenciados por efectos del tamaño de malla (Bažant *et al.*, 1984, 1986, 1994; Belytschko *et al.*, 1986; Jünemann *et al.*, 2016; Lowes *et al.*, 2016). La sensibilidad al tamaño de malla puede conducir a modos de falla incorrectos, así como a problemas de convergencia y resultados físicamente inválidos.

Para ilustrar este fenómeno, Lowes *et al.* (2016) compararon las respuestas estimadas carga-desplazamiento de un muro de CR con diferentes tamaños de malla. Para ello, dividieron la altura de entrepiso en 2, 3 y 4 elementos (Figura 2.16); en todos los modelos utilizaron la misma curva de comportamiento esfuerzo-deformación para el concreto. Se pudo observar que los modelos condujeron a valores de distorsiones máximas diferentes entre sí, siendo el modelo con elementos finitos más pequeños (4 elementos/entrepiso) el que condujo a los valores de distorsión máxima más bajos. Esto sucede porque al aplicar las mismas demandas de desplazamiento a diferentes tamaños de malla, los elementos finitos más pequeños (mallas más refinadas) presentarán mayores deformaciones. Si se utiliza la misma curva esfuerzo-deformación del concreto para todos los tamaños de malla, los elementos pequeños simulan una pérdida de resistencia más rápida con el incremento de la demanda que los elementos finitos más grandes.

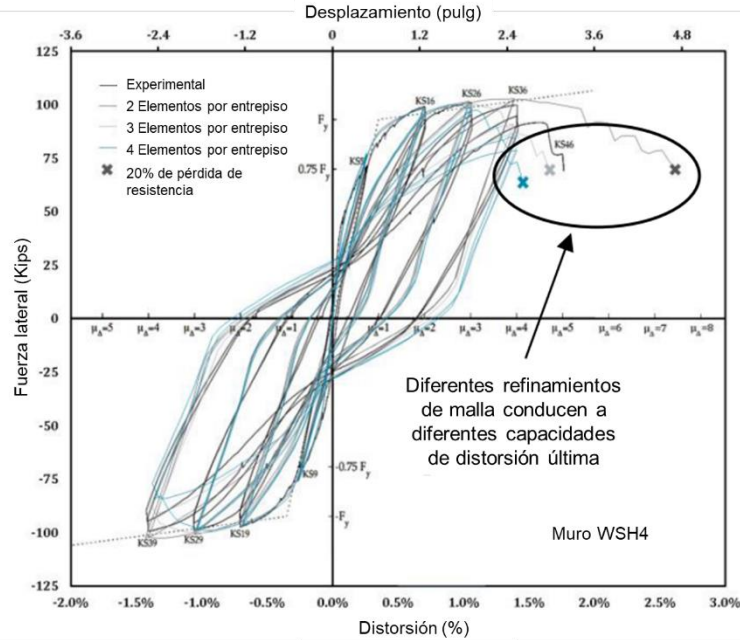


Figura modificada de Lowes et al. (2016).

Figura 2.16. Respuesta carga-desplazamiento utilizando diferentes tamaños de malla: malla grande (2 elem./entrepiso), malla mediana (3 elem./entrepiso) y malla pequeña (4 elem./entrepiso), sin regularizar propiedades del concreto por efectos del tamaño de malla.

Para evitar esta localización excesiva e irreal de daño por el efecto del tamaño de malla, varios autores sugieren que las propiedades del concreto deben ser regularizadas, es decir, que la curva esfuerzo-deformación del concreto asignada en el modelo debe ser ajustada de acuerdo con el tamaño de elemento finito utilizado. De este modo, la deformación última del concreto a compresión (ϵ_u) queda definida mediante Ec. 2.15 y 2.16

$$\epsilon_u = \frac{2G_c}{f'_c h} + \epsilon_0 \quad \text{Ec. 2.15}$$

$$\epsilon_0 = \epsilon_c - \frac{f'_c}{E_c} \quad \text{Ec. 2.16}$$

Donde:

G_c : energía de fractura del concreto a compresión,

h : longitud del elemento finito utilizado (barra o cascarón)

En este sentido, Jansen y Shah (1997), Nakamura y Takeshi, (1999) y Van Mier (1986) llevaron a cabo una serie de ensayos de compresión uniaxial utilizando cilindros y prismas de concreto con diferentes alturas y demostraron que el ancho de la banda sobre el cual se localiza el daño por aplastamiento en el concreto, al igual que la energía de fractura a compresión son parámetros aproximadamente constantes independientemente de la altura del cilindro. La energía de fractura se puede relacionar con el área bajo la curva esfuerzo-deformación del concreto (Figura 2.11 y Figura 2.13) por ello, una manera de regularizar las propiedades del concreto por efectos del tamaño de

mallas, es controlando el proceso de agrietamiento mediante la energía de fractura y el ancho de grieta, utilizando para ello, modelos constitutivos basados en estos parámetros (Bažant, 1986; Bažant *et al.*, 1984, 1994; Belytschko *et al.*, 1986; Jünemann *et al.*, 2016; Lowes *et al.*, 2016; Markeset y Hillerborg, 1995).

En la Figura 2.17 se presenta la respuesta carga-desplazamiento estimada por Lowes *et al.* (2016), para el muro analizado anteriormente y con los mismos tamaños de malla. Pero en este caso, Lowes *et al.* (2016) regularizaron las propiedades del concreto con base en la energía de fractura. Se puede observar que todos los modelos conducen al mismo punto de falla, lo cual ejemplifica la importancia de la regularización de las propiedades de los materiales por efectos del tamaño de malla. Asimismo, estos resultados indican que el procedimiento seguido para la regularización de las propiedades del concreto por el tamaño de malla funciona adecuadamente.

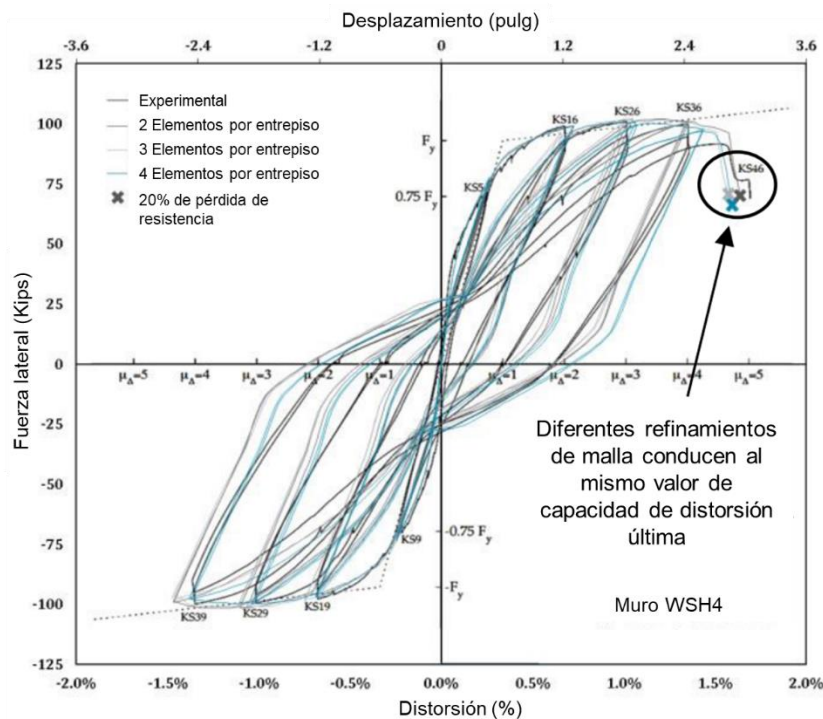


Figura modificada de Lowes et al. (2016).

Figura 2.17. Respuesta carga-desplazamiento utilizando diferentes tamaños de malla: malla grande (2 elem./entrepiso), malla mediana (3 elem./entrepiso) y malla pequeña (4 elem./entrepiso), con propiedades del concreto regularizadas para considerar los efectos del tamaño de malla.

El programa DianaFEA dispone de varios modelos constitutivos para reproducir el comportamiento del concreto a tensión basados en energía de fractura y en el ancho de banda de la grieta, entre ellos el modelo exponencial, el cual es adoptado en este trabajo. En cambio, para reproducir el comportamiento a compresión del concreto, únicamente el modelo parabólico satisface este requerimiento. Cuando se adoptan estos modelos, el programa DianaFEA ajusta automáticamente la rama post-resistencia máxima de la curva esfuerzo-deformación del concreto acorde al tamaño del EF utilizado y con base en el valor de energía de fractura asignado y el ancho de banda de la grieta.

2.3.5 Efecto del coeficiente de Poisson

Cuando un espécimen de concreto simple es sometido a cargas axiales de tensión o compresión, sus deformaciones laterales se ven determinadas por el efecto de Poisson. Si en el espécimen, los desplazamientos laterales son restringidos, el efecto de Poisson provoca un confinamiento lateral pasivo. Para ejemplificar este fenómeno se realizó un modelo numérico de un EF de concreto sometido a una carga vertical de compresión incremental. Como se observa en la Figura 2.18 el elemento se fijó en su base y los desplazamientos laterales fueron restringidos. Se analizaron dos opciones considerando un coeficiente de Poisson $\nu = 0.0$ y un coeficiente constante $\nu = 0.2$. La Figura 2.18 muestra que los esfuerzos en la dirección transversal a la carga son nulos cuando no se considera el coeficiente de Poisson ($\nu = 0.0$), en cambio al considerar el valor constante $\nu = 0.2$ los niveles de esfuerzos incrementan considerablemente. En ambos casos la deformación en la dirección x fue nula.

Es importante resaltar que a medida que el concreto se agrieta, el efecto de Poisson disminuye. Como señalan Pimentel (2004) y Sagaseta (2008), luego del agrietamiento del concreto las deformaciones elásticas (ϵ_e) en el concreto disminuyen. La reducción de estas deformaciones puede ser capturada en los métodos basados en la descomposición de deformaciones pero no en los métodos basados en deformaciones totales. Por esta razón, la consideración de un valor constante del coeficiente de Poisson en los modelos basados en deformaciones totales conduce a la sobreestimación de los valores de deformación transversal del elemento luego del agrietamiento. Según Pimentel (2004) y Sagaseta (2008), este fenómeno es más crítico en el caso de grandes aperturas de grietas, ya que la apertura de la grieta (ϵ_{cr}) es tomada en cuenta en la estimación de la deformación transversal del elemento de concreto, lo cual es incorrecto. Esto conduce a perturbaciones importantes en el campo de esfuerzos del elemento y puede conducir a resultados irreales en la respuesta de elementos de CR tal como observó Belletti *et al.* (2012).

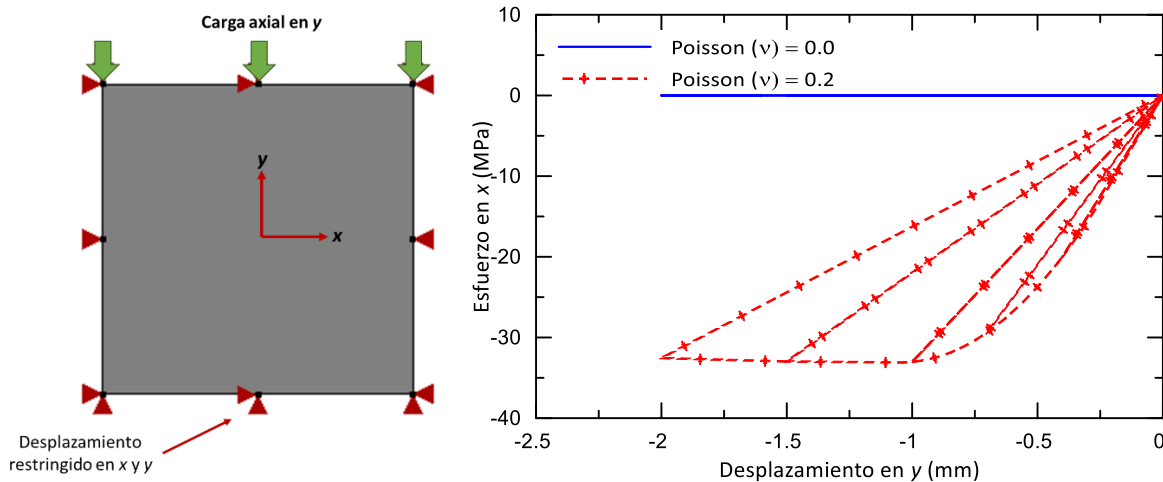


Figura 2.18. Comparación de los esfuerzos transversales obtenidos al utilizar un coeficiente de Poisson $\nu = 0.0$ y un coeficiente constante $\nu = 0.2$

Para tomar en cuenta este fenómeno en los modelos de fisuración distribuida formulados bajo el concepto de deformaciones totales, es necesaria la adopción de un modelo que permita reducir el valor del coeficiente de Poisson a medida que incrementan las deformaciones en el concreto. Una práctica común en la literatura es desprestigiar el efecto de Poisson en el concreto cuando se hace uso de este tipo de modelos. Sin embargo, Pimentel (2004) señala que en el caso de estructuras donde el confinamiento es importante, la no consideración del coeficiente de Poisson puede conducir a

variaciones importantes en la respuesta de la estructura. Zhu y Hsu, (2002) además, señalan que los modelos que desprecian el efecto de Poisson pueden conducir a resultados erróneos particularmente en las curvas post resistencia máxima del elemento. Por esta razón, varios autores (Belletti *et al.*, 2013a, 2012; Deaton, 2013; Ebrahimian, 2015; Engen *et al.*, 2015; Jünemann *et al.*, 2016; Nilsen-Nygaard, 2015; Parra-Torres, 2015) sugieren que después del agrietamiento del concreto el coeficiente de Poisson se reduzca a la misma razón del módulo secante, esto permite considerar de manera simplificada el efecto de Poisson en el concreto agrietado.

2.3.6 Comportamiento del concreto agrietado

La resistencia a compresión del concreto es una de las propiedades mecánicas más importantes de las estructuras. Usualmente, este valor es determinado a partir de pruebas de compresión uniaxial utilizando cilindros de concreto simple sin daño. No obstante, varios autores han señalado que el comportamiento a compresión del concreto agrietado es diferente del comportamiento del concreto sin agrietar (Belarbi y Hsu, 1995; Miyahara *et al.*, 1987; Nakamura *et al.*, 2018; Robinson, 1961; Vecchio, 2000; Vecchio y Collins, 1986, 1993).

En 1961 Robinson llevo a cabo un estudio experimental para analizar el comportamiento a cortante de vigas T de CR, la falla de las vigas estudiadas se produjo por el aplastamiento del concreto en el alma. Durante el ensayo Robinson observó fuertes reducciones en la resistencia a compresión del concreto de las vigas T en comparación a la resistencia observada en pruebas de cilindros de concreto. Sin embargo, debido a que el alma de las vigas está sujeta a un complejo estado de esfuerzos y deformaciones inducidos por el cortante, la flexión y la presencia de fuerzas transversales, no fue posible establecer las variables responsables de la reducción observada.

Con el fin de analizar este fenómeno y determinar los factores que influyen en él, Belarbi y Hsu, (1995); Shirai y Noguchi, (1989); y Vecchio y Collins, (1982), llevaron a cabo una serie de ensayos experimentales utilizando paneles de CR con dimensiones entre 890x890x70 y 1450x1450x350 mm, los cuales fueron sometidos a diferentes combinaciones de cargas biaxiales de compresión y tensión y fuerzas cortantes en el plano. Los ensayos presentan diferentes cuantías y orientación del armado y diferentes resistencias de concreto. Durante los análisis, se observó que la falla de los paneles se presentaba por el aplastamiento del concreto a esfuerzos muy por debajo de la resistencia a compresión observada en los cilindros de concreto. Los autores identificaron que la presencia de deformaciones de tensión en la dirección transversal a la carga condujo a la reducción de la resistencia a compresión del concreto.

Paralelamente Miyahara *et al.* (1987), llevaron a cabo una campaña experimental utilizando cilindros huecos de CR de 332 mm diámetro y 480 mm de longitud, los cuales fueron previamente fisurados en la dirección transversal a la carga de compresión y posteriormente sometidos a cargas de compresión axial hasta su falla. Los resultados fueron similares a los observados en el análisis de paneles de concreto, además se observó que el espaciamiento y el ancho de las grietas afecta la razón a la cual se reduce la resistencia a compresión.

Por su parte, Nakamura *et al.* (2018) llevó a cabo una serie de ensayos utilizando cilindros y prismas sólidos de concreto de 100-150 mm de diámetro y 200-450 mm de longitud, los cuales fueron previamente fisurados en la dirección transversal a la carga axial y se sujetaron a cargas axiales de compresión. En el estudio se analizaron parámetros como el número de grietas existentes, la geometría de los especímenes y el tamaño del agregado. Los resultados fueron similares a los observados en los estudios previos y permitieron confirmar que la presencia de grietas transversales a la dirección de carga de compresión del concreto reduce su resistencia a compresión. Nakamura

observó que este fenómeno además, reduce la energía de fractura del concreto y que el tamaño del agregado influye significativamente en la reducción de la resistencia obtenida, según Nakamura esta reducción puede ser expresada en términos del espesor de la grieta.

De acuerdo con Miyahara *et al.* (1987) y Vecchio y Collins (1993) este fenómeno puede influir significativamente en la resistencia, ductilidad y respuesta carga-deformación de los elementos de concreto. Es importante mencionar que existe una variación considerable respecto al grado de reducción de resistencia obtenido en las diferentes campañas experimentales. Vecchio y Collins (1993) analizaron los resultados de especímenes de diferentes campañas experimentales cuya falla se presentó por el aplastamiento del concreto y observaron que la razón entre la resistencia del concreto agrietado y la del concreto sin agrietar presentaba una media de 0.629 y un coeficiente de variación de 0.35. Esta dispersión es producto, en primer lugar de la naturaleza heterogénea del concreto, pero además, de las diferencias propias de las campañas experimentales. Entre estas diferencias se encuentran: tamaño de los especímenes, tipo y disposición del refuerzo, tipo y dirección de aplicación de carga, historia de carga, intervalo de deformación lateral analizada, diferencias en la resistencia del concreto de los especímenes, así como las técnicas de medición. Belarbi y Hsu (1995) y Mikame *et al.* (1991) observaron que la orientación de las fisuras respecto al refuerzo también genera variaciones en la reducción de la resistencia a compresión del concreto observada. Debido a ello, actualmente no existe un consenso entre los investigadores respecto al grado de reducción de resistencia que ocurre en el concreto, ni sobre los factores que influyen en él. No obstante, los investigadores coinciden que para lograr simulaciones adecuadas del comportamiento de estructuras de CR es necesaria la consideración de algún grado de reducción de la resistencia a compresión del concreto.

Para considerar este fenómeno en la modelación de estructuras de CR, varios autores han desarrollado modelos con base en los resultados de sus ensayos experimentales (Belarbi y Hsu, 1995; Kaufmann, 1998; Miyahara *et al.*, 1987; Nakamura *et al.*, 2018; Vecchio, 2000; Vecchio y Collins, 1982, 1986, 1993). En los modelos, usualmente la reducción de la resistencia a compresión del concreto se representa por medio de un factor de reducción β_{red} el cual se relaciona con el incremento de la deformación principal de tensión o con el ancho de la grieta. En la Figura 2.19 se comparan las curvas β_{red} -deformación transversal (ϵ) obtenidas mediante los modelos propuestos por Belarbi y Hsu (1995); Kaufmann (1998); Miyahara *et al.* (1987); Nakamura *et al.* (2018); Vecchio (2000); Vecchio y Collins (1982, 1986, 1993). Se puede observar que las propuestas de reducción de resistencia a compresión difieren considerablemente entre sí, esto es debido a la dispersión entre los resultados experimentales utilizados para la formulación de un modelo u otro.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

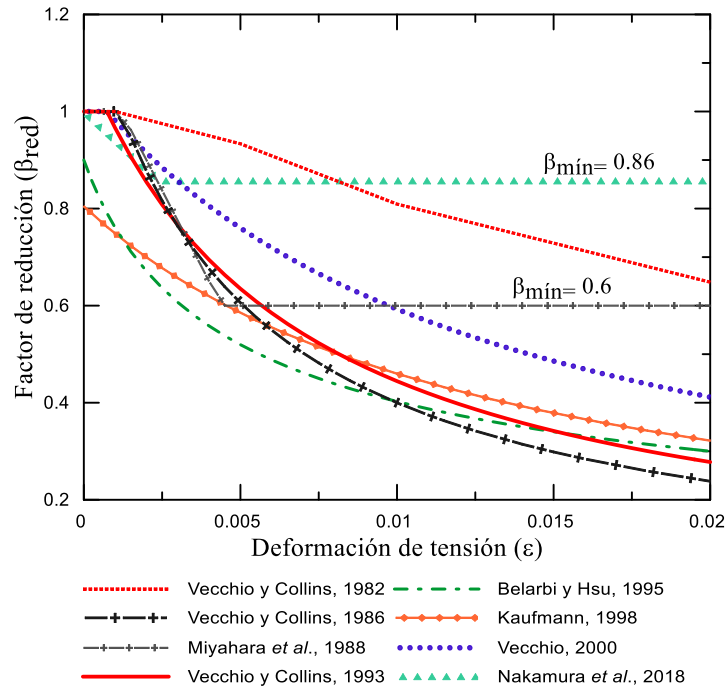


Figura 2.19. Comparación de modelos de reducción de resistencia a compresión del concreto propuestos por Belarbi y Hsu (1995); Kaufmann (1998); Miyahara et al. (1987); Vecchio (2000) y Vecchio y Collins (1986 y 1993). En el eje y se grafica el factor de reducción β_{red} obtenido contra la deformación transversal a tensión en el concreto (eje x)

Durante los ensayos experimentales, Miyahara *et al.* (1987) y Nakamura *et al.* (2018) identificaron que existe un límite inferior en el factor de reducción de resistencia a compresión (β_{red}) y que a partir de cierta deformación lateral este se mantiene relativamente constante (Figura 2.19), este límite inferior es identificado como β_{min} . Para evitar respuestas poco realistas en el modelado de estructuras de concreto, Miyahara *et al.* (1987) sugiere limitar la reducción de la resistencia a compresión del concreto a un factor $\beta_{min} = 0.6$. Esto significa que la resistencia a compresión del concreto agrietado es al menos 60% de la resistencia a compresión del concreto sin agrietar. Por su parte, Nakamura *et al.* (2018) propone estimar el valor de β_{min} por medio de una expresión basada en el tamaño del agregado del concreto (Ec. 2.17). El tamaño máximo del agregado en los especímenes de muros y en el sistema acoplado analizado en esta tesis es de 9.53 mm (3/8") por ello, el factor β_{min} correspondiente es 0.86.

$$\beta_{min} = 1 - 0.6w_{max\ c} \quad \text{Ec. 2.17}$$

Donde: $w_{max\ c}$ = tamaño máx agregado (mm)/40

Por su parte, las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017) sugieren limitar la reducción de la resistencia a compresión a un factor $\beta_{min} = 0.4$, mientras que las normas JSCE (2007) establecen un factor $\beta_{min} = 0.6$ para cargas monótonas e indican que este factor puede reducirse adicionalmente en 0.2 en casos de grandes deformaciones de tensión, conduciendo así al valor sugerido por Hendriks *et al.*, (2017) de $\beta_{min} = 0.4$. Respecto a los trabajos sobre simulación numérica encontrados en la literatura, Damoni *et al.* (2014) y Belletti *et al.* (2016) adoptaron un valor de $\beta_{min}=0.6$ logrando resultados satisfactorios en la predicción de la respuesta cíclica de elementos de CR. En la literatura se encuentran otros trabajos sobre el modelado con técnicas de fisuración

distribuida que también consideran este fenómeno, sin embargo, éstos no especifican el valor de β_{\min} utilizado (Belletti *et al.*, 2013b; Deaton, 2013; Ebrahimian, 2015; Engen *et al.*, 2015; Jünemann, 2016; Pettersen, 2014; Sagaseta, 2008).

Respecto a los modelos numéricos utilizados en la literatura para considerar el fenómeno de la reducción de la resistencia a compresión debido a la fisuración transversal, se observó que los modelos propuestos por Vecchio y Collins (1982 y 1993) son los más utilizados en el modelado de estructuras de CR (Belletti *et al.*, 2013b; Deaton, 2013; Ebrahimian, 2015; Engen *et al.*, 2015; Jünemann, 2016; Pettersen, 2014; Sagaseta, 2008). Asimismo son los modelos mayormente disponibles en los programas de análisis, entre ellos, el programa DianaFEA. Es importante aclarar que el modelo de 1982 es identificado en el programa Diana como modelo 1986.

Al comparar los modelos Vecchio y Collins de 1982 y 1993 (Figura 2.17) se puede apreciar que el modelo de 1982 conduce a valores más altos del factor de reducción de resistencia a compresión del concreto (β_{red}) que el modelo de 1993. Esto se traduce en niveles de reducción considerablemente menores que los obtenidos con el modelo de 1993 para el mismo nivel de deformación transversal.

Para ejemplificar la influencia de ambos modelos en la respuesta a compresión del concreto, se realizó un modelo numérico utilizando un EF individual tipo cascarón con propiedades materiales del concreto, el cual se sujetó a una deformación lateral de tensión de 0.007 y seguidamente se aplicó carga incremental de compresión en la dirección perpendicular hasta la falla. En la Figura 2.17 se muestra la respuesta esfuerzo a compresión-deformación del concreto con ambos modelos. Se puede constatar que la resistencia a compresión obtenida con el modelo de Vecchio y Collins de 1982 es considerablemente mayor que la obtenida cuando se adopta el modelo de Vecchio y Collins de 1993 (1.9 veces mayor). En la Figura 2.17 además se observa que el modelo de 1982 reduce la rigidez inicial de la curva a compresión del concreto (módulo de elasticidad), mientras que en el modelo de 1993 la rigidez inicial del concreto no es afectada. Esto sucede porque el modelo de 1993 reduce tanto la resistencia a compresión del concreto como la deformación correspondiente a la resistencia máxima utilizando el mismo factor β_{red} para evitar afectaciones en el módulo de elasticidad del concreto. Belletti *et al.* (2013a) analizaron la influencia de la reducción de la resistencia a compresión por la fisuración transversal del concreto en la respuesta de vigas de CR y recomiendan el uso de modelos de reducción de resistencia a compresión que no afecten el módulo de elasticidad del concreto.

Por otro lado, es importante resaltar que el programa DianaFEA v.10.3, sólo permite establecer factores de β_{\min} cuando se utiliza el modelo de Vecchio y Collins (1993). Debido a esta limitante y siguiendo la sugerencia de Belletti *et al.* (2013a), en este trabajo se adopta el modelo de Vecchio y Collins (1993) para considerar el efecto de la reducción de la resistencia a compresión del concreto. Este modelo se describe en las Ec.2.18 y 2.19. Cabe señalar que además, éste es uno de los modelos disponible en los programas de análisis y es el modelo más utilizado para simulaciones numéricas de elementos de CR con técnicas de fisuración distribuida encontrado en la literatura, (Belletti *et al.*, 2013b; Deaton, 2013; Ebrahimian, 2015; Engen *et al.*, 2015; Jünemann, 2016; Pettersen, 2014; Sagaseta, 2008).

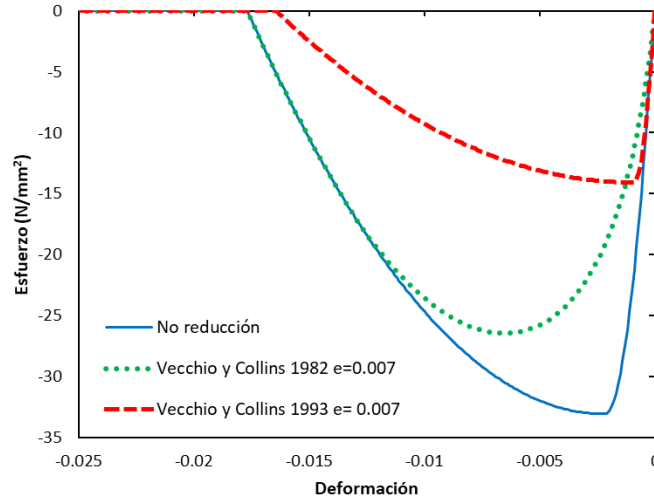


Figura 2.20. Comparación de los modelos de reducción de compresión de Vecchio y Collins de 1982 y 1993 incluidos en Diana FEA v 10.3.

$$\beta_{red} = \frac{1}{1 + K_c} \leq 1 \quad \text{Ec. 2.18}$$

$$K_c = 0.27 \left(\left| \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \right| - 0.37 \right) \quad \text{Ec. 2.19}$$

Donde:

$$\varepsilon_1 = \sqrt{\varepsilon_{l,1}^2 + \varepsilon_{l,2}^2}$$

$\varepsilon_{l,1}$ y $\varepsilon_{l,2}$: representa la deformación lateral en las direcciones principales 1 y 2.

2.4 Comportamiento del acero de refuerzo

La respuesta cíclica y la capacidad de deformación de las estructuras de CR están fuertemente vinculadas al comportamiento del acero de refuerzo. Por lo tanto, en la simulación de estructuras de CR, la adecuada reproducción del comportamiento del acero de refuerzo es tan esencial como la reproducción del comportamiento del concreto.

La respuesta esfuerzo-deformación de una barra de acero ante carga de tensión uniaxial monótona es similar a la observada en la Figura 2.21. Usualmente se observa una rama inicial lineal ($\sigma_s = E_s \varepsilon_s$) hasta alcanzar el punto de fluencia ($\varepsilon_{y,s}, \sigma_{y,s}$). A partir de este punto se presenta una rama de fluencia plana en la cual el incremento en la deformación axial de la barra provoca poca o ninguna variación en la resistencia. La longitud de la rama de fluencia plana depende de la composición química del acero. Finalmente se observa una zona de endurecimiento por deformación hasta alcanzar la resistencia última del acero ($\varepsilon_{u,s}, \sigma_{u,s}$).

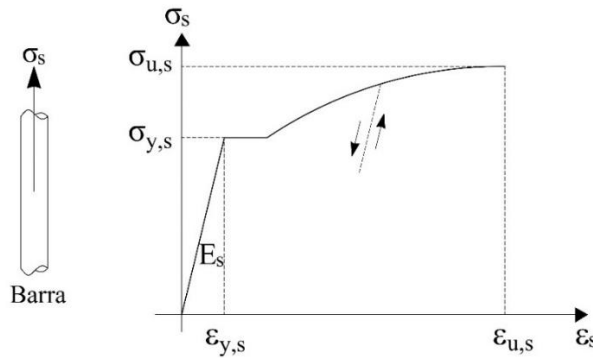


Figura 2.21. Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo ante carga de tensión uniaxial

Efecto Baushinger

Para reproducir adecuadamente el comportamiento del refuerzo, se deben tomar en cuenta los fenómenos presentes en su respuesta cíclica. En 1887, Johann Bauschinger analizó el comportamiento cíclico del acero y demostró que el módulo de elasticidad de descarga del acero se reduce luego de que el acero alcanza el límite elástico, este fenómeno es conocido como efecto Bauschinger. Los datos mostraron que el módulo de elasticidad de descarga disminuye rápidamente después de la fluencia, pero se estabiliza a medida incrementan las deformaciones y que existe una estrecha relación entre la deformación plástica máxima y el módulo de elasticidad de descarga. Dodd y Restrepo-Posada (1995) mostraron que el efecto Bauschinger está relacionado con la composición química del acero, el nivel de presfuerzo, la temperatura, el punto donde se realiza la descarga, entre otros.

Varios modelos matemáticos han sido formulados para reproducir el comportamiento cíclico del acero de refuerzo (Aktan *et al.*, 1973; Dodd y Restrepo-Posada, 1995; Kent y Park, 1973; Mander, 1983; Menegotto y Pinto, 1973; Monti y Nuti, 1992; entre otros). Estos modelos se basan en resultados de ensayos experimentales sobre barras de acero sometidas a diferentes historias de carga axial cíclica. Entre los modelos más utilizados durante la simulación de elementos de CR mediante técnicas de EF están los modelos de Dodd y Restrepo-Posada (1995); Menegotto y Pinto (1973) y Monti y Nuti (1992). Estos modelos se encuentran disponibles en el programa DianaFEA, y dentro de su formulación consideran el efecto Baushinger.

Pandeo de la barra

Otro fenómeno que influye en el comportamiento cíclico del acero de refuerzo es el pandeo de la barra. Este fenómeno está asociado a las fallas por inestabilidad lateral (global o local) en muros de CR. De acuerdo con la definición de Rosso *et al.*, (2016) un problema de estabilidad global ocurre cuando un muro, sujeto a carga en el plano, exhibe desplazamientos fuera del plano a lo largo de una altura similar o mayor que la longitud plástica del muro; éstos desplazamientos conducen a la falla. Por otro lado, los problemas de estabilidad local se relacionan principalmente con el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal sobre uno o varios espaciamientos de estribos (Figura 2.22b y d). En estos casos, el pandeo de la barra es un fenómeno localizado que involucra deformaciones fuera del plano mayormente relacionadas con la falla por compresión o flexo compresión de los muros. Rosso *et al.*, (2016) también señala que los problemas de estabilidad global y local pueden estar influenciados entre sí.

Según Álvarez *et al.* (2020a) el pandeo del refuerzo en muros de CR puede ser causado por varios factores: (1) La presencia de deformaciones de tensión residuales en el refuerzo longitudinal (luego de grandes incursiones en el rango inelástico) en las regiones de los muros que posteriormente se sujetaran a deformaciones de compresión; (2) la relación altura-espesor de los muros; (3) el desprendimiento del recubrimiento de concreto cuando el muro trabaja a flexión y (4) el aplastamiento del concreto en la base del muro.

El pandeo del refuerzo es un fenómeno complejo porque involucra la interacción entre la barra de refuerzo y el concreto adyacente. De acuerdo con Moehle (2015), en los elementos a compresión este fenómeno es causado porque la dilatación del núcleo confinado ejerce presión sobre las barras longitudinales (Figura 2.22a y c) lo que en combinación con la compresión axial incrementan la tendencia al pandeo. En un inicio, el recubrimiento del concreto restringe el pandeo del refuerzo longitudinal, pero a medida el recubrimiento se fisura y se desprende, el pandeo del refuerzo longitudinal es restringido únicamente por el refuerzo transversal, por ello, éste juega un papel muy importante en su prevención. Moehle, (2015) señala que para analizar este fenómeno es necesario considerar las no linealidades, tanto materiales como geométricas.

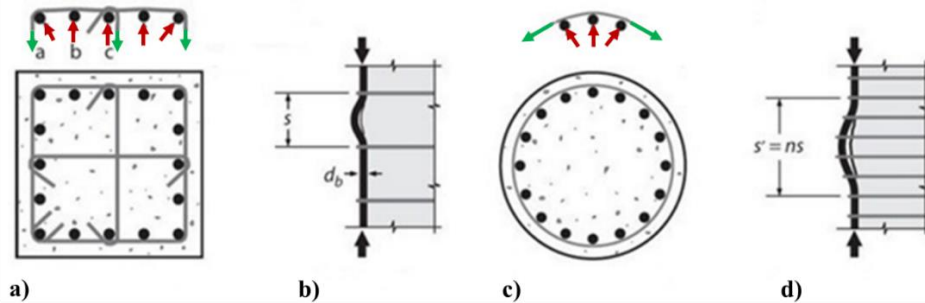


Figura adaptada de Moehle, (2015)

Figura 2.22. Formación del pandeo de la barra a y c) presión del concreto sobre las barras longitudinales y restricción del pandeo de las barras longitudinales por el refuerzo transversal, b) pandeo de barras entre estribos y d) pandeo de barras longitudinales a lo largo de varios estribos.

En los modelos numéricos comúnmente se asume que el comportamiento del refuerzo a tensión y a compresión son similares (Figura 2.23a). No obstante, varios autores han mostrado a través de estudios experimentales que el pandeo de la barra afecta el comportamiento a compresión del refuerzo (Dhakal y Maekawa, 2002a; Monti y Nuti, 1992; Rodríguez *et al.*, 1999).

Monti y Nuti (1992) llevaron a cabo una serie de ensayos experimentales con barras de acero ante cargas cíclicas y monótonas. Para ello, analizaron barras con diferentes relaciones L/D donde L = longitud de la barra entre estribos y D = diámetro de la barra. Observaron que el pandeo se presentó en barras cuya relación L/D excedió el valor de 5. En la Figura 2.23 se comparan los resultados del trabajo de Monti y Nuti (1992) en barras con relaciones $L/D = 5, 8$ y 11 sujetas a la misma historia de carga, se observa que el pandeo de las barras provoca la reducción de la resistencia a compresión del acero, este fenómeno fue observado tanto en pruebas cíclicas como monótonas. En la Figura 2.23 también se observa que esta reducción es más pronunciada a medida incrementa la relación L/D .

Basado en sus resultados experimentales, Monti y Nuti (1992) propusieron ecuaciones para relacionar la respuesta a compresión de las barras con su relación L/D . También propusieron expresiones

numéricas basadas en diferentes reglas de endurecimiento por deformación para casos con y sin pandeo de refuerzo.

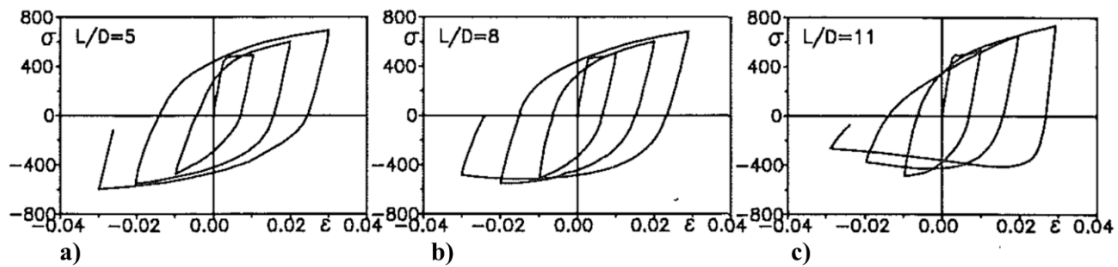


Figura tomada de Monti y Nuti (1992)

Figura 2.23. Resultados esfuerzo-deformación en ensayos de barras sujetas a cargas cíclicas axiales simétricas en tensión y en compresión. Los ensayos fueron realizados por Monti y Nuti (1992), a) resultados en barra con relación longitud/diámetro (L/D) = 5, b) resultados en barra con relación L/D = 8, y c) resultados en barra con relación L/D = 11

Es importante mencionar que ninguno de los modelos disponibles en el programa DianaFEA para reproducir el comportamiento cíclico del acero de refuerzo consideran en su formulación el fenómeno del pandeo de la barra. Pese a que el modelo propuesto por Monti y Nuti (1992) considera expresiones para el caso de pandeo en las barras, la formulación implementada en el programa DianaFEA de este modelo no considera este fenómeno. También cabe señalar que las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017) utilizadas como referencias en este trabajo no cuentan con disposiciones para considerar el pandeo de las barras de refuerzo.

De acuerdo con Tripathi *et al.*, (2020) de todos los modos de falla dominados por compresión reportados en la literatura, el pandeo del refuerzo longitudinal en los bordes confinados de los muros de CR es el modo de falla más común que resulta en la pérdida de la capacidad de carga lateral de los muros. Dashti *et al.* (2018) y Tripathi *et al.* (2020) analizaron el comportamiento cíclico de muros de CR con falla por inestabilidad lateral. Para representar el comportamiento del acero de refuerzo en ambos estudios se adoptó el modelo propuesto por Menegotto y Pinto (1973). Sin embargo, debido a que el pandeo de la barra no es considerado en el modelo de acero utilizado, los modelos presentaron limitaciones para capturar el deterioro de la resistencia atribuible a este fenómeno. Dhakal y Maekawa, (2002b) señalan que los modelos analíticos que desprecian este fenómeno no pueden capturar adecuadamente el suavizado en el comportamiento post-resistencia máxima de los elementos de CR y, por lo tanto, sobrestiman su ductilidad.

Pese a esta limitante, Dashti *et al.*, (2018) y Tripathi *et al.*, (2020) concluyen que los modelos numéricos capturaron razonablemente bien los desplazamientos fuera del plano producto de la inestabilidad global de los muros, tomando en cuenta la dificultad que involucra reproducir este comportamiento. Además, la predicción de la altura a la que se presenta la deformación máxima fuera del plano en los muros fue acorde con las observaciones experimentales. Los modelos numéricos mostraron su capacidad para reproducir el comportamiento cíclico global de los muros, la resistencia máxima y la rigidez, así como el estrangulamiento que se observa en las curvas carga-desplazamiento de los muros.

Dashti *et al.*, (2018) señalan que el pandeo de las barras se podría considerar utilizando elementos finitos tipo sólidos para modelar los elementos de concreto y las barras de refuerzo, definiendo la

sección transversal de las barras por medio de varios elementos sólidos. De esta manera se podría detectar en el modelo la variación de la deformación en la sección transversal de la barra y junto con la no linealidad geométrica reproducir el pandeo de la barra. Sin embargo, este enfoque incrementaría inmensamente el costo computacional y el tiempo de análisis de los modelos, lo cual lo vuelve impráctico para utilizarse en el modelado de elementos de CR. Además, según Engen *et al.*, (2014) y Kotsovos y Pavlović, (2004) en elementos finitos de dimensiones tan reducidas la suposición de homogeneidad en el concreto deja de ser válida, por ello esta propuesta está fuera del alcance de este trabajo.

Según Dashti *et al.* (2018), otra opción sería incorporar en el programa DianaFEA modelos de pandeo basados en deformaciones como el modelo de Dhakal y Maekawa (2002b) dentro de modelos disponibles en el programa para reproducir el comportamiento cíclico del acero como los modelos de Dodd y Restrepo-Posada (1995); Menegotto y Pinto (1973) y Monti y Nuti (1992).

2.5 Adherencia entre el refuerzo y el concreto

La adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto es un aspecto importante en el análisis del comportamiento de estructuras de CR. Este fenómeno permite la transferencia de esfuerzos entre las barras de refuerzo y el concreto adyacente.

En el análisis de estructuras de CR usualmente se suponen condiciones de adherencia perfecta entre el acero y el concreto, lo que implica una compatibilidad perfecta entre las deformaciones del acero y el concreto. Para ello, en el programa DianaFEA las barras de refuerzo son consideradas como “elementos embebidos” dentro de los elementos de concreto adyacentes, estos últimos son denominados “elementos madre”. Los elementos embebidos agregan rigidez a los elementos madre, pero no proveen grados de libertad adicionales en el modelo y las deformaciones en el refuerzo son obtenidas a partir del campo de desplazamientos de los elementos madre.

La magnitud de los esfuerzos de adherencia depende de varios factores entre ellos la adherencia química entre los materiales o adhesión, las fuerzas de fricción entre la superficie, la rugosidad de la barra (tamaño, forma y espaciamiento de las corrugas), la resistencia del concreto, la posición y orientación de la barra, el recubrimiento del concreto, las condiciones de contorno y el estado de esfuerzos en el concreto y el refuerzo. El mecanismo de transferencia de los esfuerzos de adherencia es complejo y puede ser analizado a diferentes niveles, el enfoque más común consiste en considerar un esfuerzo medio de adherencia uniformemente distribuido en el perímetro de la barra de refuerzo.

En el análisis de estructuras de CR, la acción de la adherencia entre el refuerzo y el concreto es generalmente considerado mediante leyes de adherencia-deslizamiento, las cuales expresan el esfuerzo medio de adherencia local a lo largo de la barra en función del deslizamiento local. Estas relaciones son normalmente obtenidas a partir de ensayos experimentales de adherencia. Usualmente este ensayo consiste en la extracción de una barra de refuerzo ubicada en el centro de un cilindro de concreto como se muestra en la Figura 2.24.

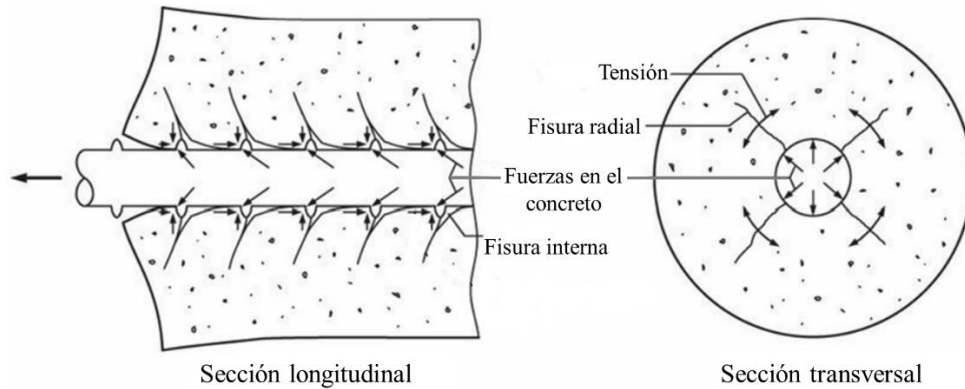


Figura adaptada de Moehle, (2015)

Figura 2.24. *Extracción de barra de cilindro de concreto y fisuras y fuerzas producto de la adherencia entre el refuerzo y el concreto.*

En la Figura 2.25 se muestran las curvas esfuerzo de adherencia-deslizamiento propuestas por el Model Code (2010) para concreto confinado y sin confinar. El Model Code (2010) además distingue entre la falla por deslizamiento/extracción de la barra y la falla por agrietamiento/desprendimiento del concreto adyacente a la barra, la curva se representa mediante la Ec 2.7 y en la Tabla 2.2 se definen los parámetros utilizados para cada caso.

Inicialmente la adherencia es gobernada por la adhesión química entre la barra de refuerzo y el concreto. Luego de la ruptura de las fuerzas de adhesión, lo cual ocurre a niveles de desplazamientos relativos muy bajos, la adherencia se rige por la interacción entre las corrugas de las barras de refuerzo y el concreto adyacente. Esta etapa se representa por la rama ascendente de la curva de la Figura 2.25 y se caracteriza por el aplastamiento local del concreto entre las corrugas y la presencia de microfisuras (Figura 2.24). Luego se observa una meseta que representa la etapa en la que el deslizamiento entre el refuerzo y el concreto continúa incrementando y provoca el aplastamiento y el corte total del concreto entre las corrugas de las barras. Esta meseta se observa únicamente en el caso de concretos confinados con falla por deslizamiento/extracción de la barra. Una vez el concreto entre las corrugas se ha aplastado completamente (pulverizado), la transferencia de fuerzas de adherencia se produce por la fricción entre la superficie del concreto y el refuerzo, si la carga continúa, la superficie se suaviza y el esfuerzo de adherencia se reduce, esta etapa se representa mediante la rama descendente de la curva.

Para considerar el efecto de adherencia-deslizamiento en el programa DianaFEA, es necesario modelar el refuerzo con elementos tipo barra y asignar elementos de interfaz en las uniones de las barras de refuerzo y los elementos de concreto. A estos elementos de interfaz se les asigna una ley de comportamiento adherencia-deslizamiento.

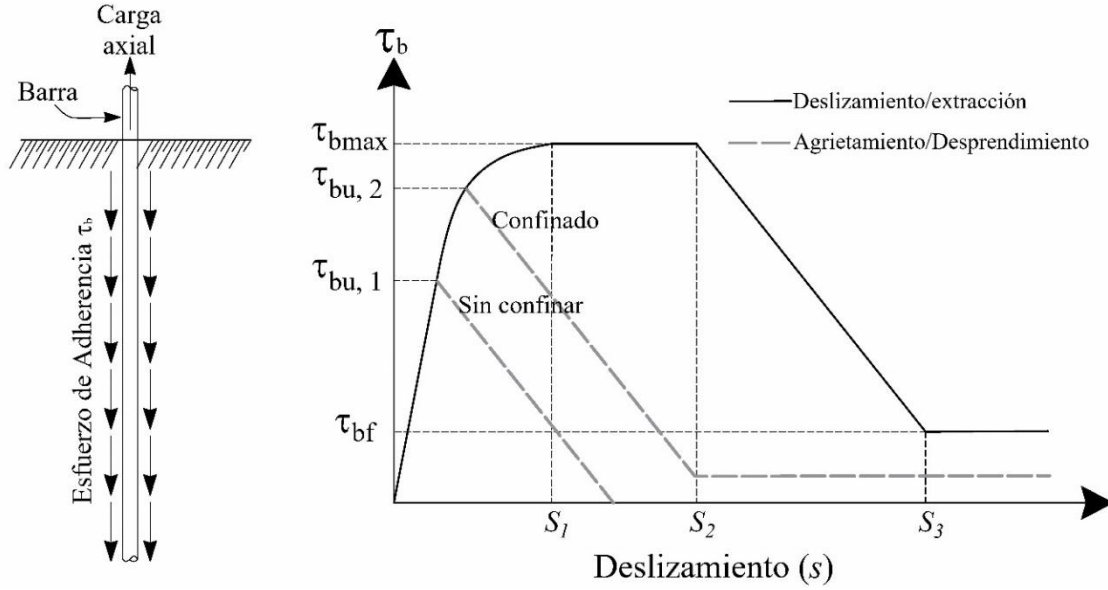


Figura adaptada de Model Code (2010)

Figura 2.25. Curva de esfuerzo de adherencia-deslizamiento para carga monótonica propuesta por el Model Code (2010)

$$\tau_b = \begin{cases} \tau_{bmax} (s/s_1)^a & \text{si } 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{bmax} & \text{si } s_1 \leq s \leq s_2 \\ \tau_{bmax} - (\tau_{bmax} - \tau_{bf}) (s - s_2)/(s_3 - s_2) & \text{si } s_2 \leq s \leq s_3 \\ \tau_{bf} & \text{si } s_3 < s \end{cases} \quad \text{Ec. 2.20}$$

Tabla 2.2. Parámetros para definir las curvas esfuerzo medio de adherencia-deslizamiento propuestos por el Model Code (2010)

	1		2		3		4		5		6	
	Deslizamiento/extracción		Agrietamiento/desprendimiento		Buenas condiciones de adherencia		Otras condiciones de adherencia		Buenas condiciones de adherencia		Otras condiciones de adherencia	
	$\epsilon_s < \epsilon_{s,y}$		$\epsilon_s < \epsilon_{s,y}$		Concreto sin confinar		Concreto Confinado		Concreto sin confinar		Concreto Confinado	
	Buenas condiciones de adherencia	Otras condiciones de adherencia	Buenas condiciones de adherencia	Otras condiciones de adherencia	Buenas condiciones de adherencia	Otras condiciones de adherencia	Buenas condiciones de adherencia	Otras condiciones de adherencia	Buenas condiciones de adherencia	Otras condiciones de adherencia	Buenas condiciones de adherencia	Otras condiciones de adherencia
τ_{bmax} [N/mm ²]	$2.5\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$	$2.5\sqrt{f_c}$	$2.5\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$	$2.5\sqrt{f_c}$	$2.5\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$	$1.25\sqrt{f_c}$
τ_{bu} [N/mm ²]	-	-	$7\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$	$8\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$	$5\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$	$5.5\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$	$7\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$	$8\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$	$5\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$	$5.5\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$	$7\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$	$8\left(\frac{f_c}{25}\right)^{0.25}$
S_1	1.0 mm	1.8 mm	$s(\tau_{bu})$	$s(\tau_{bu})$	$s(\tau_{bu})$	$s(\tau_{bu})$	$s(\tau_{bu})$	$s(\tau_{bu})$	$s(\tau_{bu})$	$s(\tau_{bu})$	$s(\tau_{bu})$	$s(\tau_{bu})$
S_2	2.0 mm	3.6 mm	s_1	s_1	s_1	s_1	s_1	s_1	s_1	s_1	s_1	s_1
S_3	c_{libre}	c_{libre}	$1.2s_1$	$0.5c_{clear}$	$1.2s_1$	$0.5c_{clear}$	$1.2s_1$	$0.5c_{clear}$	$1.2s_1$	$0.5c_{clear}$	$1.2s_1$	$0.5c_{clear}$
a	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
τ_{bf}	$0.4 \tau_{max}$	$0.4 \tau_{max}$	0	$0.4 \tau_{bu}$	0	$0.4 \tau_{bu}$	0	$0.4 \tau_{bu}$	0	$0.4 \tau_{bu}$	0	$0.4 \tau_{bu}$

Donde: c_{libre} es la distancia libre entre corrugas de la barra, f_c es la resistencia a compresión del concreto [N/mm²]

Página en blanco dejada intencionalmente.

CAPÍTULO 3

Simulación del comportamiento de muros de concreto reforzado

En este capítulo se propone y se valida una estrategia numérica con base en modelos de EF y de fisuración distribuida para reproducir el comportamiento no lineal de muros rectangulares de CR ante cargas cíclicas. Se analiza la influencia de diferentes parámetros de modelado en la respuesta cíclica de los muros, particularmente de diferentes tamaños de malla, modelos constitutivos del acero, enfoques de fisuración distribuida y del efecto de la fisuración transversal del concreto. Este análisis se realizó con el objetivo de identificar las configuraciones numéricas que conducen a las mejores predicciones posibles de la respuesta de los muros y al menor costo computacional.

Las configuraciones numéricas analizadas son validadas con siete ensayos experimentales de muros de CR cuya relación de aspecto oscila entre 1.5-3.0 (Dazio *et al.*, 2009; Thomsen IV y Wallace, 1995; Tran y Wallace, 2015; Villalobos *et al.*, 2017). La relación de aspecto de los muros es calculada como la altura de aplicación de carga entre el ancho de muro. Las respuestas obtenidas con los modelos son comparadas contra las experimentales en términos de la carga a la fluencia, resistencia, energía disipada y distorsión última, concluyendo sobre las estrategias más adecuadas para el modelado de muros.

3.1 Ensayos experimentales seleccionados

Para este trabajo se seleccionaron los resultados experimentales de siete especímenes de muros de CR pertenecientes a las campañas experimentales desarrolladas por Thomsen IV y Wallace (1995), Dazio *et al.* (2009), Tran y Wallace (2015) y Villalobos *et al.* (2017). Los ensayos se realizaron para analizar el comportamiento cíclico de muros de CR con relación de aspecto entre 1.5 - 3 y para analizar la influencia de diferentes características geométricas y de armado en su respuesta cíclica.

Estos especímenes fueron seleccionados porque sus características son representativas de muros estructurales utilizados en edificios ubicados en regiones sísmicas y, además, porque los ensayos están bien documentados. Los especímenes fueron diseñados para cumplir con las disposiciones sísmicas para concreto estructural del código de construcción vigente al momento del ensayo (ACI-318, 2011, ACI 318, 95 y EC-8, 1998).

En las Figuras 3.1 y 3.2 se presenta la geometría y los detalles de armado de los muros estudiados y en la Tabla 3.1 se muestran sus principales características. Se puede observar que los especímenes presentan diferentes geometrías, cargas axiales y cuantías de refuerzo. Sin embargo, todos los especímenes presentaron sección transversal rectangular y fueron ensayados en voladizo. Los muros fueron sometidos a un esfuerzo axial constante entre 5%-10% del esfuerzo a compresión del concreto

($0.05-0.1A_g \cdot f'_c$) y a cargas laterales cíclicas aplicadas en la parte superior de cada muro. En los muros D-G la aplicación de carga se controló por desplazamientos durante todo el ensayo hasta alcanzar el nivel de desplazamiento previsto para cada ciclo. En el caso de los muros A, B y C los primeros tres a cuatro ciclos fueron controlados por fuerza hasta alcanzar el nivel de carga prevista, luego el control de la aplicación de carga se cambió a desplazamientos y se mantuvo así hasta el final del ensayo. En la Tabla 3.2 y en la Figura 3.3 se muestran los niveles de fuerza y distorsión máxima de cada ciclo de carga para cada muro analizado. Es importante mencionar que, en los ensayos cada ciclo de carga se repitió entre dos y tres veces, pero por simplicidad únicamente se muestra el primer ciclo. En todos los especímenes se restringió el desplazamiento fuera del plano.

La falla de los muros analizados fue regida por el aplastamiento del concreto en la base de los elementos de borde y esto desencadenó otros mecanismos de falla como el pandeo local del refuerzo en dichas zonas. El proceso de falla del muro A inició durante el primer ciclo con distorsión máxima de 3.0%. Durante este ciclo, la formación de un puntal de compresión diagonal en la base de los elementos de borde generó el aplastamiento del concreto y el desprendimiento del recubrimiento del concreto en dicha zona. Esto provocó la reducción de la resistencia del muro a aproximadamente 90% de la resistencia máxima en ambas direcciones de carga. Durante la repetición de este ciclo de carga se observó el deslizamiento por cortante a lo largo del concreto dañado en la base del muro seguido por el pandeo local fuera del plano del refuerzo longitudinal ubicado en la base de los elementos de borde (cortante directo).

En el caso del muro C, la falla se presentó durante la segunda repetición del ciclo con distorsión máxima de 4% y fue provocada por el aplastamiento del concreto en la base de los bordes confinados del muro lo que generó el pandeo local de las barras de refuerzo longitudinal en la base del borde derecho del muro. Inmediatamente después del pandeo de refuerzo ocurrió una falla repentina por tensión diagonal y se produjo la fractura del refuerzo horizontal en el alma del muro a lo largo de la grieta diagonal formada.

En los muros B y D la falla se produjo durante la segunda repetición del ciclo con distorsión máxima de 3% y 4%, respectivamente, debido al aplastamiento del concreto en la base de los elementos de borde, seguido por el pandeo fuera del plano de la base de los elementos de borde. Esto condujo a una reducción sustancial en la resistencia de los muros que se asoció con la inestabilidad lateral local observada.

Durante el ensayo de los muros E y F se observó la formación de un puntal de compresión hacia la base de los bordes confinados que provocó el aplastamiento del concreto y el desprendimiento del recubrimiento en dicha zona. Esta situación generó el pandeo local del refuerzo longitudinal en la base de los elementos de borde durante el primer ciclo con distorsión de 2.25% y 2% respectivamente. En el muro E la falla se alcanzó durante el segundo ciclo con distorsión de 2.25%, mientras que el muro F logró completar los dos ciclos con distorsión de 2% y la falla se produjo a una distorsión de 2% pero durante el primer ciclo con distorsión máxima esperada de 3%, es decir, antes de alcanzar la distorsión máxima de ese ciclo de carga. Estos muros presentan las mayores relaciones L/D de los muros analizados, siendo el muro F el que presenta el mayor valor ($L/D = 8$). Por ello, durante el ensayo este muro era más propenso a sufrir de pandeo en las barras. En el muro E el espaciamiento de los estribos en los bordes confinados fue más reducido y esto permitió retardar su falla.

Con relación al muro G, la falla también se inició con el aplastamiento del concreto en la base de los bordes confinados y durante el ciclo con distorsión máxima de 1.7% (penúltimo ciclo) se observaron los primeros signos de pandeo local en las barras de refuerzo longitudinal de los bordes el cual incrementó durante el último ciclo de carga hasta alcanzar la falla a una distorsión máxima de 1.79%.

Se puede observar que, los mecanismos de falla de los especímenes analizados cubren la mayoría de los modos de falla de muros estructurales, y que ningún muro falla por cortante. Es importante mencionar que el pandeo local del refuerzo ocurrió durante el último ciclo de carga de los muros y

fue producto del aplastamiento del concreto en la base de los muros. Debido a ello, se puede inferir que el pandeo del refuerzo no afecta la respuesta cíclica de los muros estudiados; sin embargo, sí pudiera tener una afectación en la predicción de la distorsión última de los muros.

En la Tabla 3.2 se muestra las contribuciones de las deformaciones por flexión y cortante al desplazamiento lateral medido en la parte superior de cada muro. El desplazamiento por cortante fue evaluado a partir de las mediciones diagonales en los muros de CR siguiendo la metodología propuesta por Hiraishi (1984). Se puede destacar que el muro A presenta la mayor contribución de deformación por cortante (38%) mientras que el muro D presenta la mayor contribución de deformación por flexión (83%). Los muros C-G presentan aportes de desplazamiento por flexión superiores al 75% lo cual es consistente con el mecanismo de falla observado (aplastamiento del concreto en la base de los bordes del muro).

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

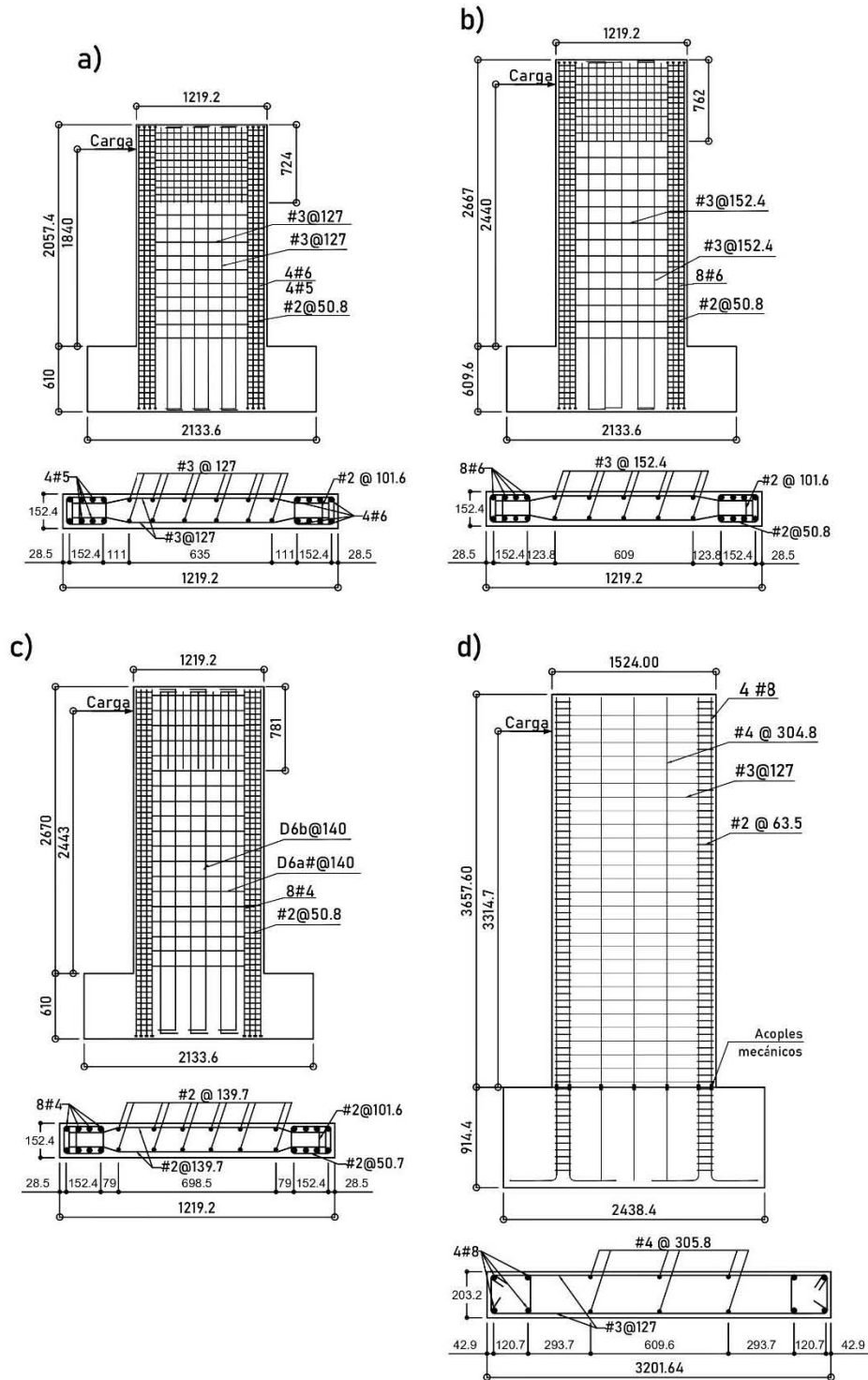


Figura 3.1. Ensayos experimentales utilizados: a) Muro A, b) Muro B y c) Muro C ensayados por Tran y Wallace (2015), d) Muro D ensayado por Villalobos et al. (2017), dimensiones en mm.

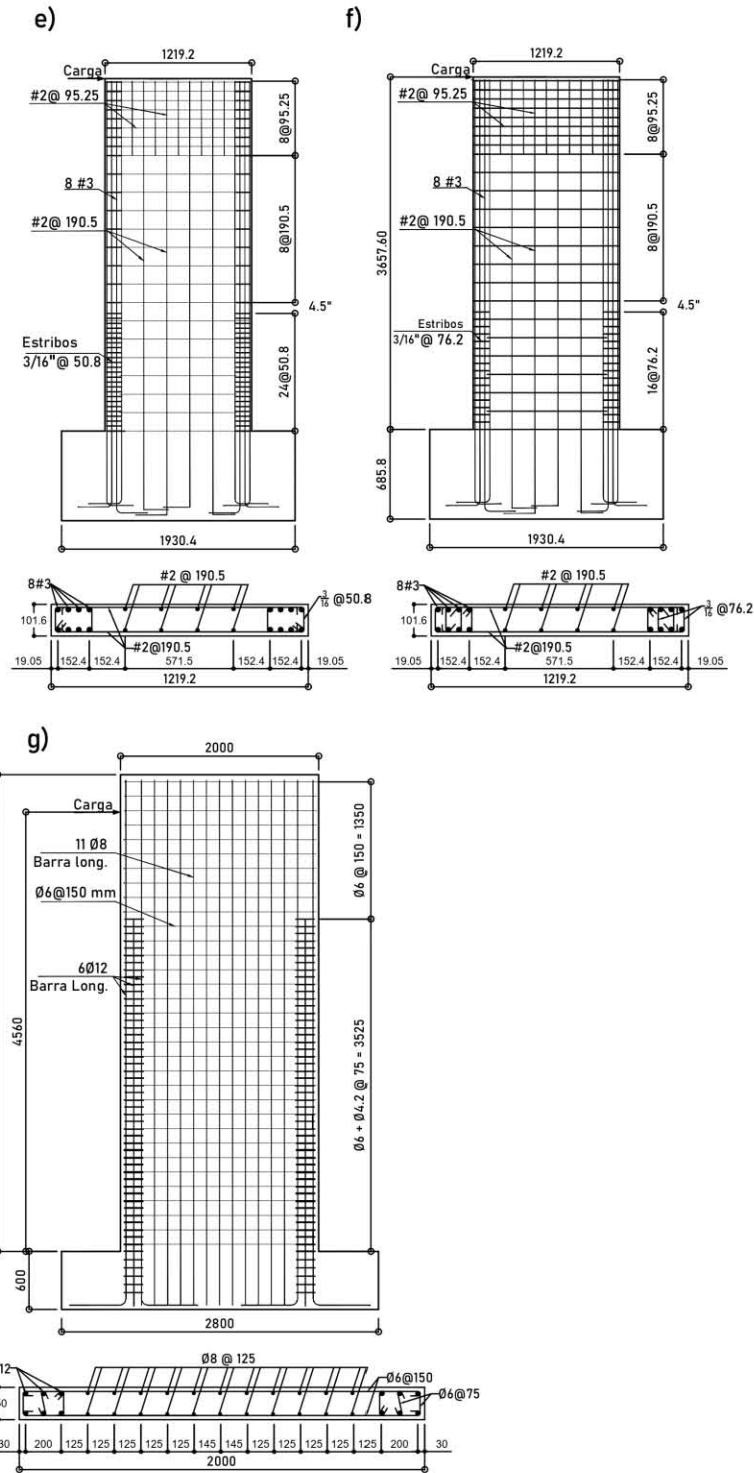


Figura 3.2. Ensayos experimentales utilizados: e) Muro E, y f) Muro F ensayado por Thomsen IV y Wallace (1995), y h) Muro H ensayado por Dazio et al. (2009), dimensiones en mm.

Tabla 3.1. Principales características de los muros analizados

Muro	Referencia	Dimensión B x H (mm)	Espesor T (mm)	h ₁ * (mm)	RA (h ₁ /B)	Carga axial **	Bordes		Alma del muro		Relación L/D	Modo de falla	Contribución al despl. en la parte superior (%)	
							ρ _s (%)	ρ _{v,b} (%)	ρ _{v,w} (%)	ρ _{h,w} (%)			Despl. por cortante	Despl. por flexión
A	RW-A15-P10-S78 / Tran y Wallace (2015)	1219 x 2057	152.4	1830	1.5	6.40%	X= 0.82 Y=0.744	6.06	0.73	0.73	2.7	DC	37.6	62.4
B	RW-A20-P10-S63 / Tran y Wallace (2015)	1219 x 2667	152.4	2440	2	7.30%	X= 0.82 Y= 0.74	7.11	0.61	0.61	2.7	CB	32.1	67.9
C	RW-A20-P10-S38 / Tran y Wallace (2015)	1219 x 2667	152.4	2440	2	7.30%	X= 0.82 Y= 0.74	3.23	0.27	0.27	4	CB/DT	20.4	79.6
D	W-CM-C / Villalobos <i>et al.</i> (2017)	1524 x 3658	203.2	3315	2.2	8.60%	X= 0.5 Y= 0.5	5.2	0.4	0.55	2.5	CBG	17	83
E	RW2 / Thomsen IV y Wallace (1995)	1219 x 3658	101.6	3810	3.1	7.00%	X= 0.69 Y=0.37	3.7	0.30***	0.33***	5.3	CB	23	77
F	RW1 / Thomsen IV y Wallace (1995)	1219 x 3658	101.6	3810	3.1	10.00%	X= 0.46 Y= 0.49	3.7	0.30***	0.33***	8	CB	25	75
G	WSH3 / Dazio <i>et al.</i> (2009)	2000 x 4950	150	4560	2.3	5.30%	X= 0.5 Y= 0.3	1.8	0.5	0.25	4.1	CB	22	78

* h₁ = altura de la aplicación de carga

**Carga axial = $P/Ag \cdot f'c$ (%), donde $Ag = B \cdot T$

*** = cuantía de refuerzo en la parte inferior de la sección del muro

ρ_{v,b} = cuantía de refuerzo vertical en los bordes del muro; ρ_s = cuantía de refuerzo de estribos en los bordes del muro; ρ_{h,w} = cuantía de refuerzo horizontal en el alma del muro; ρ_{v,w} = cuantía de refuerzo vertical en el alma del muro

DC = compresión diagonal; CB = aplastamiento del concreto/pandeo local del refuerzo en el borde; CBG = aplastamiento del concreto/pandeo local del elemento de borde; DT = tensión diagonal

B = ancho del muro, H = altura total del muro, L = longitud del refuerzo longitudinal entre estribos en los bordes confinados y D = diámetro del refuerzo

Tabla 3.2. Niveles de fuerza y distorsión en cada ciclo de los muros analizados

Ciclo	Historia de carga aplicada a los muros						
	Muro A	Muro B	Muro C	Muro D	Muro E	Muro F	Muro G
Nivel de carga máxima en ciclos con control por fuerza (kN)							
1	89	96.3	55				
2	178	192.6	110	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
3	356	385.3	221				
4	534						
Niveles de distorsión máxima en ciclos con control por desplazamiento (%)							
1	0.51	0.51	0.36	0.12	0.10	0.10	0.25
2	0.76	0.76	0.49	0.24	0.18	0.23	0.68
3	1.02	1.01	0.74	0.50	0.41	0.45	1.02
4	1.51	1.41	1.00	0.75	0.64	0.66	1.36
5	2.00	2.02	1.50	1.00	0.84	0.88	1.74
6	3.00	3.00	2.00	1.51	1.28	1.33	2.04
7			3.00	2.01	1.74	1.83	
8			4.00	2.51	2.24		
9				3.01			

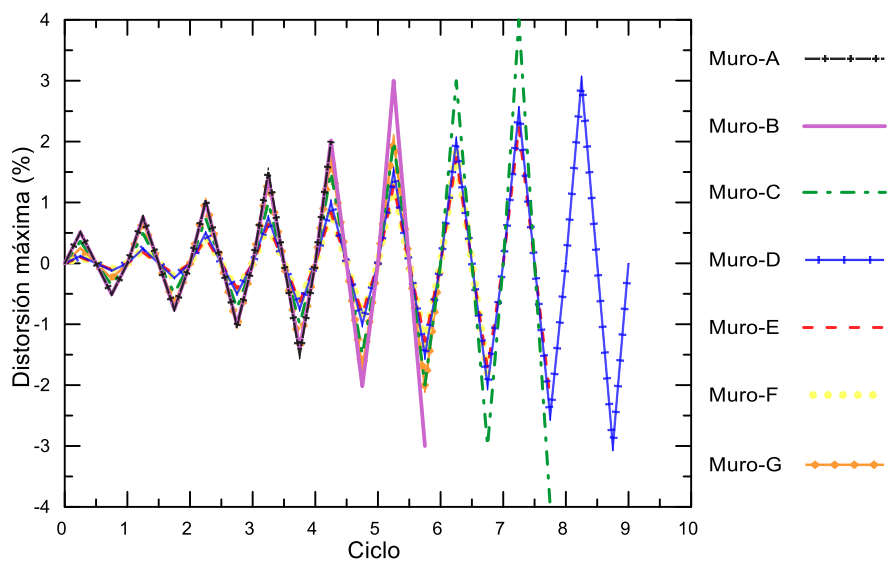


Figura 3.3. Niveles distorsión en cada ciclo de los muros analizados

3.2 Estrategia numérica propuesta

En esta sección se describen las características y los procedimientos para el modelado numérico de los muros seleccionados. Se hace hincapié en el tipo de EF adoptado, los modelos constitutivos de los materiales, las condiciones de frontera y las estrategias de solución. El tamaño de malla a utilizar en la configuración base de modelado se selecciona a partir del análisis de diferentes tamaños de malla. Es importante mencionar que para definir esta configuración de modelado se consideraron las recomendaciones de las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017), así como las configuraciones utilizadas en estudios previos sobre la modelación de muros de CR mediante estas técnicas (Tabla 2.1) (Arias-Lara *et al.*, 2018, 2017; Belletti *et al.*, 2016; Damoni *et al.*, 2014; Dashti *et al.*, 2017; Jünemann *et al.*, 2016; Kolozvari *et al.*, 2019; Niroomandi *et al.*, 2016; Pérez-Liévana, 2019; Pérez-Liévana *et al.*, 2020; Tripathi *et al.*, 2020). La estrategia numérica descrita en esta sección se presenta en Arnau *et al.* (s/f).

Los modelos de EF fueron creados en el programa Diana v.10.3 (DIANA FEA, 2019). Siguiendo la recomendación de Dashti *et al.* (2017), Kolozvari *et al.* (2019), Niroomandi *et al.* (2016) y Tripathi *et al.* (2020) se utilizaron elementos cuadriláteros tipo cascarón curvo de cuatro nodos (Q20SH). Este tipo de elemento también fue utilizado por Pérez-Liévana (2019) en la simulación numérica de un edificio real, alcanzando buenos resultados respecto a la mediciones experimentales. Se seleccionó un esquema de integración completa en el plano de 2 x 2 y se consideraron cinco puntos de integración en el espesor del elemento.

Los elementos tipo cascarón curvo en Diana se basan en el enfoque isoparamétrico sólido-degenerado y en su formulación se consideran dos hipótesis:

1. Las superficies normales a la superficie de referencia permanecen planas durante la deformación, pero no necesariamente normales a la superficie de referencia, lo que le permite al elemento capturar las deformaciones transversales por cortante. Estas deformaciones son consideradas de acuerdo con la teoría de Mindlin-Reissner
2. El componente de esfuerzo normal a la superficie del cascarón es igual a cero.

En la Figura 3.4 se muestran las principales características de los elementos cascarón curvo de Diana. Estos elementos cuentan con cinco grados de libertad en cada nodo: tres traslaciones y dos giros. El espesor “t” debe ser pequeño con relación a la dimensión “b” en el plano del elemento. Las fuerzas “F” pueden actuar en cualquier dirección entre la perpendicular a la superficie y la superficie del elemento, mientras que el momento “M” puede actuar alrededor de un eje en la superficie del elemento. Las deformaciones en el plano del elemento ϵ_{xx} , ϵ_{yy} , γ_{xy} varían linealmente en la dirección del espesor y las deformaciones transversales por cortante γ_{xz} y γ_{yz} se mantienen constantes en la dirección del espesor. Respecto a la distribución de esfuerzos y deformaciones en el plano xy, la deformación ϵ_{xx} , la curvatura ϕ_{xx} , el momento m_{xx} , la fuerza n_{xx} y la fuerza cortante q_{xz} son constantes en la dirección x y varían linealmente en la dirección y. Mientras que, la deformación ϵ_{yy} , la curvatura ϕ_{yy} , el momento m_{yy} , la fuerza n_{yy} y la fuerza cortante q_{yz} son constantes en la dirección y y varían linealmente en la dirección x. Los elementos tipo barra se pueden embeber en los elementos cascarón curvos si su posición recae dentro del espesor de los elementos y si interceptan al menos un eje de los elementos (Figura 3.4b).

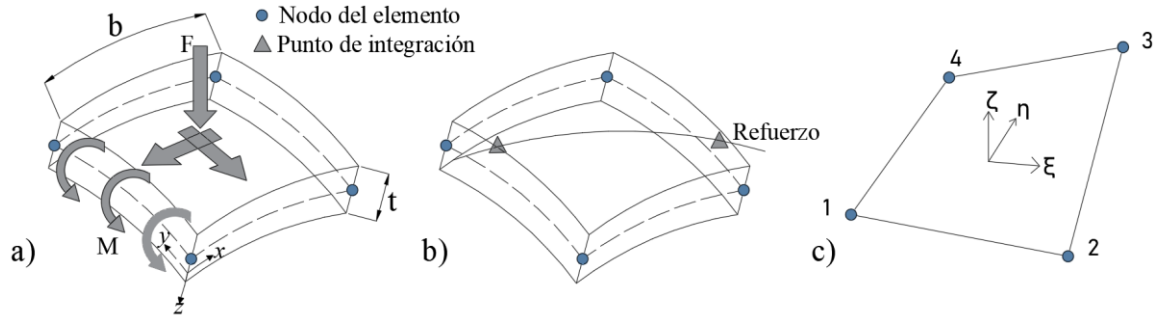


Figura modificada de Dashti et al.(2017)

Figura 3.4. a) Características de elemento cascarón curvo (Q20SH) disponible en el programa Diana b) Refuerzo embebido en el elemento cascarón, c) Grados de libertad del elemento Q20SH,

3.2.1 Modelos constitutivos para el concreto

En la literatura técnica se pueden encontrar varios modelos constitutivos para representar el comportamiento del concreto basados en el enfoque de fisuración distribuida descrito en la sección 2.2. Para este estudio, los modelos de los materiales se seleccionaron siguiendo las recomendaciones de estudios previos (Arias-Lara *et al.*, 2018, 2017; Belletti *et al.*, 2016; Damoni *et al.*, 2014; Dashti *et al.*, 2017; Jünemann *et al.*, 2016; Kolozvari *et al.*, 2019; Niroomandi *et al.*, 2016; Pérez-Liévana, 2019; Pérez-Liévana *et al.*, 2020; Tripathi *et al.*, 2020), así como las recomendaciones presentadas en Hendriks *et al.* (2017). De este modo, en la configuración base de modelado, el comportamiento del concreto es representado por medio del enfoque de deformaciones totales y con el modelo de rotación de grieta, el cual se basa en la teoría modificada del campo de compresión propuesta por Vecchio y Collins (1986). Este modelo ha conducido a resultados satisfactorios en la simulación del comportamiento de elementos de CR en trabajos previos (Arias-Lara *et al.*, 2018, 2017; Belletti *et al.*, 2016; Damoni *et al.*, 2014; Dashti *et al.*, 2017; Jünemann *et al.*, 2016; Kolozvari *et al.*, 2019; Niroomandi *et al.*, 2016; Pérez-Liévana, 2019; Pérez-Liévana *et al.*, 2020; Tripathi *et al.*, 2020).

En la inciso 2.3.2 se observó que la reproducción de la respuesta post-resistencia máxima en los modelos de EF y fisuración distribuida generalmente es sensible al tamaño de malla utilizado y pueden conducir a soluciones físicamente incorrectas (Bažant, 1986; Bažant *et al.*, 1994, 1984; Belytschko *et al.*, 1986; Markeset y Hillerborg, 1995). Algunos autores han demostrado que la energía de fractura a compresión, definida como la energía disipada por unidad de área en la zona de fractura del concreto es aproximadamente constante independientemente del tamaño y forma de los especímenes (Jansen y Shah, 1997; Nakamura y Takeshi, 1999; van Mier, 1986). Por ello, para evitar la sensibilidad de los resultados al tamaño de malla utilizado, en este trabajo se adoptan modelos constitutivos basados en la energía de fractura tal como sugieren las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017).

Para representar la respuesta a compresión del concreto se adoptó un modelo parabólico (inciso 2.3.2), mientras que para reproducir la respuesta post-resistencia máxima del concreto a tensión se seleccionó el modelo exponencial (sección 2.3.1). En las Figuras 2.11 y 2.13, se muestra la curva esfuerzo-deformación de ambos modelos. Es importante mencionar que en el programa DianaFEA, la curva esfuerzo-deformación post agrietamiento del concreto de ambos modelos se modifica automáticamente de acuerdo con el tamaño del EF adoptado. En ambos casos, la respuesta post-resistencia máxima y especialmente la deformación última del concreto dependen del valor adoptado

de energía de fractura a tensión y compresión (G_f y G_c respectivamente) y del ancho de banda de grieta (h), por lo tanto, estos valores deben ser seleccionados cuidadosamente.

Los valores de energía de fractura a tensión requeridos por los modelos se estiman con la Ec. 2.3 indicada en el Model Code (2010) para concretos de peso normal, mientras que la energía de fractura para el concreto a compresión es obtenida por medio de la Ec. 2.17 propuesta por Nakamura y Takeshi, (1999) y sugerida por Hendriks *et al.* (2017). Los valores de energía de fractura a tensión y compresión para cada muro se presentan en la Tabla 3.3.

Siguiendo las recomendaciones de las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017), el ancho de banda de grieta (h) se determinó por medio de un procedimiento automático basado en la dirección de la grieta y en las dimensiones del EF, para ello se adoptó el modelo de Govindjee *et al.* (1995) disponible en el programa DianaFEA. Este método estima el ancho de banda de grieta como la longitud del elemento que contiene la grieta proyectada en el plano de la grieta. Por lo tanto, además del tamaño del elemento, este método también considera la relación de aspecto del elemento y la orientación de la grieta.

Siguiendo la recomendación de Belletti *et al.*, (2016); Dashti *et al.*, (2017) y Niroomandi *et al.*, (2016) para estimar la resistencia a compresión del concreto confinado se adopta el modelo presentado por Mander *et al.* (1988) y Karthik y Mander (2011). La energía de fractura del concreto confinado se estima siguiendo el procedimiento propuesto por Jünemann *et al.* (2016) que consiste en relacionar la energía de fractura a compresión confinada y no confinada a través de un tamaño de elemento equivalente (h_{eq}). Para reproducir la respuesta a compresión del concreto confinado se adopta el modelo parabólico utilizando los valores de la resistencia del concreto confinado y la energía de fractura estimados previamente.

En la documentación de los especímenes presentada por los autores de los ensayos, no se evidenció que el bloque de cimentación de los muros sufriera daño relevante durante el ensayo. Tomando en cuenta esta situación y para reducir el tiempo de los análisis, el bloque de cimentación se modeló con un material elástico lineal.

Se sabe que a medida incrementa el daño en el concreto el efecto de Poisson se reduce, el alargamiento del elemento en una dirección ya no genera la contracción del elemento en la dirección perpendicular. Las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017) sugieren considerar este fenómeno en el modelado de elementos de CR. Por ello, en este trabajo se activó la opción “POIRED DAMAGED” disponible en programa DianaFEA que permite reducir automáticamente el coeficiente de Poisson después del agrietamiento. Como se muestra en la Figura 3.5, el comportamiento cíclico del concreto se modela utilizando leyes histeréticas orientadas al origen.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

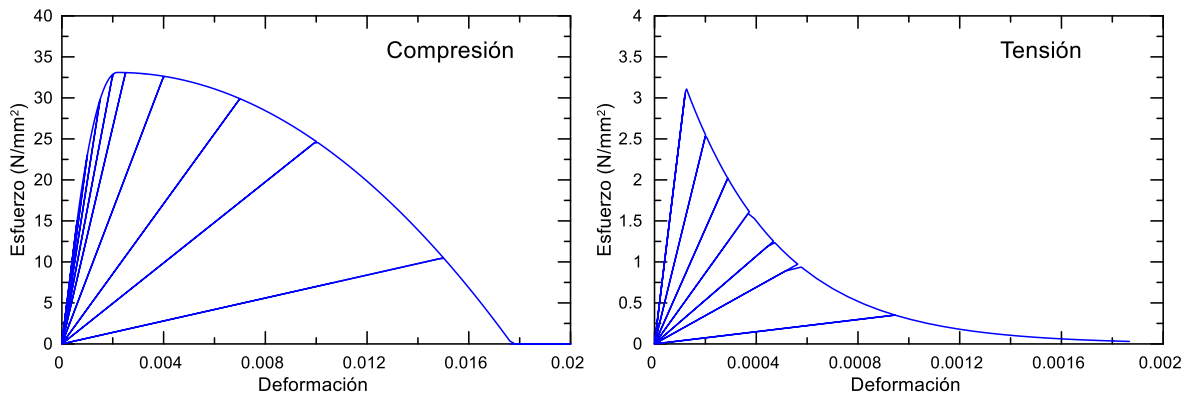


Figura 3.5 Comportamiento histerético del concreto a compresión y tensión con descarga hacia el origen

Las propiedades mecánicas de los muros analizados fueron mayormente obtenidas de los ensayos experimentales de Thomsen IV y Wallace (1995), Dazio *et al.* (2009), Tran y Wallace (2015), y Villalobos (2014) y se presentan en las Tablas 3.3 y 3.4. En el caso en que alguna de las propiedades requeridas no haya sido reportada en el ensayo, se estimó siguiendo las sugerencias del Model Code (2010) o de las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017).

Tabla 3.3. Propiedades mecánicas del concreto usadas en la simulación de muros de concreto

Propiedad del concreto	Valores							Referencia
	Muro A	Muro B	Muro C	Muro D	Muro E	Muro F	Muro G	
Módulo de elasticidad, E_c (N/mm ²)	28,712.4	27,309.7	27,389.65	23,614.5	27,159.8	22,532.19	35,700	Según datos del ensayo
Coefficiente de Poisson, ν_c	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	Hendriks <i>et al.</i> (2017)
Resistencia a compresión no confinada, f_{uc} (N/mm ²)	55.8	48.6	47.1	33.4	41.2	44.32	39.4	Según datos del ensayo
Energía de fractura a compresión no confinada, G_{uc} (N.mm/mm ²)	37.6	36.7	36.51	34.32	35.6	34.84	35.3	Hendriks <i>et al.</i> (2017)
Resistencia a compresión confinada, f_{cc} (N/mm ²)	75.9	67.1	63.97	44.5	50.7	49.73	47.28	Mander <i>et al.</i> (1988) y Karthik y Mander (2011)
Energía de fractura a compresión confinada, G_{cc} (N.mm/mm ²)	601.7	522.9	474.90	298.2	276.3	192.43	237.17	Jünemann <i>et al.</i> (2016)
Resistencia a tensión, f_t (N/mm ²)	3.95	3.54	3.46	3.172*	4.75*	4.98	2.99	Model Code (2010) o según datos de ensayo (*)
Energía de fractura a tensión, G_F (N.mm/mm ²)	0.150	0.147	0.146	0.137	0.143	0.14	0.141	Model Code (2010)

Tabla 3.4. Propiedades mecánicas del acero usadas en la simulación de muros de concreto

Propiedad del Acero	Valores							Referencia
	Muro A	Muro B	Muro C	Muro D	Muro E	Muro F	Muro G	
Módulo de elasticidad, E_s (N/mm ²)	200,000	200,000	200,000	200,000	200,000	200,000	200,000	Valor supuesto
Coefficiente de Poisson, ν_c	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	Valor supuesto
Esfuerzo de fluencia, $\sigma_{y,s}$ (N/mm ²) para cada n° de barra	423 (#2) 443 (#3) 474 (#5) 477 (#6)	423 (#2) 443 (#3) 477 (#6)	423 (#2) 472 (#4) 450 (#2a) 516 (#2b)	483 (#2) 493 (#3) 434 (#4) 465 (#8)	448 (#2) 434 (#3) 434(Ø4.76)	448 (#2) 434 (#3) 434 (Ø4.76)	562 (Ø4.2) 489 (Ø6) 569 (Ø8) 601 (Ø12)	Según datos del ensayo
Resistencia última a tensión, $\sigma_{u,s}$ (N/mm ²) para cada n° de barra	492 (#2) 707 (#3) 620(#5) 637(#6)	492 (#2) 707 (#3) 637(#6)	492 (#2) 613 (#4) 661 (#2a) 580 (#2b)	558 (#2) 696 (#3) 634 (#4) 660 (#8)	586 (#2) 641 (#3) 483(Ø4.76)	586 (#2) 641 (#3) 483 (Ø4.76)	615 (Ø4.2) 552 (Ø6) 700 (Ø8) 725 (Ø12)	Según datos del ensayo
Deformación última a tensión, $\epsilon_{u,s}$ (u/u) para cada n° de barra	0.165 (#2) 0.157 (#3) 0.15 (#5) 0.18 (#6)	0.165 (#2) 0.157 (#3) 0.18 (#6)	0.165 (#2) 0.109 (#4) 0.127 (#2a) 0.058 (#2b)	0.11 (#2) 0.14 (#3) 0.15 (#4) 0.18 (#8)	0.08 (#2) 0.1 (#3) 0.06(Ø4.76)	0.08 (#2) 0.1 (#3) 0.06(Ø4.76)	0.025(Ø4.2) 0.056 (Ø6) 0.065 (Ø8) 0.068 (Ø12)	Según datos del ensayo

Las barras #2a y #2b fueron producidas especialmente para el ensayo en Suiza y Australia respectivamente. El número de barra en el muro G se define según la nomenclatura europea.

3.2.2 Modelos constitutivos para el acero de refuerzo

Del estudio del estado del arte se identificó que los modelos numéricos más utilizados para representar el comportamiento del refuerzo en la simulación de muros de CR son los propuestos por Menegotto y Pinto (1973), Monti y Nuti (1992) y Dodd y Restrepo-Posada (1995), siendo el primero el más empleado (Kolozvari *et al.*, 2019; Niroomandi *et al.*, 2016; Tripathi *et al.*, 2020, etc). Estos tres modelos se encuentran disponibles en el programa DianaFEA.

Para seleccionar el modelo de acero de refuerzo a utilizar en este trabajo se analizó el comportamiento de los tres modelos comparando su respuesta con ensayos experimentales encontrados en la literatura. Para ello, se utilizaron los resultados experimentales de cuatro especímenes de barras de refuerzo ensayados ante cargas cíclicas axiales, dos de ellos fueron ensayados por Ebrahimian (2015), uno por Aktan *et al.* (1973) y uno por Botero (1996). Durante los ensayos, las barras de acero se sujetaron a diferentes niveles de deformación de tensión y compresión. En los ensayos de Ebrahimian (2015) se aplicó una deformación máxima de tensión de aproximadamente 4.5%, mientras que en los ensayos de Aktan *et al.* (1973) y Botero (1996) fue cercana a 10%. Respecto a la deformación de compresión, en los ensayos Ebrahimian (2015) y de Aktan *et al.* (1973) se aplicó una deformación máxima cercana a -1% y en el ensayo de Botero (1996) de -4.2%. Una característica del ensayo de Botero, es que la deformación máxima de compresión en cada ciclo es aproximadamente la mitad de la deformación máxima de tensión.

Es importante mencionar que, en los ensayos seleccionados, la relación longitud/diámetro (L/D) de las barras analizadas fue menor que 5 y las respuestas cíclicas no evidencian efectos de pandeo. Las barras ensayadas por Ebrahimian (2015) tienen una relación L/D = 3, la ensayada por Aktan *et al.* (1973) L/D = 2.1 y la ensayada por Botero (1996) L/D = 2.5. En la mayoría de los muros analizados en esta tesis la relación L/D también es menor que 5 y no presentaron pandeo global del refuerzo;

únicamente se observó pandeo local de las barras de refuerzo durante la falla del elemento. Éste se ocasionó por el aplastamiento del concreto en la base de los muros. Por ello, la influencia del pandeo es despreciable en la respuesta cíclica mostrada por los muros, pero sí podría tener una influencia en la predicción del punto de falla afectando la distorsión última alcanzada.

Los tres modelos numéricos del acero analizados en esta sección requieren de la definición de varios parámetros que controlan la curvatura de los lazos de histéresis, la proporción de endurecimiento cinemático-isotrópico, el efecto Bauschinger, entre otros fenómenos. Algunos autores han demostrado que la elección de los valores de estos parámetros repercute fuertemente en la respuesta cíclica del acero y finalmente en la respuesta global de la estructura (Birrell *et al.*, 2021; Carreño *et al.*, 2020). Por ello la elección de estos valores debe hacerse con sumo cuidado. En la Tabla 3.5 a la 3.7 se resumen los valores de los parámetros utilizados en la literatura para cada modelo, en negritas se identifica el intervalo en el que se encuentra cada uno.

Tabla 3.5. Valores de los parámetros adoptados para el modelo de Menegotto-Pinto en estudios encontrados en la literatura.

Referencia	Parámetros modelo de Menegotto-Pinto				
	R_0	A_1	A_2	A_3	A_4
Belletti <i>et al.</i> (2017)	20.0	18.45	0.001		
Ebrahimian (2015)	21.0	--	0.0		
Filippou <i>et al.</i> (1983)	20.0	18.5	0.15	0.01	7.0
Monti y Nuti (1992)	20.0	18.5	0.0001	0.025	3.0
Dhakal y Maekawa (2002)	20.0	18.5	0.15		
Kolozvari (2013)	20.0	18.5	0.15		
Orakcal <i>et al.</i> (2004)	20.0	18.5	0.15		
	20.0	18.5	0.0015		
Fragiadakis <i>et al.</i> (2007)	20.0	18.5	0.15	0.025	2.0
Ashtiani <i>et al.</i> (2018)	19.5	18.5	0.1	0.0	0.0
Carreño <i>et al.</i> (2020)	20.0	18.0	0.08	0.039	1.0
Birrell <i>et al.</i> (2021)*	20.0	17.86	0.096	0.037	
Intervalo	19.5 – 21.0	18.0 – 18.5	0.0 – 0.15	0.00 – 0.039	0.0 – 7.0

*Valores promedio que conducen a los mejores resultados de los distintos especímenes analizados en el estudio

Tabla 3.6. Valores de los parámetros adoptados para el modelo de Monti-Nuti en estudios encontrados en la literatura.

Referencia	Parámetros Modelo de Monti-Nuti			
	R_0	A_1	A_2	P
Monti y Nuti (1992)	20.0	18.5	0.001	0.5
Belletti <i>et al.</i> (2016)	20.0	18.45	0.001	
Fragiadakis <i>et al.</i> (2007)	20.0	18.5	0.15	0.9
Intervalo	20.0	18.45 – 18.5	0.001 – 0.15	0.5-0.9

Tabla 3.7. Valores de los parámetros adoptados para el modelo de Dodd-Restrepo en estudios encontrados en la literatura.

Referencia	Parámetros Modelo de Dodd-Restrepo	
	p	Ω
Dodd y Restrepo-Posada (1995)	0.35	
Botero (1996)	3.474 $\phi < 1/2''$	
	3.362 $\phi > 1/2''$	
DIANA FEA (2019)		0.75-1.15
Arnau y Murià-Vila (2018)	0.35	0.75
Birrell <i>et al.</i> (2021)*	3.44	0.74
Intervalo	0.35 - 3.474	0.74 - 1.15

*Valores promedio que conducen a los mejores resultados de los distintos especímenes analizados en el estudio

Para identificar los valores de los parámetros que conducen a las mejores aproximaciones de la respuesta cíclica para cada modelo, se compararon las respuestas de los modelos usando los valores de los parámetros reportados en la literatura. Este análisis se realizó variando el valor de un parámetro a la vez. Para ejemplificar este procedimiento, en la figura 3.6 se comparan los resultados del modelo Dodd-Restrepo con diferentes valores del parámetro Ω que controla el efecto Bauschinger ($\Omega = 0.75$ y 0.9). Se observa que en todos los casos el modelo con $\Omega = 0.75$ condujo a las mejores predicciones de la resistencia y respuesta cíclica, por ello, este fue el valor seleccionado para el parámetro Ω .

A partir de este análisis se observó que para el modelo de Menegotto-Pinto las mejores estimaciones del comportamiento cíclico en todos los ensayos se obtienen cuando se adopta $R_0= 20.0$, $A_1= 18.5$, $A_2= 0.15$, $A_3= 0.01$, $A_4= 7.0$, para el modelo de Monti-Nuti se logró con el uso de $R_0= 20.0$, $A_1= 18.5$, $A_2= 0.001$ y $P = 0.8$. Mientras que para el modelo de Dodd-Restrepo las mejores respuestas se obtienen cuando se selecciona el parámetro $\Omega = 0.75$ y el parámetro p de acuerdo con la sugerencia de Botero (1996), utilizando $p = 3.474$ para diámetros de barra menores que $1/2$ pulgada, y $p = 3.362$ para diámetros de barra mayores que $1/2$ pulgada.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

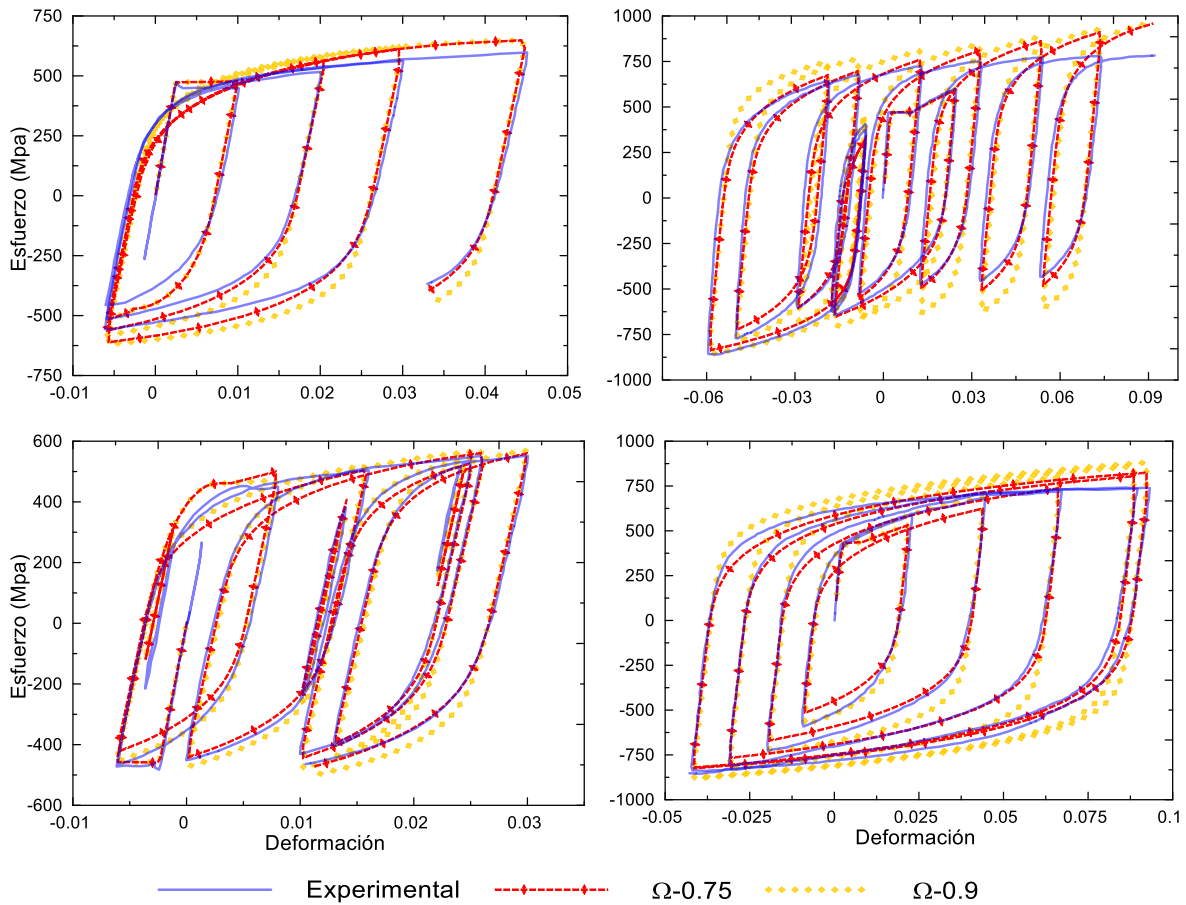


Figura 3.6. Comparación de la respuesta del modelo de Dodd-Restrepo con diferentes valores del parámetro Ω en diferentes pruebas experimentales.

En la Figura 3.7 se comparan las respuestas esfuerzo-deformación de los modelos con los parámetros mencionados; cada gráfica corresponde a uno de los ensayos analizados. En la Figura 3.8 se comparan los valores de esfuerzo máximo y mínimo ($\sigma_{\text{máx}}$ y $\sigma_{\text{mín}}$) obtenidos en cada ciclo de carga normalizados respecto a los datos experimentales. Finalmente, en la Tabla 3.8 se comparan los valores de error en términos de la energía total disipada en cada ensayo por cada uno de los modelos estudiados. El error se calculó como la diferencia entre el valor estimado y el valor medido dividido por el valor medido y expresado en porcentaje.

Se observa que para bajos niveles de deformación de tensión y compresión como los observados en los ensayos de Ebrahimián, todos los modelos conducen a respuestas del comportamiento cíclico con errores de $\pm 8\%$ en términos de la energía total disipada. En términos del esfuerzo máximo de tensión se observan errores entre -5% a 10% y respecto al esfuerzo máximo de compresión se presentan errores de $\pm 15\%$ siendo en este aspecto donde se observan mayores diferencias principalmente cuando se adopta el modelo de Menegotto-Pinto.

Cuando se alcanzan mayores niveles de deformación de tensión y compresión como en los ensayos de Aktan y Botero, los niveles de error mostrados por todos los modelos incrementan. Las mayores deformaciones de tensión se presentan en el ensayo de Botero, para este caso, en términos de energía disipada se obtiene un error máximo de -18% y en esfuerzo máximo de tensión de 10% . En términos del esfuerzo máximo de compresión se observan mayores variaciones principalmente cuando se

adoptan los modelos de Menegotto-Pinto y Monti-Nuti, alcanzando errores de hasta -27%. Para este ensayo, las mejores aproximaciones de la respuesta cíclica del acero se observan con el modelo de Dodd-Restrepo con $\Omega = 0.9$ y $\Omega = 0.75$.

El ensayo de Aktan presenta las mayores incursiones en la deformación de compresión, una característica particular de este ensayo es que presenta ciclos completos en el régimen de tensión (sin regresar a la deformación cero), ciclos completos en el régimen de compresión y ciclos que incursionan tanto en la zona de tensión como de compresión. Este ensayo es el que presenta mayores dificultades para reproducirse por todos los modelos, subestimando la energía disipada en hasta -20%, el esfuerzo a tensión en hasta -27%, y el esfuerzo a compresión en hasta -30%. Las mayores variaciones se observan cuando se adoptan los modelos de Menegotto-Pinto y Monti-Nuti, mientras que las mejores predicciones de la respuesta se presentan con el modelo de Dodd-Restrepo.

En general, se observa que el modelo de Dodd-Restrepo condujo a una de las mejores predicciones de la respuesta cíclica del acero en los ensayos de Aktan y Botero y además alcanzó estimaciones apropiadas de la respuesta en los ensayos de Ebrahimian. Por ello, este es el modelo adoptado en este trabajo para reproducir el comportamiento del acero de refuerzo. En el análisis se observó que los parámetros de entrada adoptados en este trabajo para el modelo de Dodd-Restrepo pueden ser una opción confiable.

En la configuración base de modelado adoptado en este trabajo, las barras de refuerzo se consideran como “elementos embebidos” dentro de los elementos de concreto adyacentes o “elementos madre”. En la Figura 3.9 se presenta el modelo numérico del muro D y se observa el acero de refuerzo que fue modelado con elementos tipo barra embebidos en los elementos cascarón.

Como se mostró en la sección 2.5 el programa DianaFEA ofrece la posibilidad de considerar la adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo; sin embargo, esta opción incrementa considerablemente el costo computacional por ello, en este trabajo se supone inicialmente la condición de adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto. Las longitudes de anclaje del refuerzo no están incluidas en el modelo.

Tabla 3.8. Porcentajes de error en energía total disipada para cada ensayo con cada uno de los modelos analizados

Ensayo	Error en energía total disipada (J/mm ³) (%)		
	Menegotto-Pinto	Monti-Nuti	Dodd-Restrepo
Ebrahimian (2015), ensayo 1	-5.1	6.2	1.37
Ebrahimian (2015), ensayo 2	-5.2	-7.9	-5.44
Aktan <i>et al.</i> (1973), ensayo 6	-19.4	-12	-10.62
Botero (1996), ensayo 9	-17.8	-8.3	-3.25

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

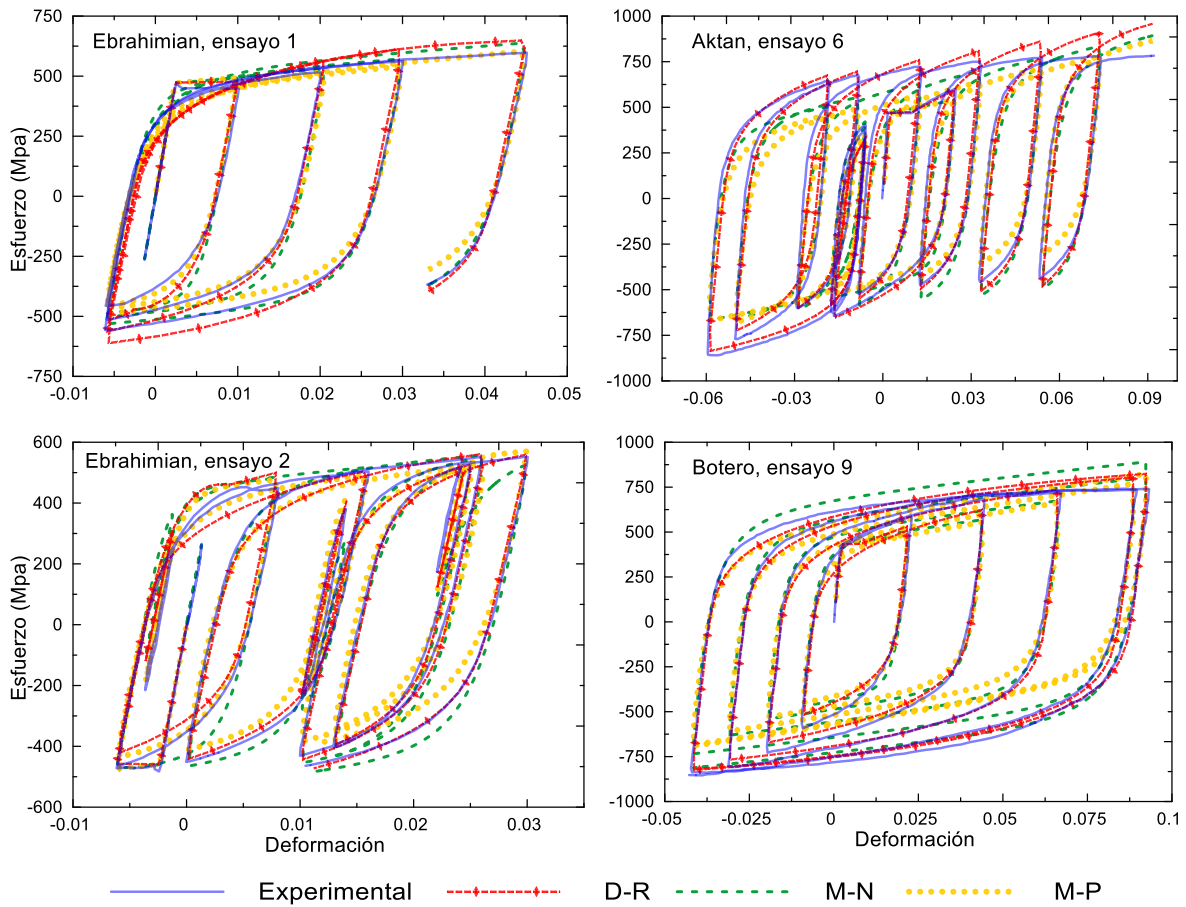


Figura 3.7. Comparación de respuesta cíclica de diferentes modelos de acero de refuerzo, se comparan los resultados de cuatro pruebas experimentales.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

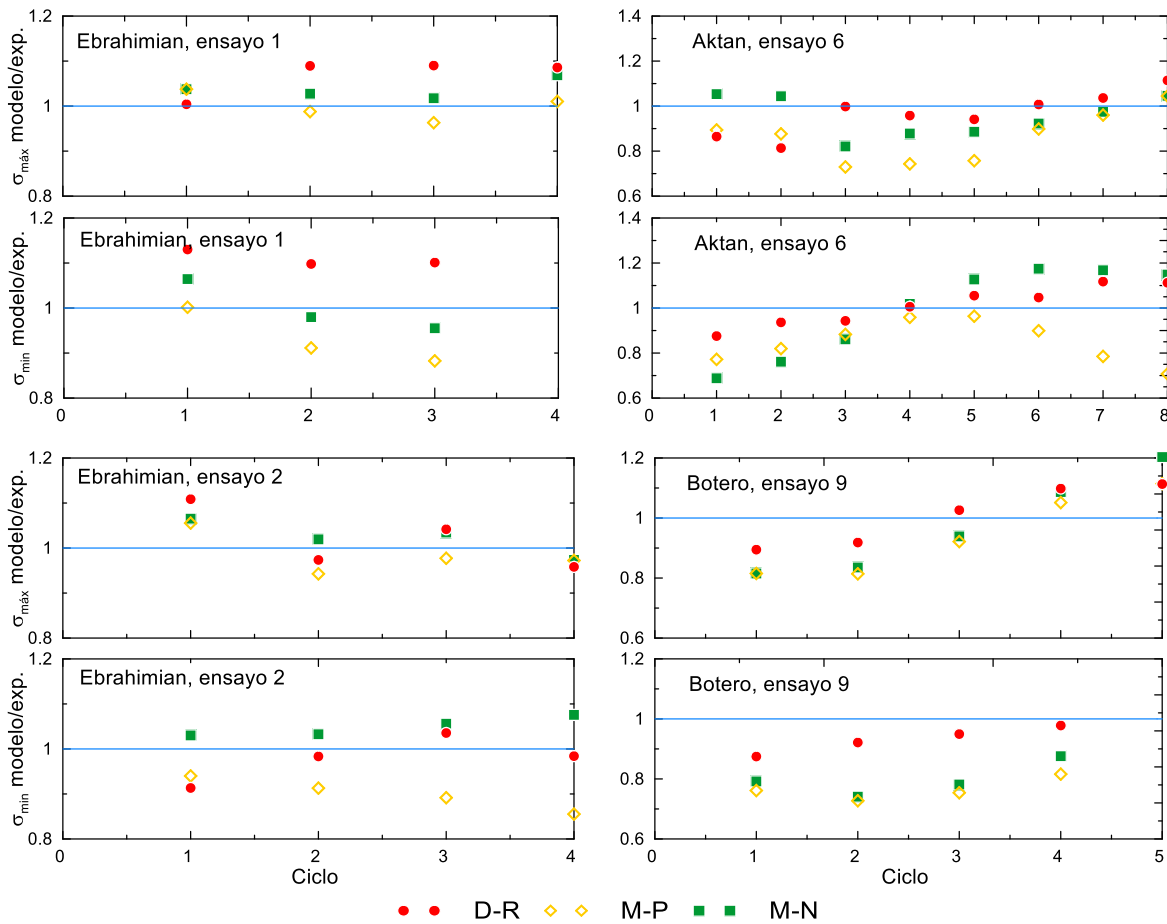


Figura 3.8. Comparación de resistencia cortante máxima ciclo a ciclo normalizado respecto al experimental, se comparan los resultados de cuatro pruebas experimentales.

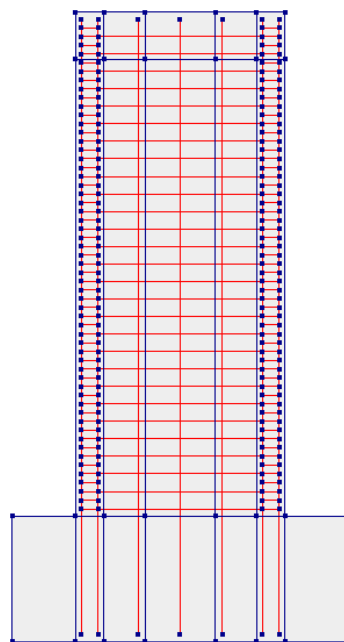


Figura 3.9. Modelado del acero de refuerzo para el muro D, se utilizan elementos tipo barra embebidos en los elementos de concreto.

3.2.3 Condiciones de frontera

Para reproducir la configuración en voladizo utilizada en el ensayo experimental de los muros, en los nodos inferiores del bloque de cimentación se restringió el desplazamiento en la dirección vertical y en la dirección paralela a la aplicación de carga, y se utilizó la técnica propuesta por Calderón *et al.* (2019) para considerar los pequeños giros de la base de cimentación observados durante el ensayo. Esta técnica consiste en conectar los nodos en la base del bloque de cimentación a un nodo central (primario), de modo que los nodos secundarios giren de acuerdo con este nodo (Figura 3.10). Este procedimiento se realizó utilizando la herramienta ‘TYINGS’/ ECCENT TR 2 disponible en el programa Diana. El giro del nodo primario es controlado por medio de un resorte rotacional cuya rigidez se ajusta para reproducir la rigidez inicial de los ensayos. De manera similar al ensayo, en los muros se restringió el desplazamiento en la dirección fuera del plano en los nodos ubicados a la altura de la aplicación de carga.

3.2.4 Aplicación de carga

De manera similar al ensayo las cargas axiales y horizontales se aplicaron en la parte superior del modelo, la carga axial se mantuvo constante y se aplicó en términos de fuerza, mientras que la historia de carga lateral se aplicó en términos de desplazamientos (Tabla 3.2). Como se observa en la Tabla 3.2, en los primeros ciclos de carga los niveles de distorsión alcanzados son muy pequeños, en estos ciclos, el tamaño de paso se definió de modo que la respuesta obtenida tenga suficiente resolución. Para ciclos con distorsión máxima mayor que 0.5% el tamaño de paso se seleccionó para alcanzar un incremento de distorsión de 0.01% entre un paso y otro.

Cabe recordar que en el ensayo cada nivel de distorsión se repitió dos o tres veces. Sin embargo, en los resultados experimentales de los muros (excepto en el muro G) no se observaron variaciones significativas en la respuesta obtenida entre ciclos de carga consecutivos que alcanzaron el mismo nivel de distorsión. Por ello, en los modelos sólo se aplicó el primer ciclo de carga de cada nivel de distorsión; esto permitió reducir considerablemente el tiempo de análisis. De este modo, para completar el análisis en cada muro se requirieron entre 2,300 a 5,650 pasos.

Al finalizar los ciclos de carga experimentales, en el modelo se aplicó una carga lateral monótona hasta alcanzar el punto de falla del espécimen (en caso de que no lo haya alcanzado antes). Esto permitió observar la capacidad de distorsión máxima y la capacidad de carga estimada por el modelo y contrastarla contra los datos experimentales.

3.2.5 Estrategias de solución

Las estrategias de solución utilizadas en este estudio fueron definidas siguiendo las recomendaciones de las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017), así como las señaladas en estudios previos (Arias-Lara *et al.*, 2018, 2017; Belletti *et al.*, 2016; Damoni *et al.*, 2014; Dashti *et al.*, 2017; Jünemann *et al.*, 2016; Kolozvari *et al.*, 2019; Niroomandi *et al.*, 2016; Parra-Torres, 2015; Pérez-Liévana *et al.*, 2020; Pérez-Liévana, 2019; Tripathi *et al.*, 2020). Por ello, se adoptó el método iterativo de Newton-Raphson y para incrementar la razón de convergencia se activó el algoritmo de búsqueda de línea “line search” disponible en DianaFEA.

Siguiendo las sugerencias de Hendriks *et al.* (2017), Belletti *et al.* (2013^a) y Damoni *et al.* (2014) se utilizó un criterio de convergencia basado en energía y fuerza de manera simultánea con un límite de tolerancia de 10^{-4} y 10^{-2} , respectivamente. En los casos en los que se observaron inestabilidades numéricas con el método de Newton Raphson (que fueron casos muy aislados) se adoptó el método

de iteración Secante de Broyden. Finalmente, siguiendo la recomendación de Calderón *et al.* (2019) se utilizó el algoritmo de solución Sparse Cholesky.

3.2.6 Limitaciones de la estrategia de modelado

Debido a la disponibilidad de modelos constitutivos en el programa de análisis utilizado en este trabajo, la estrategia de modelado propuesta no considera los siguientes fenómenos:

1. El pandeo de la barra
2. La fractura de la barra
3. La fatiga de los materiales y los fenómenos derivados de éstos.

Estas limitaciones deben ser consideradas si se desea aplicar esta estrategia numérica en la simulación de elementos de CR en los que se prevé una influencia importante de estos fenómenos. En los muros seleccionados en este trabajo (excepto en el muro G) no se observó que la repetición de ciclos de carga consecutivos con el mismo nivel de distorsión máxima condujera a variaciones significativas en la resistencia y en la respuesta cíclica. Esto indica que la fatiga de los materiales no afectó significativamente la respuesta de los muros.

Los muros analizados mostraron pandeo local de las barras longitudinales de refuerzo en la base de los bordes confinados únicamente durante su falla. Debido a ello, este fenómeno no afecta la respuesta cíclica de los muros, pero si pudiera tener una influencia en la predicción del punto de falla de la estructura afectando la distorsión última alcanzada.

Excepto en el muro C, los autores de los ensayos no reportaron fractura del refuerzo en los muros. En el muro C, la fractura del refuerzo transversal en el alma del muro se observó durante la falla del elemento, luego del aplastamiento del concreto en la base del borde confinado y del pandeo local del refuerzo longitudinal en dicha zona. Por ello, esta situación únicamente afectaría en la predicción del punto de falla.

3.3 Influencia del tamaño de malla

En esta sección se analiza la influencia del tamaño del EF en la respuesta cíclica de los muros. Para ello, se comparan los resultados de tres tamaños de malla en términos de su exactitud y demanda computacional. A partir de este análisis se selecciona el tamaño de malla más adecuado para la configuración base de modelado. Este análisis también permitirá verificar el procedimiento que se adopta en este estudio para ajustar las propiedades del concreto por los efectos del tamaño de malla.

En todos los muros analizados se utiliza una configuración de mallado similar y los modelos fueron discretizados considerando:

1. Las diferencias en las propiedades materiales del concreto en los bordes confinados de los muros (concreto confinado), en el alma del muro (concreto sin confinar), y en el bloque de cimentación.
2. Para evitar las distorsiones geométricas y problemas numéricos por relaciones de aspecto excesivas en los EF, se siguieron las recomendaciones de Bathe (2006), Lee y Bathe (1993), Kotsovos y Pavlovie (1986) y Kolozvari *et al.*, (2019). Por ello la relación de aspecto de los elementos se mantuvo lo más cercana posible a 1.0 y se evitaron valores de relación de aspecto mayores que 2.0.
3. Para mantener la hipótesis de homogeneidad del concreto, el tamaño de malla más pequeño se seleccionó de modo que las dimensiones de los EF fueran al menos tres veces el tamaño máximo

del agregado tal como recomiendan Engen *et al.* (2014); Kotsovos y Pavlović, (2004) y Pettersen, (2014).

Siguiendo estas consideraciones, los tres modelos analizados se obtienen dividiendo la altura del muro (H) en aproximadamente 10 ($H/10$), 20 ($H/20$) y 30 elementos ($H/30$) (Figura 3.10). Para mantener la relación de aspecto de los EF lo más cercana a 1.0, el ancho de los elementos de borde de los muros se define mediante uno, dos y tres elementos para los modelos $H/10$, $H/20$ y $H/30$, respectivamente. Mientras que el alma de los muros (distancia entre los bordes confinados) se representa por cuatro, ocho y doce elementos para los modelos $H/10$, $H/20$ y $H/30$ respectivamente. En todos los casos, las condiciones de frontera se consideraron como se expuso en la sección 3.2.4.

Para el modelo $H/10$ los tamaños de EF resultantes oscilan desde 210 x 203 mm para el espécimen A hasta 260 x 503.7 mm para el espécimen G. Para el modelo $H/20$ oscilan desde 105 x 101.5 mm para el espécimen A hasta 130 x 251.9 mm para el espécimen G, mientras que para el modelo $H/30$ oscilan desde 70 x 68 mm para el espécimen A hasta 86.7 x 168.0 mm para el espécimen G. Según la clasificación de Pettersen (2014) los tamaños de malla seleccionados corresponden a elementos finitos medianos y grandes.

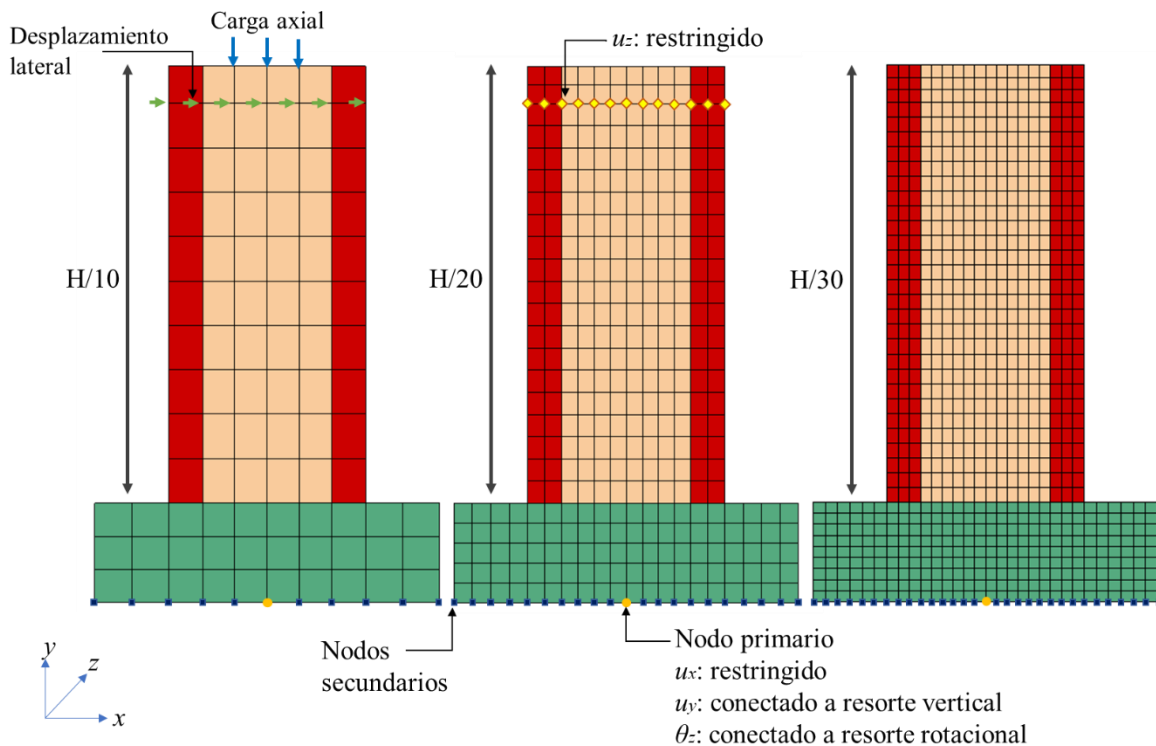


Figura 3.10. Tamaños de malla considerados en el análisis y condiciones de frontera; en color rojo se representan los bordes confinados (concreto confinado), en naranja el alma del muro (concreto sin confinar) y en verde el bloque de cimentación (material lineal elástico). Se observa la ubicación de los nodos primarios y secundarios en la base de la cimentación y las condiciones de frontera asignadas

3.3.1 Comparación de resultados en términos globales

En esta sección se compara, de manera general, el comportamiento cíclico estimado con los modelos para cada muro respecto a las respuestas cíclicas experimentales. En los siguientes incisos se presenta la comparación cuantitativa respecto a la predicción del punto de fluencia y del punto de resistencia. Las respuestas también se comparan en términos de la resistencia en cada ciclo, de la energía disipada en cada ciclo y en términos de la deformación última estimada. Finalmente se presenta la distribución de deformaciones y esfuerzos principales obtenidas en los modelos.

Los resultados presentados se obtuvieron siguiendo la estrategia numérica descrita en la sección 3.2. Los resultados de los muros A y D se incluyen en Arnau *et al.* (s/f). En dicho trabajo también se incluyen resultados del muro B, E y G pero siguiendo un mallado diferente al analizado en esta sección.

En la Figura 3.11 se presentan las respuestas carga-desplazamiento obtenidas para cada muro con cada uno de los tamaños de malla analizados, se puede apreciar que, en general, los resultados se ajustan satisfactoriamente a los experimentales en términos de la respuesta cíclica y todos los tamaños de malla conducen a predicciones de la respuesta cíclica muy similares entre sí.

Las mayores diferencias entre los diferentes tamaños de malla se presentan en términos de la resistencia. Se observa que las mallas más refinadas predicen valores de resistencia ligeramente menores que las mallas grandes. Sin embargo, en la mayoría de los muros todos los tamaños de malla conducen a predicciones muy cercanas a las experimentales para ambas direcciones de carga (positiva y negativa), únicamente en los muros A y F se observan diferencias notables en la resistencia estimada por los modelos. En estos casos todos los modelos tienden a sobreestimar la resistencia experimental de cada ciclo en ambas direcciones de carga.

Respecto a la respuesta cíclica, en los muros A y B se observa que los modelos predicen lazos de histéresis muy cercanos a los experimentales en la mayoría de los ciclos, únicamente en el último ciclo se observan diferencias notables en la zona cercana al origen (zona de cambio de dirección de carga). En dichas zonas todos los tamaños de malla predicen lazos de histéresis con menor estrangulamiento que el observado experimentalmente. Los modelos además conducen a buenos ajustes en la rigidez de carga y descarga de los diferentes ciclos de carga de ambos muros.

En los muros C y E se aprecian buenos ajustes en la rigidez de carga y descarga de los ciclos de histéresis, pero los modelos predicen mayor estrangulamiento en la zona cercana al origen para la mayoría de los ciclos. Este fenómeno también se observa en los muros F y G, pero en estos casos, los ciclos de histéresis son además más angostos que los experimentales. Por el contrario, en el muro D todos los tamaños de malla conducen a predicciones del comportamiento cíclico muy cercanas a las experimentales en todos los ciclos y durante todo el ciclo, obteniendo rigideces de carga y descarga muy similares a las experimentales, por tanto, el área dentro de los ciclos de histéresis también es muy similar a la experimental.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

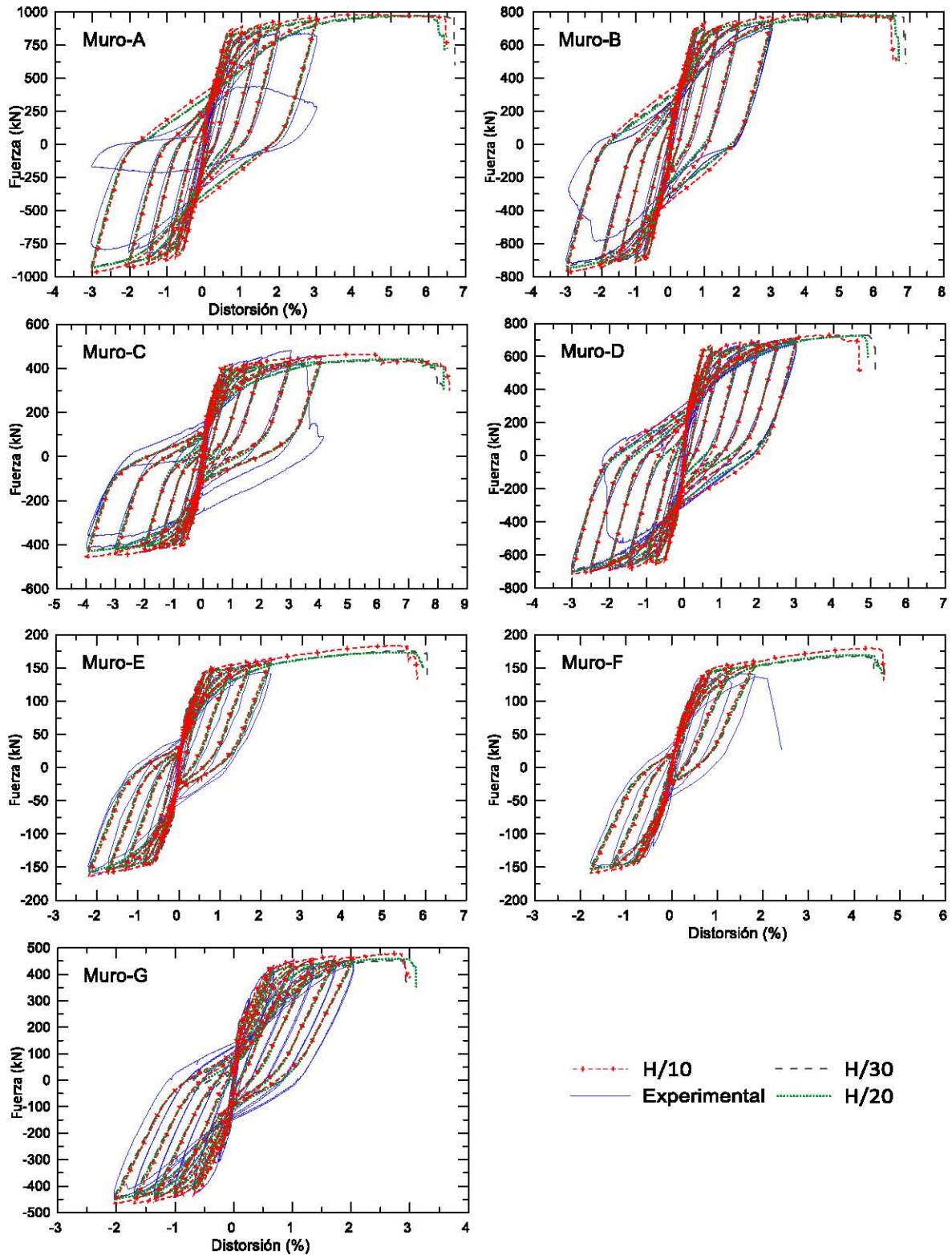


Figura 3.11. Respuesta fuerza-deformación en todos los muros. Comparación de los resultados experimentales y numéricos utilizando diferentes tamaños de malla (H/10: Altura/10 elementos, H/20: Altura/20 elementos y H/30: Altura/30 elementos)

3.3.2 Predicción del punto de fluencia y resistencia máxima

En la Tabla 3.9 se muestran los porcentajes de error obtenidos en la estimación del punto de fluencia y de resistencia para cada muro y tamaño de malla estudiado; los valores de error más pequeños para cada muro se identifican con negritas. Cabe mencionar, que en este trabajo el término “error” hace alusión a la calidad de la estimación y no a una falla en el procedimiento seguido, y se calcula como la diferencia entre el valor estimado y el valor de referencia dividida entre el valor de referencia y expresada en porcentaje.

El punto de fluencia fue obtenido de manera similar al experimento, como el punto en el cual ocurre la primera fluencia en el refuerzo longitudinal en los elementos de bordes de los muros. Como se puede observar, los tres tamaños de malla conducen a valores similares de error en la predicción de la resistencia de fluencia, la resistencia máxima y sus correspondientes desplazamientos.

Respecto a la resistencia de fluencia, se aprecia que, en la mayoría de los muros, las mejores predicciones se obtienen con el modelo H/10; el modelo H/30 conduce a la mejor predicción únicamente en el muro G, sin embargo, para en este mismo caso, los modelos H/20 y H/10 sólo incrementan el error en un 1.2% y 1.8%, respectivamente, lo cual no representa una diferencia significativa. Las mayores diferencias en la predicción de la resistencia de fluencia entre los diferentes tamaños de malla se presentan en el muro B, en este caso, la variación del error entre el modelo H/10 y el modelo H/30 fue de 3.9% y la mejor predicción se alcanzó con el modelo de malla grande (H/10). Este resultado es interesante, ya que muestra que la adopción de mallas más refinadas no necesariamente conduce a mejoras importantes en la predicción de la resistencia de fluencia. Es importante notar que con excepción del muro G, todos los modelos predicen la resistencia de fluencia con errores menores que $\pm 4\%$, lo cual es muy satisfactorio. Las diferencias observadas en el muro G se deben al hecho de que el punto de fluencia utilizado como referencia no fue obtenido con base en mediciones en las barras de refuerzos como en los demás muros, sino que fue estimado por los autores del ensayo a partir de un análisis momento-curvatura.

Respecto a la predicción de la resistencia máxima, en todos los casos, los tamaños de malla conducen a errores menores que 14%. Además, se puede observar que los tamaños de malla que conducen a las mejores predicciones en la resistencia de fluencia no necesariamente conducen a las mejores predicciones de la resistencia máxima. En los muros A, B, E y F, las mejores predicciones se alcanzan cuando se adoptan mallas refinadas; sin embargo, en todos los casos las diferencias de error entre los modelos H/10 y H/30 son menores que 5.3%.

En la Tabla 3.9 se muestra que todos los tamaños de malla predicen el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento correspondiente a la resistencia máxima con errores similares entre sí. El uso de mallas refinadas (modelo H/30) únicamente conduce a las mejores predicciones del desplazamiento de fluencia en los muros C y F, alcanzando en estos casos una reducción en el error respecto al modelo H/10 de 3.6% y 7.0% respectivamente. Con excepción del muro G, todos los modelos reproducen el desplazamiento de fluencia con errores menores que $\pm 35\%$; las diferencias observadas en el muro G se deben a que el desplazamiento de fluencia fue estimado por los autores del ensayo a partir de un análisis momento-curvatura.

Con relación al desplazamiento correspondiente a la resistencia máxima se observa que con excepción del muro A, todos los modelos conducen a predicciones con errores menores que 34%. También se observa que en los muros B, D, E y F todos los tamaños de malla conducen a valores iguales o muy similares del desplazamiento a la resistencia máxima con errores menores que 8%. En el muro C también se observa que todos los tamaños de malla conducen a estimaciones muy similares, pero se

obtienen valores de error más altos (32.7%-34%), en este caso el mejor ajuste se logró con la malla más refinada (H/30). Mientras que en el muro G, la mejor predicción de este desplazamiento se observa con el modelo H/10 y el uso de mallas más refinadas condujo a errores más altos, con una diferencia de hasta 16.4% respecto al modelo H/10. En general, se observa que los errores en términos de desplazamiento (a la fluencia y a la resistencia máxima) son mayores que los valores de error obtenidos en términos de resistencia.

Tabla 3.9. Porcentajes de error estimados en la predicción del punto de fluencia y de resistencia máxima respecto a los valores experimentales

Modelo	Predicción del punto de fluencia						Predicción del punto de resistencia máxima ($V_{m\acute{a}x}$)					
	Error en resistencia (%)			Error en desplazamiento (%)			Error en resistencia (%)			Error en desplazamiento (%)		
	H/10	H/20	H/30	H/10	H/20	H/30	H/10	H/20	H/30	H/10	H/20	H/30
No. Total de EF	60	240	540	60	240	540	60	240	540	60	240	540
Muro A	-0.4	-1.7	-2.4	-20.3	-18.9	-18.9	12.0	9.5	8.4	99.4	99.4	99.4
Muro B	1.4	-1.1	-2.5	-9.2	-9.2	-10.6	4.8	1.5	0.4	5.2	5.5	5.9
Muro C	-1.6	-2.9	-3.9	6.1	6.1	2.5	-5.4	-10.6	-11.4	34.0	33.4	32.7
Muro D	0.3	-1.1	-2.0	-31.1	-31.1	-35.0	1.2	-0.3	-1.4	0.2	0.2	0.2
Muro E	2.6	3.2	3.8	-18.0	-19.0	-21.0	3.0	-1.8	-1.2	0.0	-0.4	0.0
Muro F	-1.7	-0.8	-1.5	11.1	5.8	4.1	13.7	9.6	8.4	7.7	7.7	6.5
Muro G	16.8	17.4	15.6	70.3	79.0	70.3	3.6	-0.2	-0.8	2.6	19.8	19.0

3.3.3 Comparaciones en términos de resistencia

Para cuantificar las diferencias observadas entre los resultados de los modelos y las respuestas experimentales, se estimó el error en términos de la resistencia y de la energía disipada para cada ciclo de carga y para cada muro. En la Tabla 3.13 se muestran los porcentajes de error estimados en términos de resistencia para cada muro y para cada ciclo de carga con cada uno de los tamaños de malla analizados. Cabe notar que los errores en resistencia fueron estimados para ambas direcciones de carga (derecha e izquierda). En la columna de la izquierda se presentan los errores en la resistencia cuando el muro es cargado hacia la derecha (resistencia máxima) y en la columna de la derecha se muestran los errores en resistencia cuando el muro es cargado hacia la izquierda (resistencia mínima). La franja gris que se muestra en cada gráfica indica para este caso el intervalo de error de $\pm 10\%$.

Se observa que en todos los muros y para todos los tamaños de malla analizados las mayores diferencias en resistencia se presentan en los ciclos iniciales, específicamente en distorsiones menores que 0.75%; a partir de esta distorsión los niveles de error se estabilizan y en su mayoría oscila en el intervalo $\pm 10\%$. Esto parece indicar que los modelos presentan dificultades para capturar las no linealidades en ciclos con niveles de distorsión bajos, una vez los modelos incursionan en la etapa no lineal, estiman de mejor manera la respuesta. También se observa que para niveles de distorsión mayores que 0.5%, los modelos de mallas más refinadas (H/20 y H/30) conducen a valores de error ligeramente menores que los obtenidos con el modelo de mallas grandes (H/10).

En los últimos ciclos del muro A se observaron niveles de error mayores que 10%, especialmente en el último ciclo de carga, en el cual se obtuvo un error en resistencia máxima de 14%, 12% y 10.9%

con los modelos H/10, H/20 y H/30 respectivamente y un error en resistencia mínima de 21%, 16.8% y 15.8% con los modelos H/10, H/20 y H/30, respectivamente. Esto es debido a que el modelo no puede capturar la pérdida de resistencia que se observa en el último ciclo de carga.

En el caso del muro F únicamente se alcanzaron niveles de error mayores que 10% con el modelo H/10, en términos de la resistencia máxima (carga hacia la derecha) se obtuvo un error en el último ciclo de 13.7%. En este caso los modelos H/20 y H/30 conducen a mejores predicciones de la resistencia máxima con errores menores que 10% en ambos casos (9.6% y 8.4% respectivamente). Estos resultados coinciden con lo observado en las respuestas carga-desplazamiento (Figura 3.11). Es importante resaltar que los errores obtenidos en ambas direcciones de carga de cada ciclo son muy similares; por esta razón, en las siguientes secciones únicamente se comparan los resultados en la resistencia máxima cuando la dirección de carga es hacia la derecha.

En la Tabla 3.10 se presentan los valores del error promedio en resistencia para cada muro, el cual es estimado considerando los valores de error de todos los ciclos de carga, los valores más bajos del error promedio para cada muro se identifican con negrita. Se puede constatar que, como se observó en la Figura 3.12, todos los tamaños de malla conducen a niveles de error muy similares. Es interesante observar que, en la mayor parte de los muros, los valores más bajos del error promedio en resistencia se obtienen con el modelo H/20. No obstante, las diferencias entre este modelo y los modelos H/10 y H/30 no son significativas, la adopción del modelo H/10 conduce a incrementos de hasta un 2.7% del error medio en resistencia respecto al modelo H/20, mientras que el modelo H/30 conduce a incrementos de hasta un 1.0% respecto al modelo H/20. En el caso de los muros A, B y D los modelos H/20 y H/30 conducen a los mismos valores de error en resistencia.

En la Tabla 3.10 también se observa que en promedio el modelo H/10 conduce a errores en la resistencia máxima de 6.0% con un coeficiente de variación (CV) de 0.6 considerando todos los muros y todos los ciclos de carga y a un error promedio en la resistencia mínima de 5.2% con un CV de 0.66. Esto representa un incremento de únicamente 1.8% en las resistencias máximas y mínimas respecto al modelo H/20 considerando todos los ciclos y todos los muros. En la Tabla 3.10 también se muestra el error promedio para cada muro considerando todos los ciclos y tamaños de malla, estos valores indicarían que para tamaños de malla dentro de las dimensiones analizadas en este estudio se esperaría un error de hasta 10.2% en términos de resistencia con un CV de 0.10.

Los valores más bajos del error promedio en la resistencia máxima se presentaron en los muros C y G, mientras que los valores más bajos del error promedio en la resistencia mínima se obtuvieron en el muro F. Si en el cálculo del error promedio en resistencia se consideran únicamente los ciclos con distorsiones mayores que 0.75%, los valores de error más bajos se presentan en el muro D. En la Tabla 3.1 se puede observar que estos muros presentan contribuciones similares a la deformación total por flexión y cortante. Los valores de error promedio en resistencia más altos se presentaron en el muro A para ambas direcciones de carga y con todos los tamaños de malla, este es el muro con la relación de aspecto más baja analizado (1.5) y además presenta la mayor contribución a la deformación total por cortante (Tabla 3.1). Es importante resaltar que las respuestas de los muros condujeron a estimaciones del error en resistencia similares (en el intervalo $\pm 10\%$) pese a sus diferencias en geometría, cuantías de refuerzo, modos de falla, entre otros.

Tabla 3.10. Valores de error promedio estimados en términos de resistencia considerando todos los ciclos. Los valores de error promedio fueron estimados para cada tamaño de malla.

Muro	Error promedio en resistencia máxima (%)			Promedio todas las mallas	CV	Error promedio en resistencia mínima (%)			Promedio todas las mallas	CV
	H/10	H/20	H/30			H/10	H/20	H/30		
A	11.3	9.7	9.7	10.2	0.1	9.5	7.5	7.6	8.2	0.1
B	5.9	4.4	4.5	5.0	0.1	6.6	5.1	5.1	5.6	0.1
C	2.3	-0.04	0.3	0.8	1.2	6.3	3.6	3.8	4.6	0.3
D	7.7	6.8	7.4	7.3	0.1	8.0	6.9	6.9	7.3	0.1
E	8.2	6.5	9.5	8.1	0.2	6.1	9.5	7.0	5.8	0.2
F	7.0	6.0	7.0	6.7	0.1	0.3	-0.8	-0.04	-0.2	2.7
G	-0.3	-4.1	-2.1	-2.2	0.7	-0.2	-4.0	-4.6	-2.9	0.7
Promedio	6.0	4.2	5.2			5.2	3.3	3.7		
CV	0.6	1.0	0.8			0.66	1.2	1.13		

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

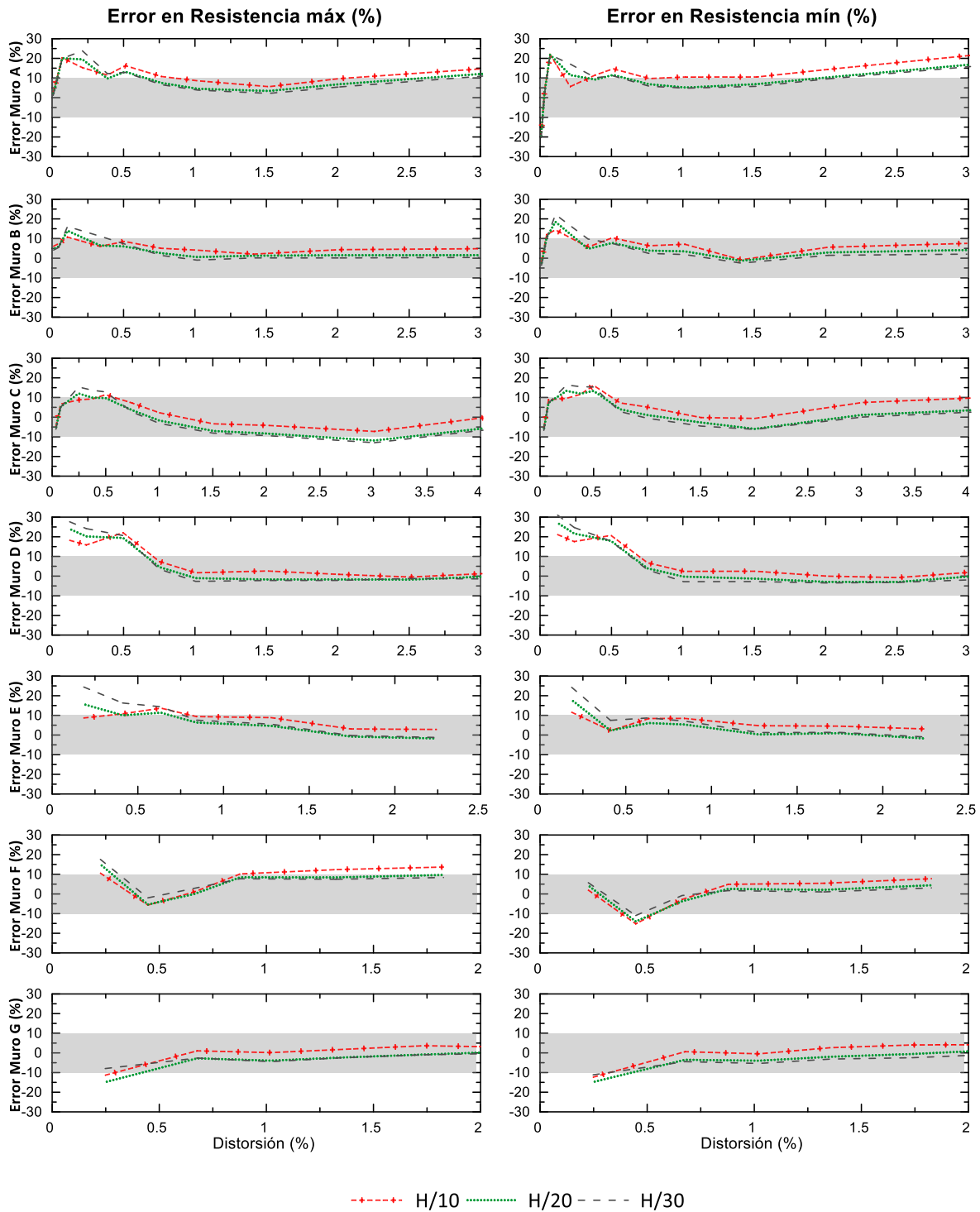


Figura 3.12. Comparación del error estimado en términos de resistencia en cada ciclo con los tres tamaños de malla analizados (H/10: Altura/10 elementos, H/20: Altura/20 elementos y H/30: Altura/30 elementos). La franja gris en las gráficas del error en resistencia indica el intervalo de error de $\pm 10\%$

3.3.4 Comparación en términos de energía disipada

En columna izquierda de la Figura 3.13 se comparan las curvas de energía disipada acumulada para cada muro y con cada uno de los tamaños de malla analizados, mientras que en la columna de la derecha se presentan los errores estimados en términos de la energía disipada en cada ciclo. La energía disipada fue estimada para cada ciclo como el área dentro de la curva fuerza-desplazamiento. La franja gris que se observa en las gráficas del error en los muros A-E indica el intervalo de error $\pm 15\%$ y en los muros F y G indica el intervalo de error de 0% a -25%.

Para todos los muros y en todos los tamaños de malla se pueden apreciar que en los ciclos iniciales con distorsiones menores que 0.75% se obtiene una respuesta poco precisa de la energía disipada ya que los modelos no pueden capturar adecuadamente las no linealidades presentes en esos niveles de distorsión. Estas variaciones también pueden deberse a que los especímenes hayan sufrido un pequeño nivel de daño a la hora de ser transportados desde el sitio de su construcción hasta el lugar del ensayo y al acomodo de los actuadores e instrumentos de medición en los primeros ciclos de carga, conduciendo a lazos histeréticos experimentales más anchos. Sin embargo, en las curvas de la energía acumulada se muestra que, para todos los muros, la energía disipada en estos ciclos iniciales es muy baja, por ello, las diferencias observadas a estos niveles de distorsión no influyen considerablemente en la energía total disipada por el elemento.

En general, en los muros A al E se observa que para ciclos con niveles de distorsión máxima mayores que 1%, el error en energía disipada oscila en el intervalo de $\pm 15\%$ para todos los ciclos. Si se analiza a detalle la Figura 3.13, se puede apreciar que el comportamiento de las gráficas de los muros A y B es similar. Para ciclos con distorsión máxima entre 1.0-1.5% el error se mantiene casi constante, cuando la distorsión oscila entre 1.5% y 2.0% se observa un incremento en la pendiente de la gráfica y a partir del 2.0% el error nuevamente se estabiliza.

Es importante notar que en las NTC-2017 se indica que la distorsión máxima admisible para estructuras formadas por muros de CR oscila entre 1.0 y 2.0%. En la Tabla 3.11 se presenta el error promedio en términos de energía disipada considerando únicamente los ciclos con distorsiones entre 1.0 y 2.0% y en la Tabla 3.12 se muestra el error promedio en energía disipada considerando los ciclos con distorsión máxima mayor que 2.0%. Cabe recordar que en los muros E, F y G la distorsión máxima es menor que 2%.

Para los muros A y B el error promedio más bajo se presenta en los ciclos con distorsión máxima entre 1.0-2.0%, para ciclos con distorsiones mayores, se observa un incremento en el error promedio, principalmente en el muro A lo cual es consistente con las gráficas de la Figura 3.13. Esto sucede porque los modelos no capturan adecuadamente la pérdida de resistencia que se presenta en los últimos ciclos de carga. Además, en los muros A y B se observa que todos los tamaños de malla predicen menor estrangulamiento de los lazos de histéresis en la zona cercana al origen, especialmente en el último ciclo de carga, por ello, el área dentro de los lazos de histéresis es mayor y se presentan sobrestimaciones de la energía disipada. En la Figura 3.11 se observa que los modelos H/20 y H/30 predicen mayor estrangulamiento que el modelo H/10 y además conducen a mejores estimaciones de la resistencia en los últimos ciclos de carga, por ello, en estos casos conducen a menores valores de energía disipada que el modelo H/10.

En la Figura 3.13, se puede apreciar que el comportamiento de los muros C y D también es similar. Se observa que el error tiende a estabilizarse en ciclos con distorsiones máximas mayores que 1.5% y a partir del 2% de distorsión la pendiente de la gráfica decae ligeramente. Esto indica que, a partir de ese valor, el modelo tiende a subestimar ligeramente la energía disipada. Sin embargo, se puede

observar que en ninguno de los casos el error supera el valor de -15%, lo cual se considera satisfactorio dada la dificultad involucrada en la predicción de la energía disipada. En el muro E se observa que las mejores predicciones de la energía disipada se obtienen para distorsiones mayores que 1.25%, a partir de ese valor el error permanece casi constante hasta la falla.

En el caso del muro F se observa que las mejores predicciones de la energía disipada se obtienen para niveles de distorsión mayores que 1.5% que corresponden a los dos últimos ciclos de carga, en estos ciclos se alcanzan errores en el rango de 0.0% a -25.0%. Mientras que en el muro G las mejores predicciones alcanzan para distorsiones mayores que 1%, a partir de ese momento, el error oscila entre 0.0% a -25.0%. La subestimación en la energía disipada observada en los muros F y G es debido a que los lazos de histéresis en los modelos son más angostos que los experimentales (Figura 3.11) especialmente en la zona cercana al origen donde se produce el cambio de dirección de carga. En dicha zona se observa mayor estrangulamiento en la respuesta, por lo tanto, el área dentro de las curvas de histéresis es menor. Es importante notar que en dicha zona la respuesta de los tres tamaños de malla para los muros F y G es prácticamente igual y el uso de mallas más refinadas no conduce a una mejora importante en la respuesta cíclica. En la Tabla 3.11 se observa que, las mejores predicciones de la energía disipada para el muro G se obtuvieron con el modelo H/10, mientras que en el muro F se obtuvieron con el modelo H/30, sin embargo, en el muro F el error promedio de la energía disipada por el modelo H/10 es solo 2.6% mayor que en el modelo H/30.

Es importante resaltar que todos los tamaños de malla condujeron a niveles de error similares (Tabla 3.11). Sin embargo, en la mayoría de los muros, las mejores predicciones del error promedio en energía para niveles de distorsión entre 1.0 y 2.0% se obtienen con el modelo H/30 (valores en negrita), para los muros A al E se observan errores promedio menores que 10% y en los muros F y G menores que 24%. Las mayores diferencias entre los modelos H/10 y H/30 se presentan en el muro D, para ese caso, el modelo H/10 condujo a un incremento en el error de 7.8% respecto al obtenido con el modelo H/30. Para ciclos mayores que 2% las diferencias de error promedio entre los diferentes tamaños de malla son menores que 6%.

También se puede apreciar que para distorsiones entre 1.0% y 2.0%, los niveles de error son generalmente más bajos que los observados para niveles de distorsión mayor que 2.0%, pero presentan valores de desviación estándar más altos que los alcanzados en niveles de distorsión mayor que 2.0%.

Se puede observar que en este caso los valores de error promedio más bajos se obtuvieron en los muros B y C, el muro C además condujo a uno de los valores del error más bajos en términos de resistencia. Sin embargo, es interesante notar que el muro que presenta los errores promedio más bajos en resistencia (Muro G) no necesariamente presenta los errores promedio más bajos en energía disipada. Cabe resaltar que durante el análisis no se observó una correlación clara entre los valores de error promedio estimados y las características de los muros.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

Tabla 3.11. Errores promedio en términos de energía disipada para ciclos con distorsión máxima entre 1.0 y 2.0%

Muro	Modelo H/10		Modelo H/20		Modelo H/30	
	Error (%)	S _x	Error (%)	S _x	Error (%)	S _x
A	9.7	4.4	5.4	4.5	3.8	5.2
B	3.0	5.8	-1.1	3.8	-0.4	5.3
C	1.2	5.2	0.9	7.3	1.6	10.1
D	17.8	8.3	11.3	7.6	10.0	6.5
E	-11.6	2.0	-11.5	1.7	-8.9	1.6
F	-24.6	7.6	-24.5	7.3	-22.0	6.6
G	-18.0	5.1	-22.7	5.6	-24.0	5.2

S_x = Desviación estándar

Tabla 3.12. Errores promedio en términos de energía disipada para ciclos con distorsión máxima mayor que 2.0%

Muro	H/10		H/20		H/30	
	Error (%)	S _x	Error (%)	S _x	Error (%)	S _x
A	18.3	2.3	13.6	1.9	13.0	1.9
B	11.6	0.3	4.9	1.3	5.9	0.7
C	-6.2	2.0	-9.4	1.9	-11.6	0.5
D	5.4	2.3	1.0	3.6	0.4	3.7

S_x = Desviación estándar

Nota: los muros E, F y G fallaron antes de alcanzar la distorsión de 2.0%

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

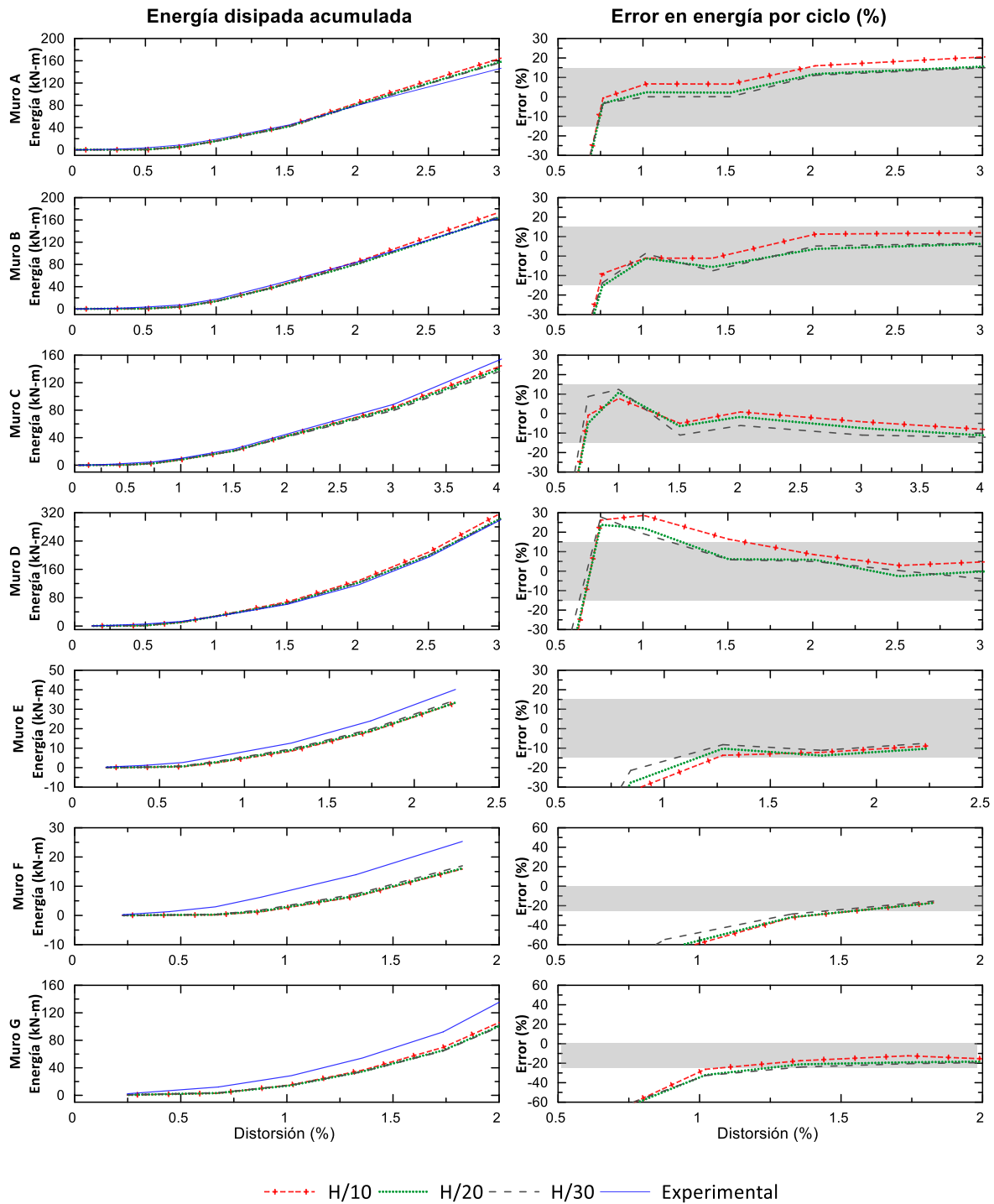


Figura 3.13. Comparación de energía disipada acumulada y error obtenido en términos de energía disipada en cada ciclo utilizando la configuración base de modelado, el error es calculado respecto a la respuesta experimental de cada muro. La franja gris indica el intervalo de error $\pm 15\%$ en los muros A-E, y en los muros F y G indica el intervalo de error 0% - 25%.

3.3.5 Comparación en términos de distorsión última

En este trabajo, la distorsión última de los muros se define como el punto en el cual se presenta una pérdida súbita en la resistencia del muro mayor que $15\% V_{\text{máx}}$. Al analizar la respuesta de los modelos en términos de la predicción de la distorsión última (Figura 3.11) se puede observar que todos los tamaños de malla conducen a valores muy similares entre sí, esto indicaría que el procedimiento adoptado para la regularización por efectos de tamaño de malla funciona adecuadamente.

Para ilustrar la importancia de la regularización de las propiedades del concreto por tamaño de malla, en la Figura 3.14 se comparan las respuestas cíclicas del muro A con los diferentes tamaños de malla analizados. En la Figura 3.14a se presentan los resultados cuando no se adopta un procedimiento de regularización, en ese caso, para representar el concreto a compresión confinado y sin confinar se adoptó el modelo de Mander *et al.* (1988), independientemente del tamaño de los elementos, en todos los casos se asignó la misma curva esfuerzo-deformación del concreto. En la Figura 3.13b de la derecha se observan los resultados utilizando la estrategia de regularización propuesta por Jünemann *et al.*, (2016) descrita en el inciso 2.3.3; esta gráfica fue extraída de la Figura 3.10.

En la Figura 3.14a se puede observar que los modelos conducen a valores de distorsiones últimas muy diferentes entre sí y que el modelo con EF más pequeños (H/30) conduce a los valores de la distorsión máxima más bajos, este modelo, no puede completar el último ciclo de carga porque falla prematuramente. Por el contrario, en la Figura 3.14b, todos los tamaños de malla conducen a resultados muy similares entre sí.

En la Tabla 3.13 se observan los porcentajes de error en distorsión última estimados con los diferentes tamaños de malla, las diferencias entre los resultados con mallas gruesas (H/10) y mallas finas (H/30) en todos los muros son menores que 5.5%, lo cual no es considerable. Esto indica que la metodología para la regulación de las propiedades del concreto por tamaño de malla adoptada en este trabajo funciona adecuadamente y provee los mismos resultados para las diferentes mallas analizadas.

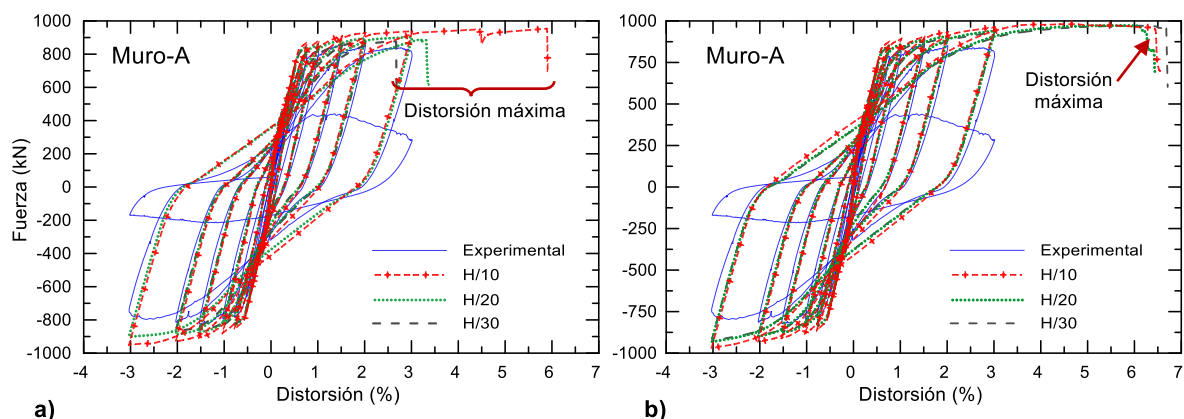


Figura 3.14. Respuesta carga-desplazamiento para el muro A utilizando diferentes tamaños de malla a) Propiedades del concreto sin regularizar por efecto del tamaño de malla y b) Propiedades del concreto regularizadas por efectos del tamaño de malla

En la Figura 3.11 también se puede observar que todos los modelos numéricos tienden a sobrestimar considerablemente la distorsión última experimental. En la Tabla 3.13 se observa que el error en la distorsión última respecto a la distorsión experimental oscila entre 50.7% y 62.7% para los muros A, B, C, E y F con todos los tamaños de malla. Mientras que en los muros D y G se obtiene un error entre 28.9% y 41% para todos los tamaños de malla. El error en la estimación de la distorsión última

en los muros D y G es menor que en los demás casos debido a que la resistencia a compresión del concreto confinado para estos muros es menor en comparación al resto (Tabla 3.3). Dado que en dichos muros la falla es regida por el aplastamiento del concreto en la base de sus bordes confinados, la falla de estos muros se produce antes.

Las diferencias observadas en términos de la distorsión última pueden deberse a que en estos análisis no se considera el efecto de la reducción de la resistencia a compresión por la fisuración lateral del concreto. La influencia de este fenómeno en la respuesta cíclica de los muros se analiza en el inciso 3.4.1. Fenómenos muy locales como el pandeo del refuerzo observado en los muros también podrían influir en cierta medida en la predicción de la deformación última, pero debido a las limitaciones de modelado, estos fenómenos no son considerados en este trabajo. Sin embargo, en la sección 3.1 se observó que en los muros analizados el pandeo del refuerzo longitudinal se genera como consecuencia del aplastamiento y desprendimiento del concreto en la base de los bordes confinados y esto ocurre durante el último ciclo de carga y cerca de la falla del espécimen. Por lo tanto, con excepción del último ciclo de carga, este fenómeno no influiría en la respuesta cíclica ni en la resistencia de los demás ciclos.

Tabla 3.13. Comparación del error en distorsión última estimado respecto a los valores de distorsión última experimentales con los tres tamaños de malla analizados y para cada muro.

Muro	Error respecto a la distorsión última experimental (%)		
	H/10	H/20	H/30
A	53.19	51.92	55.01
B	53.57	54.42	56.09
C	51.27	50.92	50.67
D	35.55	38.32	41.10
E	59.78	61.71	62.67
F	56.40	56.21	56.68
G	28.92	33.11	30.14

3.3.6 Discusión de resultados

Es importante destacar que, en términos de resistencia, todos los modelos condujeron a errores para cada ciclo en el intervalo de $\pm 10.0\%$ para distorsiones mayores que 0.75% . En términos de energía disipada en distorsiones mayores que 1.0% , en la mayoría de los muros el error osciló en el intervalo de $\pm 15.0\%$ (excepto los muros F y G). También se observó que en la predicción del punto de fluencia se obtuvo un error menor que 4% y la resistencia máxima se estimó con un error menor que 14% en todos los casos. Estos son dos los parámetros más importantes para definir la envolvente esfuerzo/deformación de los muros, de ahí la importancia de su correcta predicción. Los resultados logrados mediante la estrategia de modelado propuesta se consideran satisfactorios.

Al comparar los resultados de los modelos con mallas grandes y mallas pequeñas, se puede observar que todos los tamaños de malla analizados condujeron a resultados similares. Esto coincide con lo observado en Arias-Lara *et al.* (2018 y 2017). La variación en los errores promedio en resistencia estimados con ambos modelos fue de únicamente 2.7% . La variación en la estimación del error promedio en energía disipada entre ambos modelos fue menor que 7.8% y la variación en la estimación de la distorsión última fue menor que 5.5% en todos los muros.

Es importante destacar que, el modelo H/10 proporciona resultados muy satisfactorios para todos los muros analizados con un error promedio en resistencia respecto al experimental menor que 11% considerando todos los ciclos de carga y con un error promedio en energía menor que 24% considerando los ciclos con distorsión máxima mayor que 1.0%. Además, pese a que el modelo H/10 tiene aproximadamente la cuarta parte de EF que el modelo H/20 y la novena parte de EF que el modelo H/30, las variaciones entre los resultados del modelo H/10 respecto a los obtenidos con mallas más refinadas no fueron significativas. Cabe mencionar que esta configuración (H/10) requiere un costo computacional considerablemente menor que el requerido por mallas más refinadas, entendido como el espacio de almacenamiento, memoria y tiempo de cómputo requerido.

En la Tabla 3.14 se compara espacio de almacenamiento y el tiempo de análisis requeridos por los modelos con diferentes tamaños de malla del muro A. Estos análisis se ejecutaron en un servidor con un procesador Intel, Xeon W-2135 a 3.70GHz, con 192Gb de memoria RAM. Se observa que, el modelo H/10 utiliza aproximadamente 40% de la capacidad de almacenamiento requerida por el modelo H/20 y sólo 25% de su tiempo de análisis, requiere únicamente 19% de la capacidad de almacenamiento requerida por el modelo H/30 y únicamente 10% del tiempo de análisis, estos resultados son similares en el resto de los muros. Esto representa una reducción muy importante en costo computacional sin sacrificar considerablemente la exactitud de los resultados. Por ello, esta configuración representa la opción más adecuada para el modelado detallado de edificios de CR. Por este motivo, este es el tamaño de malla adoptado en la configuración base de modelado y utilizado para las comparaciones que se presentan en las siguientes secciones.

Tabla 3.14. Comparación del costo computacional para modelos con diferentes tamaños de malla del muro A.

Tamaño de malla	Costo computacional para diferentes tamaños de malla	
	Espacio de almacenamiento (Gb)	Tiempo de análisis (min)
H/10	8.4	127
H/20	20.9	511
H/30	43.7	1235

3.3.7 Patrones de falla y esfuerzos principales

En las Figuras 3.15 a 3.21 se comparan los patrones de falla observados al final del experimento contra los obtenidos numéricamente con el modelo H/10 (configuración base de modelado). También se presenta la distribución de deformaciones principales de tensión, esfuerzos principales de compresión y el estado de esfuerzos axiales en las barras de refuerzo. Estos valores fueron estimados en un punto cerca de la falla cuando la carga se aplicaba hacia la derecha, por lo tanto, las tensiones se concentran en el lado izquierdo de los muros y las compresiones del lado derecho.

En el muro A (Figura 3.15b) se observa que los valores más grandes de esfuerzos de tensión (zonas color rojo) se concentran en la base del muro especialmente en la base del elemento de borde izquierdo y disminuyen con la altura del muro. Las zonas con esfuerzos nulos de tensión se muestran en color azul. En la Figura 3.15c se muestra la formación del puntal de compresión hacia la base de los elementos de borde del lado derecho del muro, en estas zonas se producen los mayores valores del esfuerzo de compresión (zonas color azul), las zonas con valores más bajos o nulos de esfuerzo a compresión se observan en color rojo.

En la Figura 3.15d se observa que las grietas estimadas presentan una inclinación muy similar a las grietas observadas experimentalmente. Debido a que el muro A presenta las mayores contribuciones del desplazamiento por cortante, la inclinación de sus grietas es más cercana a 45° que en los demás muros analizados. También se observa que las grietas más anchas (grietas en color rojo) se concentran a lo largo de la base del muro, al igual que los esfuerzos principales de tensión, y a medida incrementa la altura del muro el espesor de las grietas disminuye, lo cual es consistente con lo observado en el experimento.

Las Figura 3.15e y f muestran la distribución del esfuerzo axial en el refuerzo horizontal y vertical respectivamente. Se observa que las mayores concentraciones de tensión en el refuerzo vertical se presentan en las barras de los bordes confinados del lado izquierdo del muro (zonas color rojo), mismas zonas donde se alcanzan las mayores concentraciones de tensión en el concreto. La tensión en las barras verticales disminuye a medida se avanza hacia el lado derecho del muro. En las barras ubicadas en la base del borde confinado del lado derecho del muro se observan concentraciones de esfuerzo a compresión (color azul). La distribución de esfuerzos en el refuerzo horizontal indica que las mayores concentraciones de tensión (zonas rojas) se presentan en el alma del muro y forman una diagonal en la misma dirección del puntal de compresión.

Las Figuras 3.16 y 3.17 muestran que los muros B y C presentan distribuciones de esfuerzo y deformación similares. En ambos casos las mayores concentraciones de deformaciones de tensión se presentan en la base del borde confinado del lado izquierdo de los muros. De manera similar al muro A, los valores de deformación de tensión disminuyen a medida incrementa la altura de los muros, pero de una manera más rápida. En ambos casos también se observa el puntal de compresión hacia la base del borde confinado derecho de los muros. Respecto a los patrones de grietas, en ambos casos las mayores aperturas de grieta se observan en la base de los muros, principalmente en la base del borde confinado izquierdo (zonas rojas), el ancho de las grietas disminuye rápidamente con la altura del muro. En el borde confinado izquierdo se observan grietas menos inclinadas que indican el agrietamiento por flexión, mientras que en el alma del muro las grietas son más inclinadas lo que muestra la interacción flexión-cortante en el muro, este comportamiento coincide con lo observado experimentalmente.

En el muro C (Figura 3.17) se puede observar que durante el ensayo se produjo una grieta diagonal con un espesor mucho mayor que el resto de las grietas. En este muro el aplastamiento del concreto en la base del borde confinado provocó el pandeo local del refuerzo en dicha zona (durante el último ciclo de carga), esto a su vez generó la ruptura de las barras transversales en el alma del muro debido a la concentración excesiva de esfuerzos de tensión dando lugar a la formación de la grieta diagonal observada. Estos fenómenos no pueden ser capturados por el modelo, sin embargo, en las Figura 3.17 e y f se observa la concentración de esfuerzos de compresión en las barras de refuerzo longitudinal ubicadas en la base del borde confinado derecho (zona azul) lo que podría haber generado el pandeo local del refuerzo en dicha zona. También se observan concentraciones de esfuerzos de tensión en el refuerzo horizontal ubicado en el alma del muro a la misma altura en la que se observa la grieta diagonal.

Para el caso de los muros D, E, F y G, los modelos predicen patrones de grietas y distribuciones de esfuerzo y deformación similares (Figuras 3.18 - 3.21). Al igual que en los casos anteriores, se observa que las deformaciones de tensión se concentran en la base del borde confinado del lado izquierdo de los muros (zonas rojas) y disminuyen con la altura de los muros, las mayores concentraciones de tensión se observan a una altura de hasta un tercio de la altura de los muros. A diferencia de los casos anteriores donde claramente se observa un puntal diagonal de compresión, en los muros D a G los

esfuerzos de compresión se concentran a lo largo del elemento de borde del lado derecho del muro y los esfuerzos de compresión en el alma de los muros son significativamente menores (zonas rojas). En todos los muros los valores más altos de compresión se alcanzan en la base del elemento de borde (zonas azules). La distribución de esfuerzos de tensión y compresión en los muros muestra que en este caso el comportamiento a flexión domina su respuesta.

Los patrones de agrietamiento obtenidos por los modelos también indican que en los muros D a G las grietas de mayor espesor se concentran en la base de los muros hasta una altura aproximada de un tercio la altura del muro, a partir de este punto el espesor de las grietas no varía sustancialmente. También se observa que las grietas en el borde confinado izquierdo son menos inclinadas que las grietas en el alma de los muros lo cual es consistente con los patrones de grietas obtenidos experimentalmente. Cabe notar que en el muro E no se cuenta con una imagen completa que señale los patrones de agrietamiento experimental, pero en la Figura 3.19 se observa que el daño del muro se produjo por el aplastamiento en la base del borde confinado, lo cual coincide con los resultados numéricos.

En las Figuras 3.18 - 3.21 también se observa que para los muros D a F las tensiones en las barras horizontales se concentran en las barras ubicadas en el alma de los muros y cercanas a la base, hasta un tercio de la altura de los muros y no forman una diagonal como en los casos anteriores. En el muro G se observa que las tensiones en las barras horizontales se concentran en el alma de los muros, pero en este caso sí forman una diagonal del centro del muro hacia el borde confinado derecho.

Los resultados obtenidos muestran que la configuración base de modelado (H/10) predice satisfactoriamente la respuesta global y local de los muros de CR analizados, se observó que en todos los casos la falla de los muros se inicia por el aplastamiento del concreto en la base de los bordes confinados de los muros lo cual coincide con lo observado experimentalmente.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

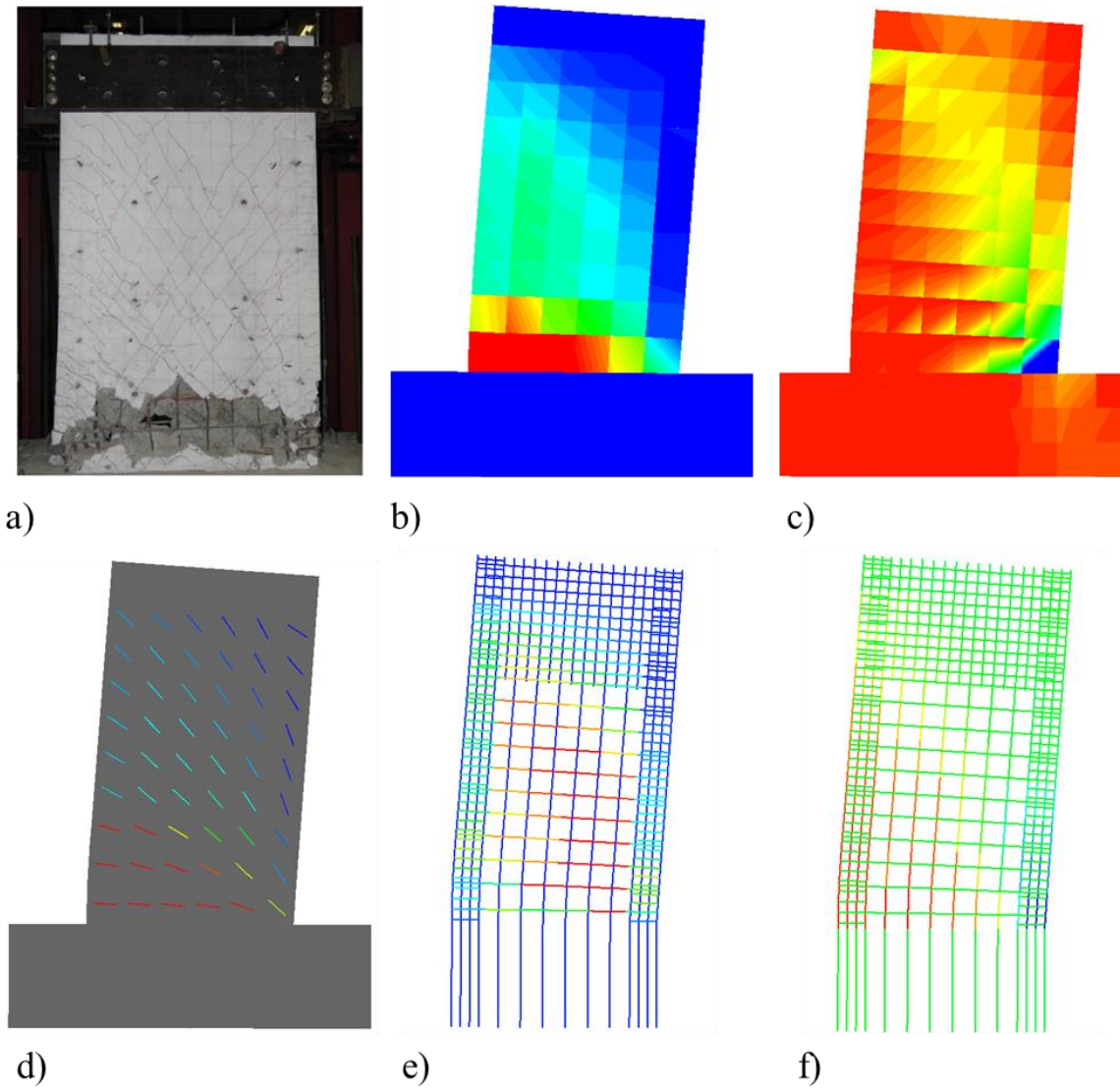


Figura 3.15. Comparación del estado de esfuerzos en el muro A cerca del punto de falla, a) Patrones de fisuración durante el ensayo al momento de la falla, b) deformaciones principales de tensión en el concreto, c) esfuerzos principales de compresión en el concreto, d) patrones de fisuración estimados, e) esfuerzos axiales en el refuerzo horizontal y f) esfuerzos axiales en el refuerzo vertical

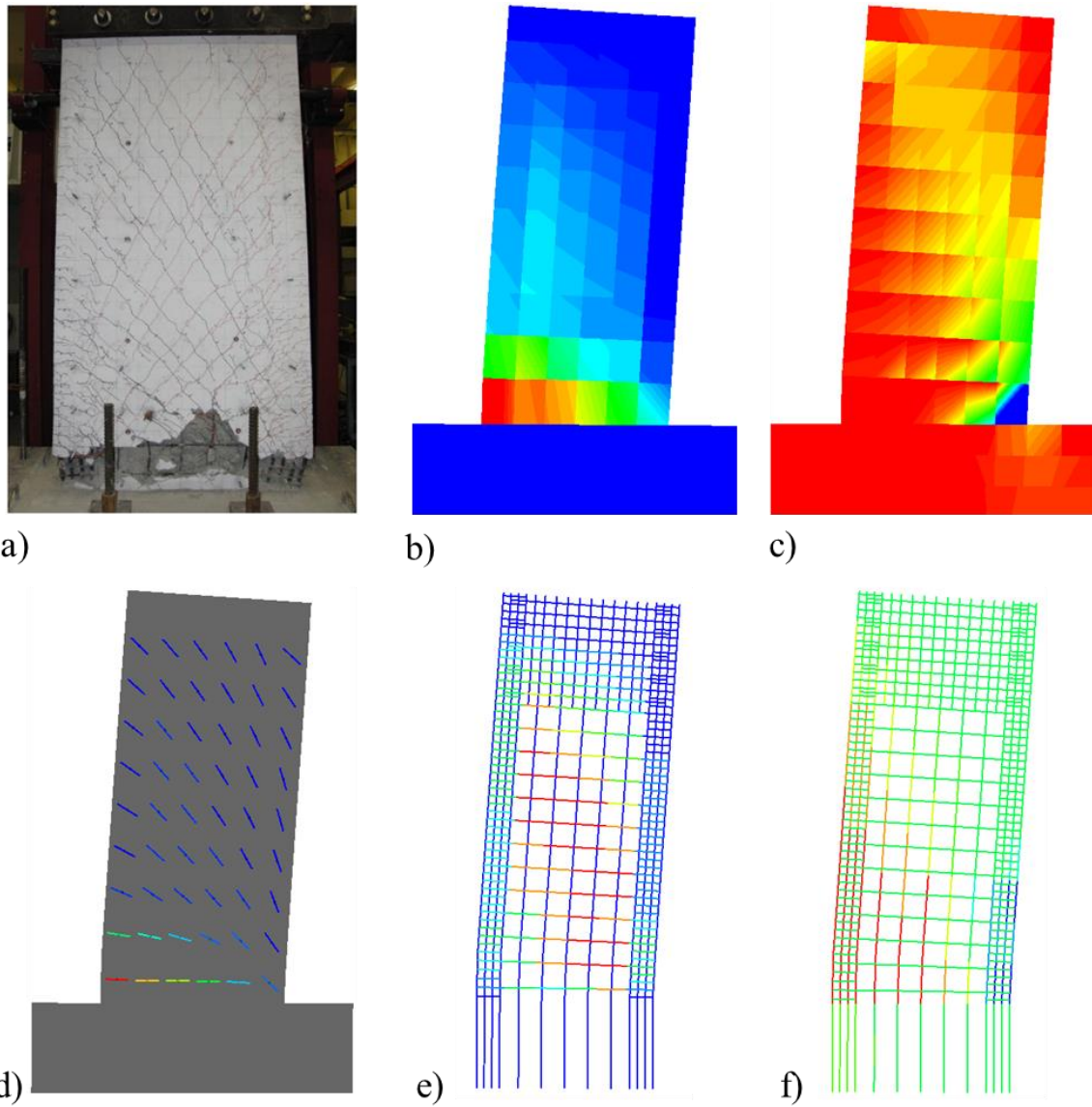


Figura 3.16. Comparación del estado de esfuerzos en el muro B cerca del punto de falla, a) Patrones de fisuración durante el ensayo al momento de la falla, b) deformaciones principales de tensión en el concreto, c) esfuerzos principales de compresión en el concreto, d) patrones de fisuración estimados, e) esfuerzos axiales en el refuerzo horizontal y f) esfuerzos axiales en el refuerzo vertical

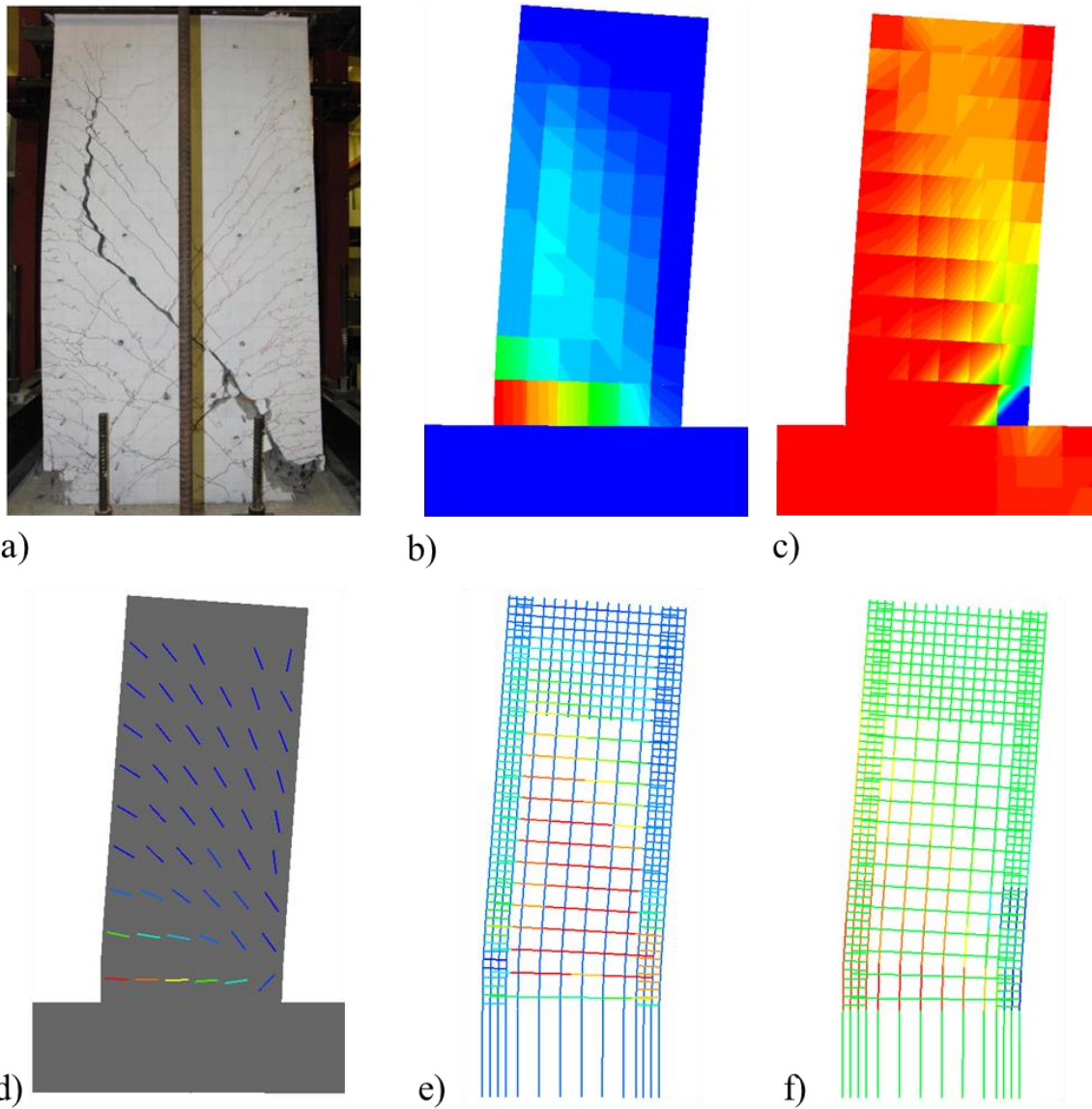


Figura 3.17. Comparación del estado de esfuerzos en el muro C cerca del punto de falla, a) Patrones de fisuración durante el ensayo al momento de la falla, b) deformaciones principales de tensión en el concreto, c) esfuerzos principales de compresión en el concreto, d) patrones de fisuración estimados, e) esfuerzos axiales en el refuerzo horizontal y f) esfuerzos axiales en el refuerzo vertical

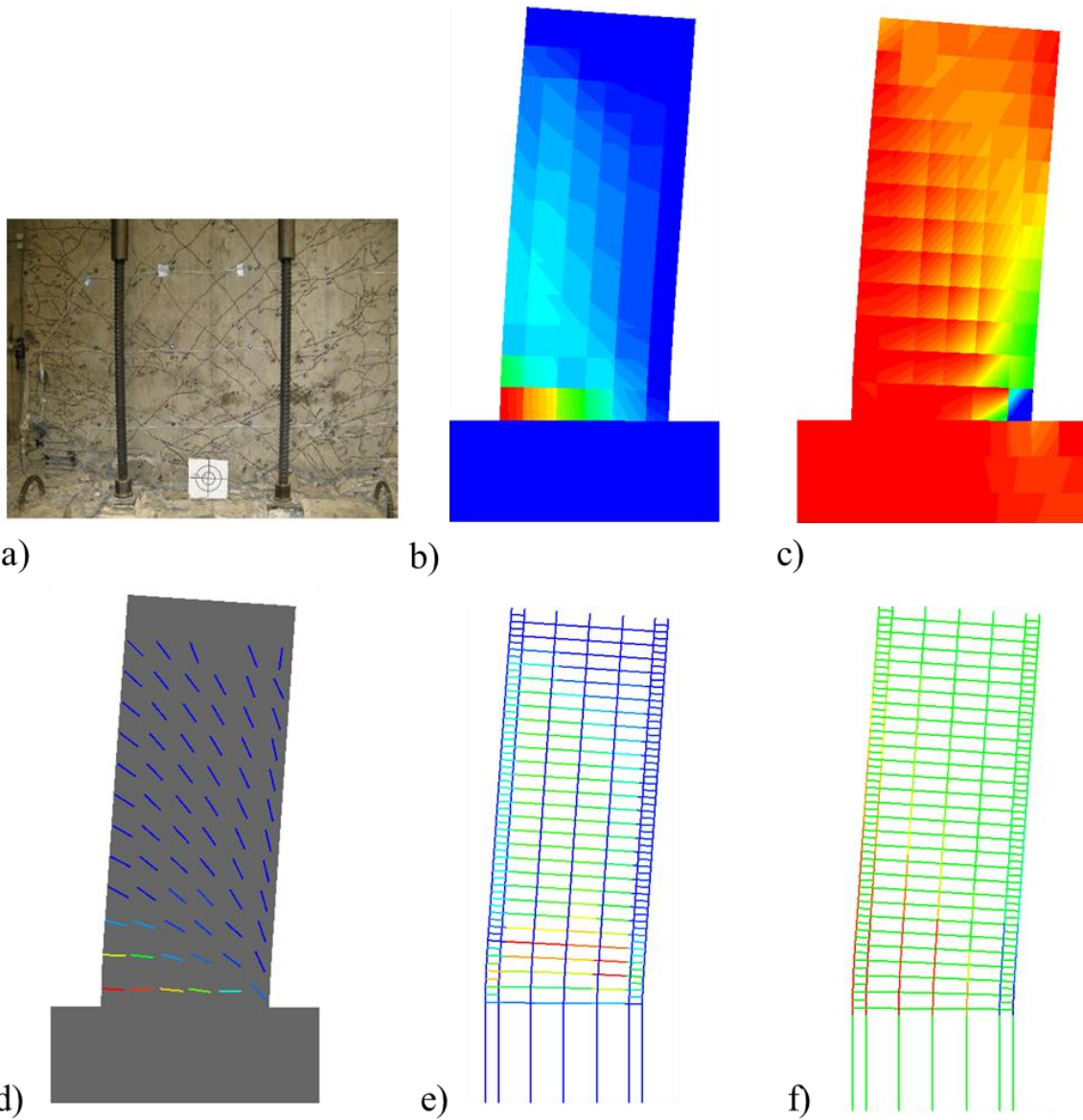


Figura 3.18. Comparación del estado de esfuerzos en el muro D cerca del punto de falla, a) Patrones de fisuración durante el ensayo al momento de la falla, b) deformaciones principales de tensión en el concreto, c) esfuerzos principales de compresión en el concreto, d) patrones de fisuración estimados, e) esfuerzos axiales en el refuerzo horizontal y f) esfuerzos axiales en el refuerzo vertical

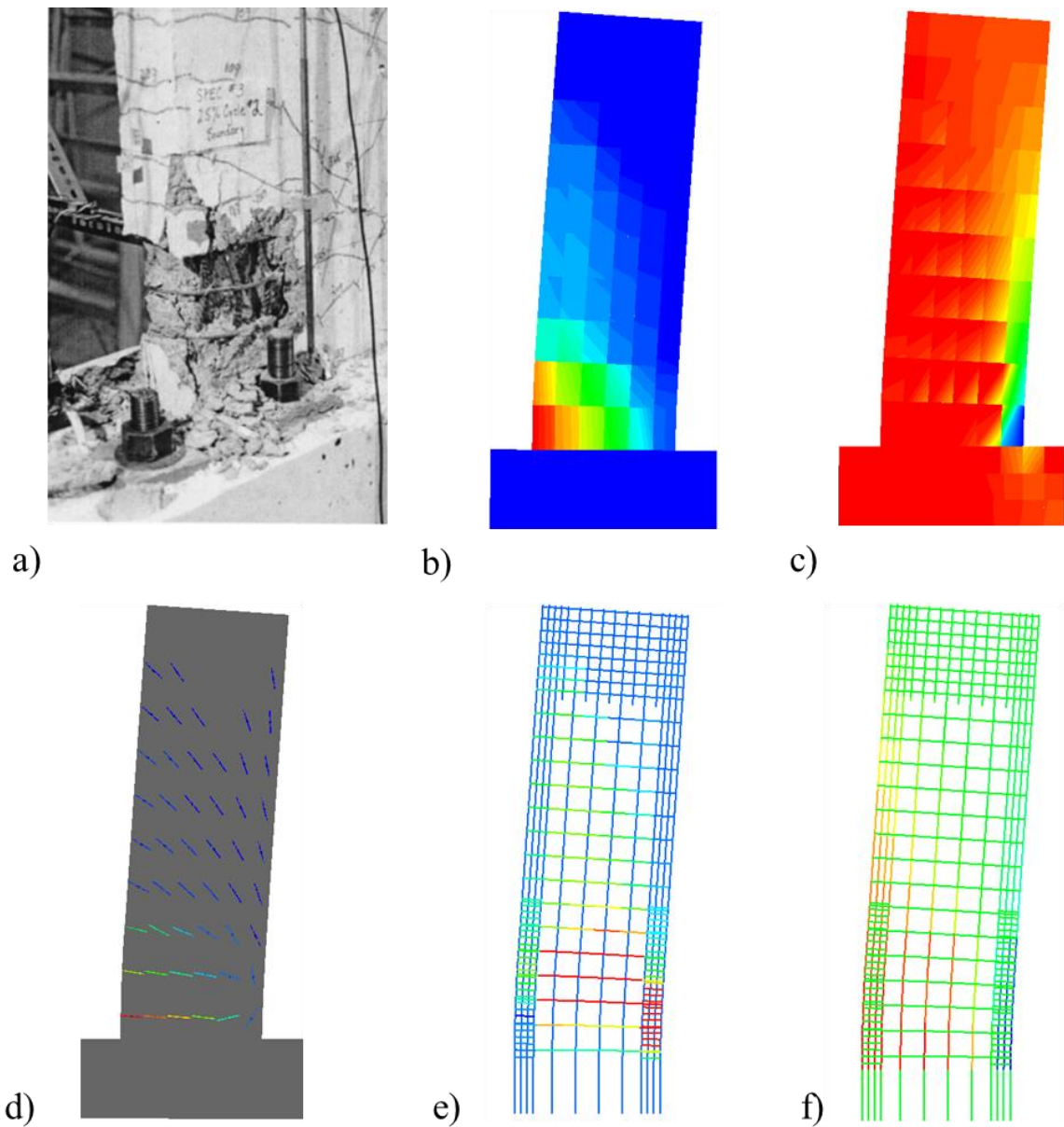


Figura 3.19. Comparación del estado de esfuerzos en el muro E cerca del punto de falla, a) Patrones de fisuración durante el ensayo al momento de la falla, b) deformaciones principales de tensión en el concreto, c) esfuerzos principales de compresión en el concreto, d) patrones de fisuración estimados, e) esfuerzos axiales en el refuerzo horizontal y f) esfuerzos axiales en el refuerzo vertical

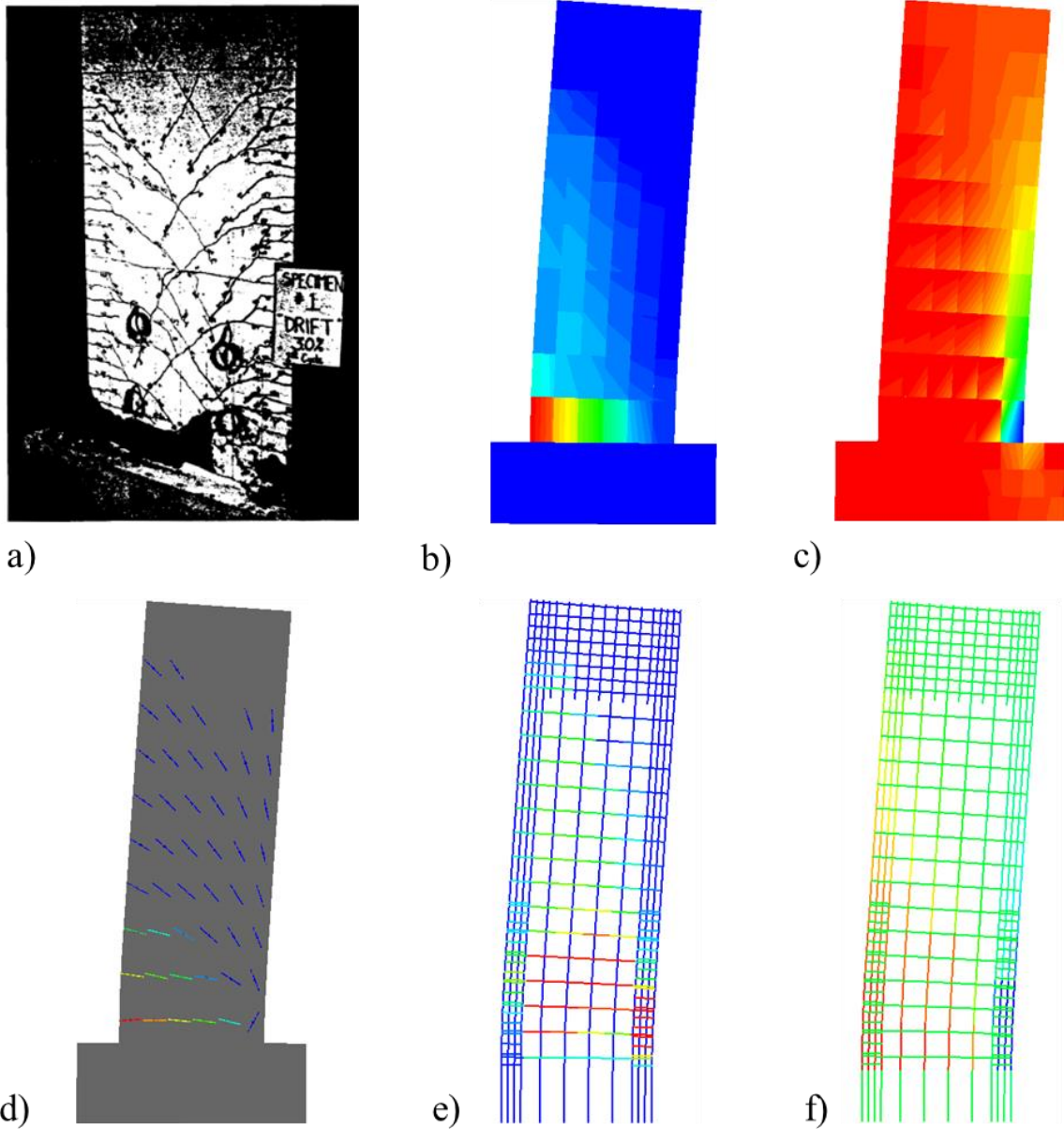


Figura 3.20. Comparación del estado de esfuerzos en el muro F cerca del punto de falla, a) Patrones de fisuración durante el ensayo al momento de la falla, b) deformaciones principales de tensión en el concreto, c) esfuerzos principales de compresión en el concreto, d) patrones de fisuración estimados, e) esfuerzos axiales en el refuerzo horizontal y f) esfuerzos axiales en el refuerzo vertical

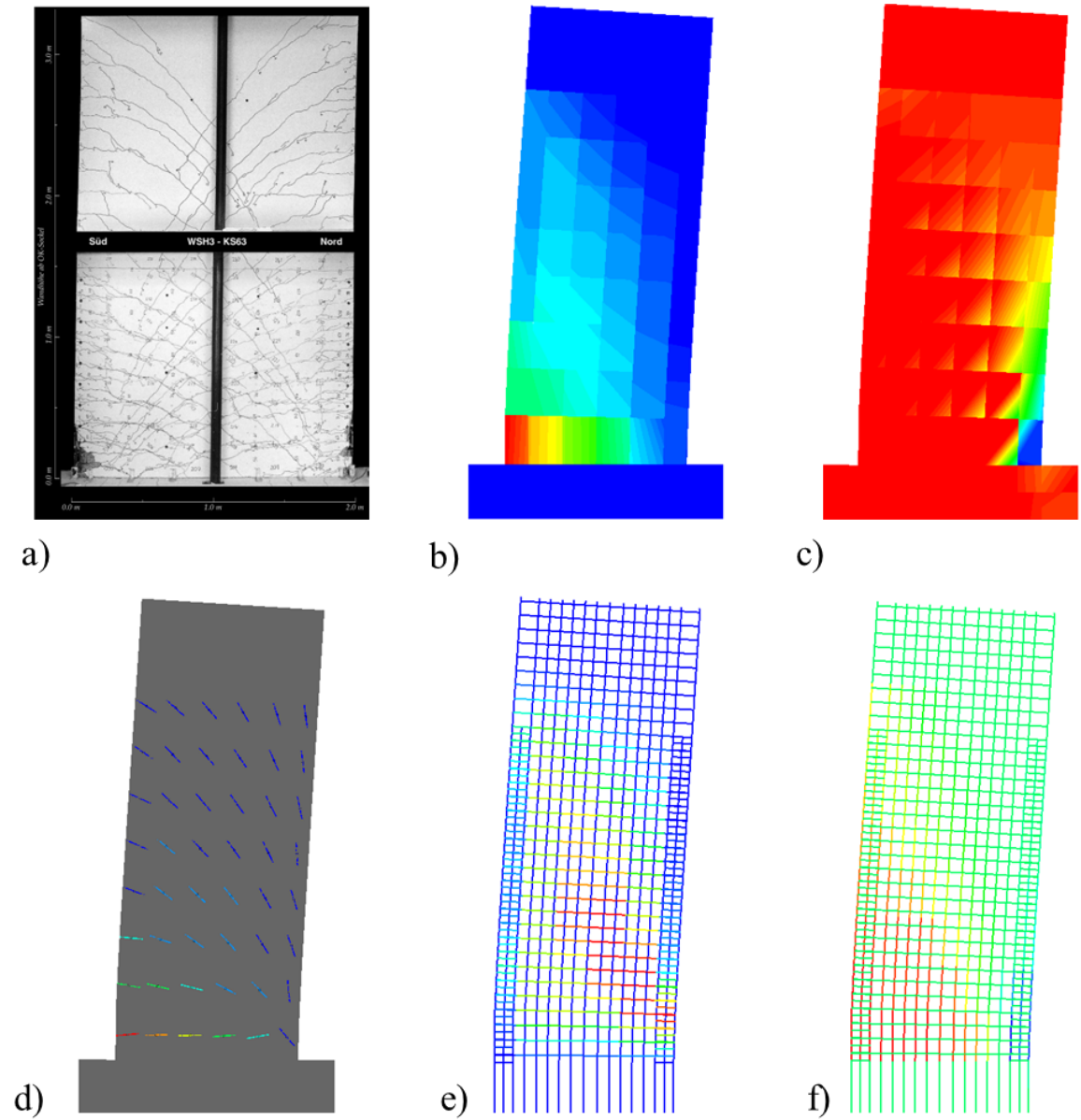


Figura 3.21. Comparación del estado de esfuerzos en el muro G cerca del punto de falla, a) Patrones de fisuración durante el ensayo al momento de la falla, b) deformaciones principales de tensión en el concreto, c) esfuerzos principales de compresión en el concreto, d) patrones de fisuración estimados, e) esfuerzos axiales en el refuerzo horizontal y f) esfuerzos axiales en el refuerzo vertical

3.4 Análisis paramétrico

En esta sección se presenta un análisis paramétrico para analizar la influencia de diferentes fenómenos, modelos de materiales y valores de entrada en la respuesta cíclica de los muros. El análisis se enfoca al estudio de diferentes enfoques de fisuración distribuida, modelos constitutivos del acero y en el efecto de la reducción de la resistencia a compresión por la fisuración lateral del concreto. Este análisis se realiza modificando un solo parámetro a la vez de la configuración numérica base descrita y validada en la sección anterior. En la Tabla 3.15 se presentan los parámetros de modelado analizados en este estudio y la nomenclatura adoptada en los análisis.

Tabla 3.15. Parámetros de modelado analizados en los modelos

Parámetro analizado	Configuración numérica base	Variación de la configuración base
Enfoque de fisuración distribuida	Modelo de rotación de grieta (RCM)	Modelo de grieta fija (FC) con factor de retención de cortante constante (β) de: a) FC- $\beta = 0.1$ y b) FC- $\beta = 0.03$
Modelos de acero de refuerzo	Modelo de Dodd-Restrepo (DR)	a) Modelo de Menegotto-Pinto (MP) b) Modelo de Monti-Nuti (MN)
Reducción de la resistencia a compresión por la fisuración lateral del concreto	Sin influencia por fisuración lateral (NR)	Modelo de Vecchio y Collins 1993 con: a) $\beta_{\min} = 0.4$ de acuerdo con Hendriks <i>et al.</i> (2017) y JSCE (2007) b) $\beta_{\min} = 0.6$ de acuerdo con Miyahara <i>et al.</i> (1987), Damoni <i>et al.</i> (2014) y Belletti <i>et al.</i> (2016)

3.4.1 Influencia del enfoque de fisuración distribuida

En este trabajo el comportamiento del concreto se modela con base en el concepto de deformaciones totales (sección 2.2). Dentro de estos modelos en el programa DianaFEA hay dos posibilidades: (1) el modelo de grieta fija (FC) en el cual la orientación de la grieta se mantiene fija durante todo el análisis y (2) el modelo con rotación de grieta (RCM) en el cual se permite que la orientación de la grieta gire acorde a los ejes de las deformaciones principales. Este último fue adoptado en la configuración base de modelado.

Para considerar los efectos de la reducción de la resistencia a corte en el enfoque FC, es necesario definir un comportamiento post-fisuración a cortante (sección 2.2) lo cual involucra parámetros de modelado adicionales que requieren ser calibrados, esta situación es considerada como una desventaja de este enfoque. A diferencia del enfoque FC, el enfoque RCM no requiere la definición de un modelo de comportamiento post-fisuración a cortante, por ello, representa una opción de menor complejidad con relación a la selección de parámetros y de variabilidad en los resultados.

Para estudiar diferentes posibilidades de modelado, en esta sección se analizan ambos enfoques. En los modelos de FC, se analizan dos valores de factores de retención de cortante (β) constantes: $\beta = 0.1$ y 0.03 ya que ambos han sido utilizados en estudios previos con resultados satisfactorios (Belletti *et al.*, 2016, 2013a).

La Figura 3.22. muestra las respuestas cíclicas fuerza-distorsión obtenidas para cada muro con los enfoques RCM y FC con $\beta = 0.1$ y 0.03 , y la Figura 3.23 presenta los porcentajes de error para cada

caso en términos de la resistencia máxima (columna izquierda) y de la energía disipada (columna derecha). Los resultados indican diferencias importantes entre ambos enfoques en términos de resistencia, distorsión máxima y energía disipada.

Con relación a la distorsión máxima se observa que para todos los muros el enfoque FC conduce a valores menores que los obtenidos con el enfoque RCM. Los valores más bajos de distorsión última se observan cuando se utiliza $\beta = 0.1$ y se asemejan más a los valores de distorsión última experimentales, sin embargo, para el caso del muro D la adopción de $\beta = 0.1$ condujo a su falla prematura.

Tal como lo indican las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017), los resultados muestran que el enfoque FC tiende a sobrestimar considerablemente la resistencia de los muros independientemente del factor de retención de cortante que se adopte ($\beta=0.1$ y $\beta=0.03$). Esta sobrestimación es más notable para los especímenes C, E, F y G; cabe notar que estos muros presentan valores similares de contribución del desplazamiento por flexión y por cortante (Tabla 3.1). Los resultados menos precisos en términos de resistencia son obtenidos cuando se adopta $\beta=0.1$. En dicho caso, el muro C presenta un error máximo de 32.6% a una distorsión de 4%, en el muro E se alcanzó un error máximo de 28.8% a una distorsión de 2.24%, en el muro F se observó un error máximo de 35.74% a una distorsión de 1.8%, y en el muro G se obtuvo un error máximo de 25.9% a una distorsión de 2.0%.

Cuando la rigidez a corte en el concreto se reduce aún más ($\beta=0.03$), se logran mejores reproducciones del comportamiento cíclico de los muros en comparación a las obtenidas con $\beta = 0.1$. Sin embargo, aún se observan sobrestimaciones importantes en la resistencia. En el muro C se muestra un error máximo de 14.2% a un nivel de distorsión de 4%, en el muro E se obtiene un error máximo de 13.4% a una distorsión de 2.24%, En el muro F se muestra un error máximo de 22.1% a una distorsión de 1.8% y en el muro G se obtuvo un error máximo en resistencia de 16.0% a una distorsión de 2.0%.

En cuanto a los especímenes A, B y D las mayores diferencias en resistencia también se obtienen cuando se adopta $\beta = 0.1$ especialmente en los últimos ciclos, alcanzando un error máximo de 34.7%, 19.1%, y 15.43%, respectivamente.

En términos de la energía disipada, en todos los muros se observó que el enfoque de FC condujo a ciclos histeréticos más angostos y con mayor estrangulamiento en la zona cercana al origen que el enfoque de RCM. Debido a ello, como se muestra en la Figura 3.23, para todos los muros la energía disipada estimada con el enfoque de FC fue menor a la disipada con el enfoque de RCM. En los muros A, B, C y G se observa que los menores valores de energía se obtienen cuando se adopta $\beta=0.03$, mientras que en los muros D, E y F el uso de $\beta=0.03$ y $\beta=0.1$ conduce a errores en energía muy similares.

En todos los especímenes se aprecia que las mejores predicciones en términos de la energía disipada y de la resistencia se alcanzaron con el modelo de RCM que corresponde a la configuración numérica base. Es importante notar que este modelo no requiere de la definición de una respuesta post-fisuración a cortante, este hecho reduce la complejidad en la selección de los parámetros y reduce la variabilidad de los resultados, por ello, representa una opción más adecuada por su simplicidad y sus mejores predicciones en términos de resistencia y disipación energética.

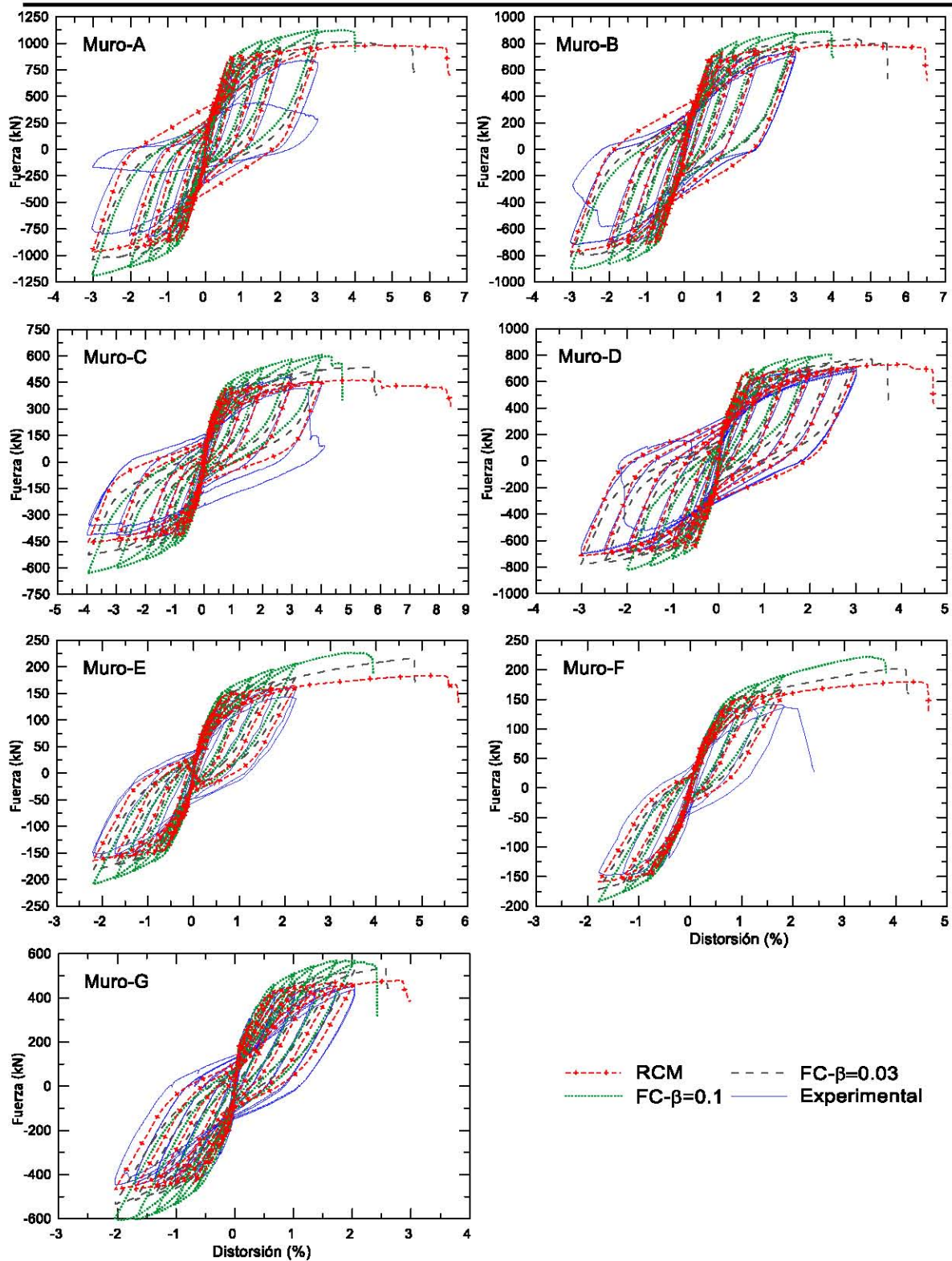


Figura 3.22. Comparación de la respuesta fuerza-distorsión obtenida en todos los muros utilizando el enfoque de rotación de grieta (RCM) y de grieta fija: Grieta fija $\beta=0.1$ (FC- $\beta=0.1$) y Grieta Fija $\beta=0.03$ (FC- $\beta=0.03$)

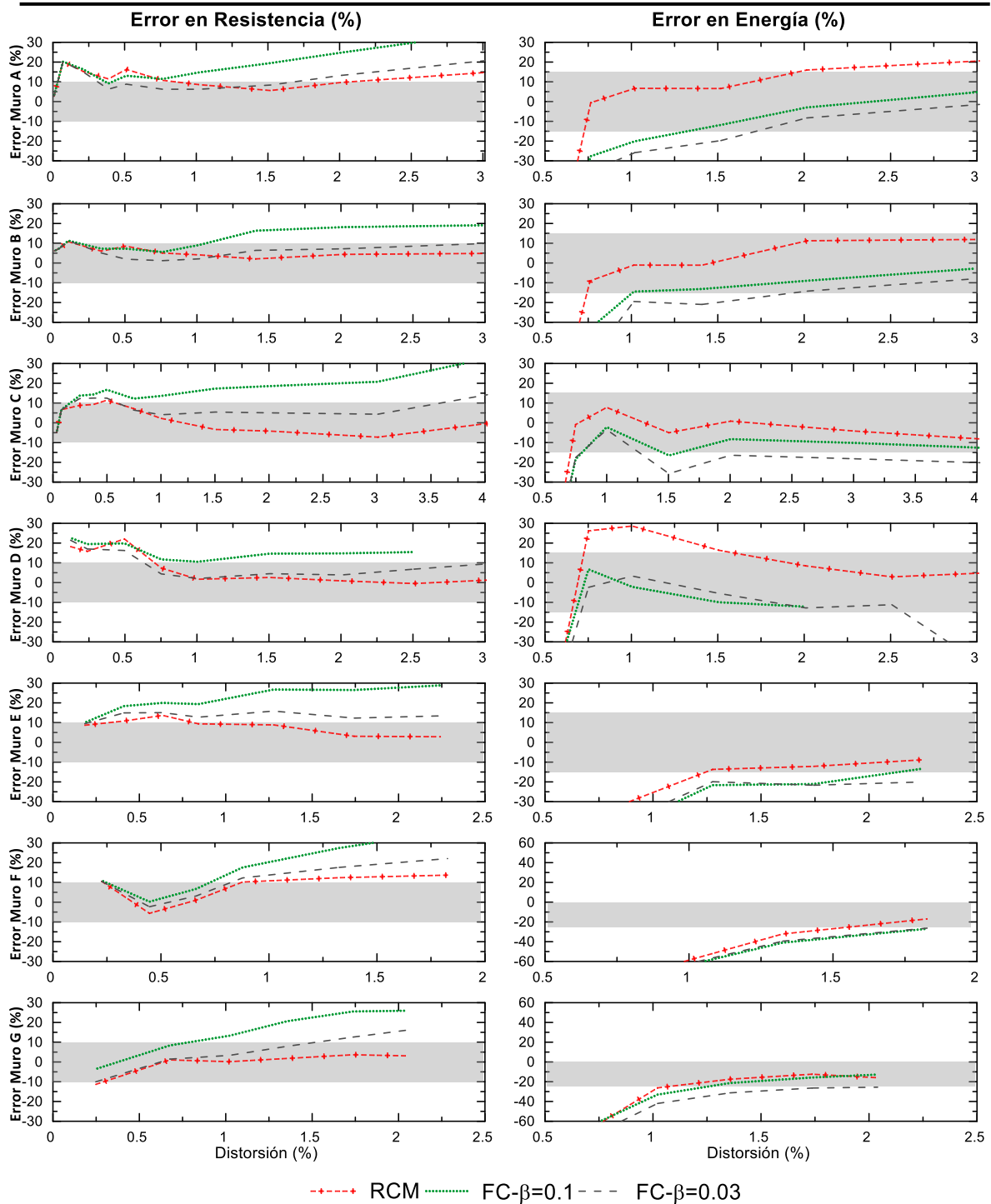


Figura 3.23. Comparación del error estimado en términos de resistencia y energía disipada con diferentes modelos de fisuración distribuida: enfoque de rotación de grieta (RCM) y de grieta fija: Grieta fija $\beta=0.1$ (FC- $\beta=0.1$) y Grieta Fija $\beta=0.03$ (FC- $\beta=0.03$). La franja gris en las gráficas del error en resistencia indica el intervalo de error de $\pm 10\%$, mientras que la franja gris en las gráficas del error en energía disipada indica el intervalo de error $\pm 15\%$ en los muros A-E, y el intervalo de error $0\% - 25\%$ en los muros F y G

3.4.2 Influencia del modelo de acero

En el inciso 3.2.3 se comparó la respuesta cíclica de tres de los modelos para representar el acero de refuerzo más utilizados en la literatura y disponibles en el programa DianaFEA, para ello se utilizaron ensayos de barras de acero sujetas a cargas cíclicas axiales. Este análisis permitió seleccionar el modelo más apropiado para utilizarse en la configuración base de modelado (Dodd-Restrepo).

En esta sección se analiza la influencia de los diferentes modelos para el acero de refuerzo en respuesta cíclica de los muros de CR. Se compararon los modelos de: 1) Dodd y Restrepo-Posada (1995), 2) Monti y Nuti (1992), y 3) Menegotto y Pinto (1973); el último es el modelo más utilizado en simulaciones numéricas similares encontradas en la literatura. Este análisis puede ser útil para los casos en los que se utilizan programas de análisis en los que el modelo de Dodd-Restrepo no se encuentra disponible y se desea conocer la influencia que tendría la adopción de un modelo diferente.

En todos los casos el refuerzo se consideró embebido dentro de los elementos de concreto adyacentes y con adherencia perfecta. Los parámetros de entrada adoptados para cada modelo fueron los mismos utilizados en el análisis de la sección 3.2.3. Los parámetros seleccionados para el modelo de Menegotto-Pinto fueron $R_0=20.0$, $A_1=18.5$, $A_2=0.15$, $A_3=0.01$, $A_4=7.0$, mientras que para el modelo de Monti-Nuti se adoptaron $R_0=20.0$, $A_1=18.5$, $A_2=0.001$ y un coeficiente de ponderación (P) igual a 0.8. Para el modelo de Dodd-Restrepo se seleccionó el parámetro p de acuerdo a la sugerencia de Botero (1996) ($p=3.474$ para barras con diámetro menor que $\frac{1}{2}$ " y 3.362 para diámetro mayor que $\frac{1}{2}$ "), y el valor $\Omega=0.75$ que controla el efecto Bauschinger.

En la Figura 3.24 se muestran las respuestas cíclicas fuerza-distorsión obtenidas para cada muro con cada uno de los modelos para el acero de refuerzo estudiados, mientras que en la Figura 3.25 se presentan los porcentajes de error para cada caso en términos de la resistencia máxima (columna izquierda) y de la energía disipada (columna derecha).

Respecto a la resistencia, se puede observar que todos los modelos de acero conducen a resultados similares. En los muros A, C, E y F no se observan variaciones significativas entre los niveles de error obtenidos con los modelos de Monti-Nuti (MN) y de Menegotto-Pinto (MP) y los obtenidos con los modelos de Dodd-Restrepo (DR) (configuración base de modelado). En los muros B y D los modelos de Monti-Nuti (MN) y de Menegotto-Pinto (MP) conducen a valores de resistencia ligeramente superiores a los obtenidos con el modelo de Dodd-Restrepo (DR). La diferencia máxima del modelo MN respecto al modelo DR se observa en el último ciclo del muro B con un error de 4.6%, mientras que el modelo MP presenta un error máximo de 5.3% respecto al modelo DR en el último ciclo del muro D. En el muro G los modelos de Monti-Nuti (MN) y de Menegotto-Pinto (MP) conducen a valores de la resistencia máxima muy similares entre sí y ligeramente menores a los obtenidos con el modelo de Dodd-Restrepo (DR). El modelo MN muestra un error máximo de -4.3% respecto al modelo DR que corresponde a la distorsión de 1.3%, mientras que el modelo MP presenta un error máximo de -5.6% respecto al modelo DR para el nivel de distorsión de 1.7%.

Las diferencias más significativas entre los modelos se observan en términos del comportamiento cíclico. En la Figura 3.24 se muestra que en los muros A – D y G tanto el modelo de Menegotto-Pinto (MP) como el modelo de Monti-Nuti (MN) conducen a lazos de histéresis más anchos y a menor estrangulamiento en la zona de cambio de dirección de la carga. Esto provoca sobrestimaciones considerables de la energía disipada respecto a los datos experimentales de hasta 33.8% para el muro A con ambos modelos, 24.8% para el muro B con ambos modelos, 22.5% para el muro C con el modelo MN y 36.7% con el modelo MP, mientras que para el muro D se observan sobrestimaciones en la

energía disipada de hasta 52.3% para el modelo MN y 43.51% para el modelo MP y en el muro G se observan sobrestimaciones de hasta un 17.5% para el modelo MN y 22.3% para el modelo MP.

Cuando se utiliza el modelo MN en el muro E, también se observan lazos de histéresis más anchos en la zona de cambio de dirección de carga, especialmente en los dos últimos ciclos de carga. Esto conduce a valores de hasta un 16.7% más altos de energía disipada para tales ciclos en comparación a los obtenidos por los modelos DR y MP.

En la Figura 3.25, se observa que en el muro F las estimaciones del error en resistencia y del error en energía disipada son muy similares con los tres modelos de acero de refuerzo. Las mayores diferencias entre los modelos se aprecian en la energía disipada por el modelo MN, la cual es ligeramente superior a la energía disipada por los modelos DR y MP, con variación máxima del 4.4% respecto al modelo DR.

Como se puede observar, la respuesta del acero de refuerzo presenta una influencia significativa en el comportamiento cíclico de elementos de CR y, en consecuencia, debe seleccionarse cuidadosamente. En este sentido, el modelo de Dodd-Restrepo (DR) permitió una mejor reproducción de la respuesta cíclica, la resistencia y la disipación de energía en la mayoría de los muros analizados, esto coincide con lo observado en Arias-Lara *et al.* (2018 y 2017). Es importante mencionar que, durante el análisis, los modelos MP y MN presentaron más dificultades para su convergencia que el modelo DR, para solventar esta situación, cuando se presentaron problemas de convergencia se utilizó el método de iteración secante de Broyden con rigidez inicial lineal o se aumentó el tamaño del paso, limitando el tamaño del paso a 0.02% de la distorsión en lugar de 0.01% de distorsión como se supuso inicialmente.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

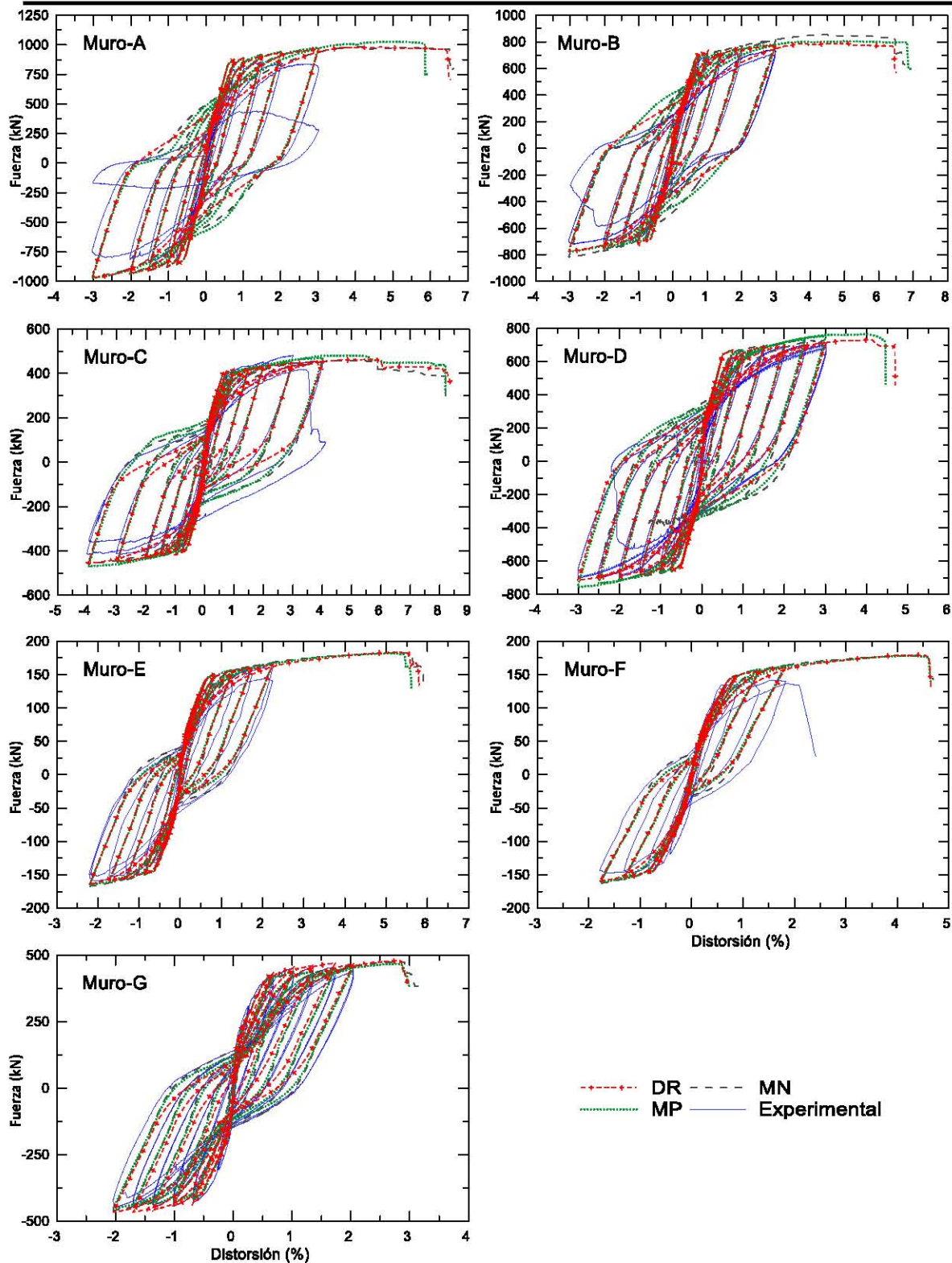


Figura 3.24. Respuesta fuerza-distorsión para todos los muros. Comparación de los resultados experimentales y numéricos utilizando tres modelos diferentes para el acero de refuerzo: Dodd-Restrepo (DR), Menegotto-Pinto (MP), y Monti-Nuti (MN)

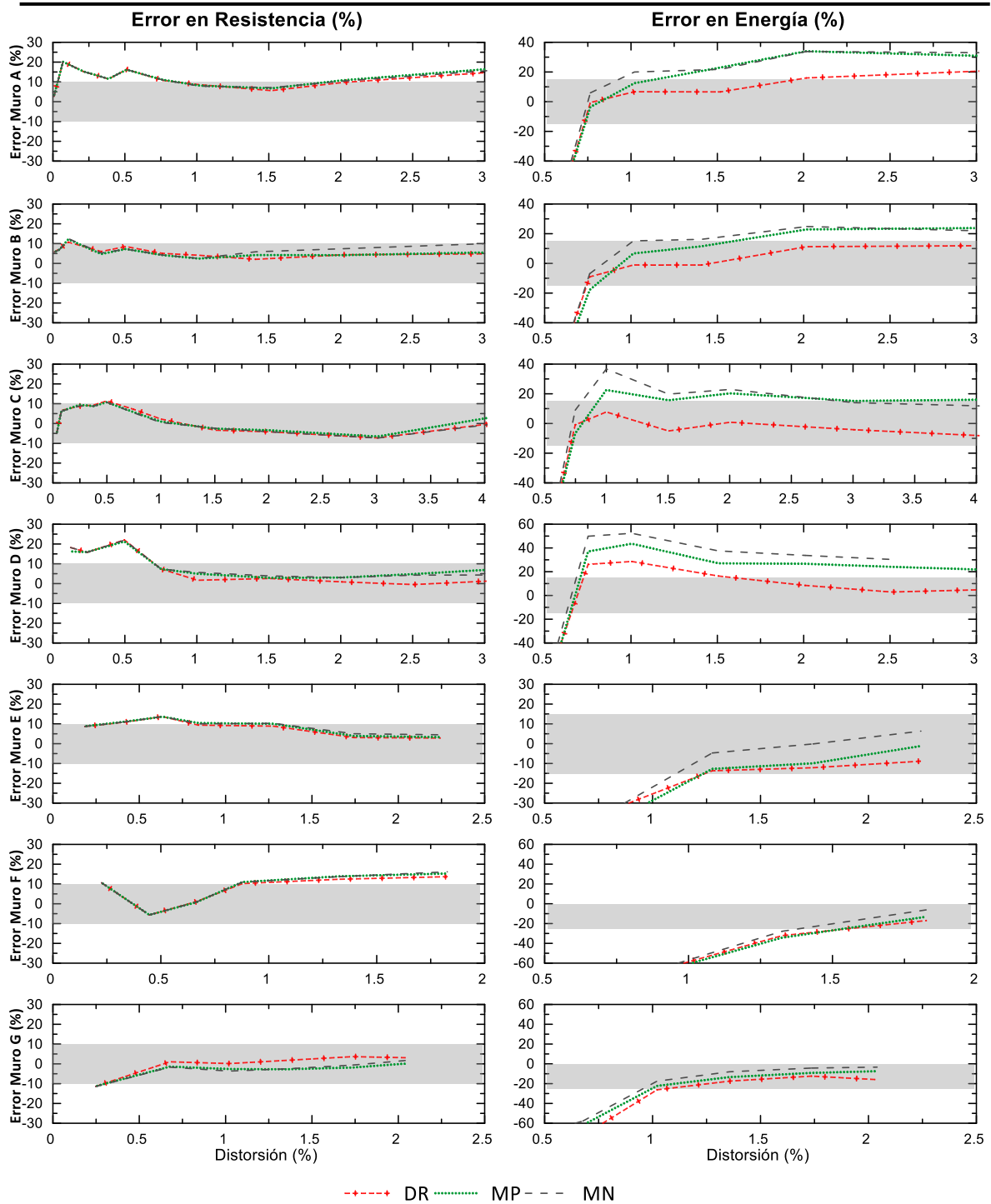


Figura 3.25. Comparación del error obtenido en términos de resistencia y energía disipada utilizando tres modelos para el acero de refuerzo diferentes: Dodd-Restrepo (DR), Menegotto-Pinto (MP), and Monti Nuti (MN). La franja gris en las gráficas del error en resistencia indica el intervalo de error de $\pm 10\%$, mientras que la franja gris en las gráficas del error en energía disipada indica el intervalo de error $\pm 15\%$ en los muros A-E, y el intervalo de error $0\% - 25\%$ en los muros F y G

3.4.3 Influencia del factor β_{\min} factor para la reducción de la resistencia a compresión

Varios autores han demostrado que el comportamiento a compresión del concreto agrietado difiere del comportamiento a compresión del concreto sin agrietar (Belarbi y Hsu, 1995; Miyahara *et al.*, 1987; Nakamura *et al.*, 2018; Robinson, 1961; Vecchio, 2000; Vecchio y Collins, 1986, 1993). Su principal característica es la reducción de su resistencia a compresión en comparación a la resistencia obtenida en ensayos estándar de cilindros de concreto. Algunos autores también han observado reducciones en la rigidez y en la energía de fractura del concreto a compresión (Nakamura *et al.*, 2018; Vecchio y Collins, 1986, 1993).

Usualmente, la reducción de la resistencia a compresión del concreto se representa por medio de un factor de reducción β_{red} el cual se relaciona con el incremento de la deformación principal de tensión o con el ancho de la grieta. En la sección 2.3.4 se aborda con mayor detalle este fenómeno, se presenta un revisión bibliográfica y se comparan las curvas β_{red} -deformación transversal (ϵ) propuestas por varios autores (Belarbi y Hsu, 1995; Kaufmann, 1998; Miyahara *et al.*, 1987; Nakamura *et al.*, 2018; Vecchio, 2000; Vecchio y Collins, 1982, 1986, 1993).

Es importante mencionar que para evitar reducciones excesivas en la resistencia a compresión del concreto que pudieran conducir a resultados poco realistas de las estructuras, algunos autores sugieren limitar la reducción de la resistencia a compresión por medio de un factor β_{\min} . En esta sección se analiza la influencia en la respuesta de los muros de CR de la reducción de la resistencia a compresión por la fisuración transvesal del concreto y del factor β_{\min} adoptado.

Para considerar este fenómeno se utiliza el modelo de Vecchio y Collins (1993) el cual se define por las Ecs. 2.6 y 2.7. Es importante señalar que actualmente no existe un consenso entre los investigadores acerca del nivel máximo de reducción de resistencia a compresión que se debe aplicar a las estructuras. Por ello, en este trabajo se examinaron dos de los valores de β_{\min} más utilizados en la literatura: $\beta_{\min} = 0.4$ sugerido por Hendriks *et al.* (2017) y JSC (2007) y $\beta_{\min} = 0.6$ de acuerdo con Miyahara *et al.* (1987), Damoni *et al.* (2014) y Belletti *et al.* (2016).

En la Figura 3.26 se muestran las respuestas cíclicas fuerza-distorsión obtenidas para cada muro utilizando ambos factores β_{\min} . También se compara el caso el que no se considera la reducción de la resistencia a compresión ($\beta_{\min} = 1.0$). En la Figura 3.27 se presentan los porcentajes de error para cada caso en términos de la resistencia máxima (columna izquierda) y de la energía disipada (columna derecha), se observa claramente que, para distorsiones mayores a 0.75%, la reducción de la resistencia a compresión debido a la fisuración transversal del concreto influye considerablemente en la respuesta global de todos los especímenes analizados particularmente en la predicción de la distorsión última. En la Tabla 3.16 se comparan los valores de distorsión última obtenidos con los modelos cuando se utilizan factores β_{\min} de 0.4, 0.6 y 1.0. Tanto en la Figura 3.26 como en la Tabla 3.16 se aprecian variaciones importantes en los niveles de distorsión última alcanzados con los diferentes valores de β_{\min} . Esto indica la alta sensibilidad de los resultados a este parámetro, por ello, pequeñas variaciones en este valor conducen a fuertes variaciones en la distorsión última de los muros.

Cuando se utiliza un factor $\beta_{\min} = 0.4$, en los muros A, B, D y G se alcanzan subestimaciones en la distorsión última mayores que -100%, mientras que en el muro C la subestimación es del -80%. Cuando se considera $\beta_{\min} = 0.6$ se observa una mejor estimación de la distorsión última de estos muros. En el muro G se observa que el uso de $\beta_{\min} = 0.6$ reduce el error de la distorsión última de -100% a -33.3%; y en el muro D el uso de $\beta_{\min} = 0.6$ reduce el error de la distorsión última de -201.0% a -100.7% lo cual, en ambos casos, es considerable. Sin embargo, la distorsión última se continúa

subestimando significativamente. Para estos casos (muros D y G) el mejor ajuste se obtiene cuando no se considera ninguna reducción. En la Tabla 3.3 se observa que los muros D y G presentan los valores de resistencia a compresión más bajos tanto para el concreto confinado como para el concreto sin confinar y las mayores contribuciones de la deformación por flexión. La falla de estos muros está fuertemente gobernada por la compresión en la base de sus elementos de borde, por lo tanto, cualquier reducción en la resistencia a compresión del concreto tiene una influencia importante en su distorsión última porque los EF en la base de los bordes confinados alcanzarían más rápido su resistencia máxima.

En los muros E y F se observa que cuando se adopta $\beta_{\min} = 0.4$ o 0.6 se obtienen valores absolutos de error muy similares (Tabla 3.16). Para $\beta_{\min} = 0.4$ la distorsión se subestima, mientras que para 0.6 la distorsión última se sobrestima en un porcentaje muy similar. Cabe notar que ambos muros pertenecen a la misma campaña experimental. En este sentido, es interesante también observar que el error en distorsión última estimado en muros pertenecientes a las mismas campañas experimentales, es similar, por ejemplo, cuando se adopta $\beta_{\min} = 0.6$ los muros A, B y C ensayados por Tran y Wallace (2015), presentan errores en el intervalo de $\pm 15\%$, mientras que los muros E y F, ensayados por Thomsen IV y Wallace (1995), presentan errores de 23.8% a 36.3% .

En la Figura 3.27 se observa que este fenómeno también afecta la resistencia máxima de muros, sin embargo, su efecto es menor que en la distorsión última, asimismo se observa que para bajos niveles de distorsión ($>0.5\%$) su influencia es prácticamente nula. Para niveles de distorsión mayores que 0.5% , ambos factores conducen a valores de resistencia más bajos a los obtenidos cuando no se considera la reducción de la resistencia a compresión (NR). En los muros A, E y F se observa que al adoptar $\beta_{\min} = 0.6$ se obtienen ajustes de la resistencia ligeramente mejores a los obtenidos cuando no se considera la reducción de la resistencia (NR). En términos de la energía disipada, no se observan diferencias significativas entre los modelos.

A partir de los resultados mostrados en la Tabla 3.16 se puede inferir que este fenómeno afecta de manera diferente en cada muro. Un mismo valor de β_{\min} conduce a diferentes niveles de error en la distorsión última de todos los muros, esto se debe a las diferentes características de cada muro como ser: diferentes propiedades mecánicas y cuantías de refuerzo, así como diferentes geometrías, tipos de solicitaciones y mecanismos de falla. El uso de $\beta_{\min} = 0.4$ tal como lo sugieren Hendriks *et al.* (2017) y las normas JSCE parece ser una opción más conservadora, mientras que el uso de $\beta_{\min} = 0.6$ provee mejores predicciones de la distorsión última para la mayoría de los especímenes analizados en este estudio, con errores máximos respecto a los valores de distorsión última experimental entre $\pm 36\%$ excepto para el muro D. En el muro D, las mejores predicciones se obtienen cuando no se considera ninguna reducción ($\beta_{\min} = 1.0$) por las razones expuestas previamente.

Si se requiere una estimación más exacta de la distorsión última de una estructura, es necesario utilizar un factor β_{\min} más acorde a las características de cada muro o elemento. En ese caso, es necesario realizar más estudios para lograr asociar el factor β_{\min} con las características de los muros (propiedades materiales, aspectos geométricos, tipos de solicitaciones, u otros). Pero también se debe considerar que existen otros fenómenos que también pueden influir en la distorsión última del elemento, por ejemplo, el pandeo local de las barras de refuerzo. Varios autores han observado que este fenómeno genera reducciones en la resistencia del acero que pueden afectar la resistencia global del elemento y provocar inestabilidades locales que afecten la capacidad de deformación de los elementos de CR. Por ello, sería interesante analizar su efecto en la deformación última de los muros en combinación con el efecto de la fisuración transversal del concreto.

Tabla 3.16. Distorsión última obtenida con diferentes valores de β_{\min} y error estimado respecto a los valores de distorsión experimentales, se incluye la comparación cuando no se considera la reducción de la resistencia a compresión (NR)

Muro	Distorsión última (%)				Error respecto a la distorsión experimental (%)		
	Experimental	NR	$\beta_{\min} = 0.6$	$\beta_{\min} = 0.4$	NR	$\beta_{\min} = 0.6$	$\beta_{\min} = 0.4$
A	3.01	6.43	2.71	1.24	53.2	-11.2	-143.1
B	2.99	6.57	2.78	1.40	53.6	-7.5	-113.5
C	4.02	8.18	4.78	2.23	51.3	15.8	-80.4
D	3.01	4.67	1.50	1.00	35.6	-100.7	-201.0
E	2.24	5.36	3.37	1.66	59.8	33.4	-35.1
F	2.01	4.35	2.78	1.57	56.4	27.6	-27.7
G	2.04	2.75	1.53	1.02	28.9	-33.3	-100.0

NR=no se considera la reducción de la resistencia a compresión

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

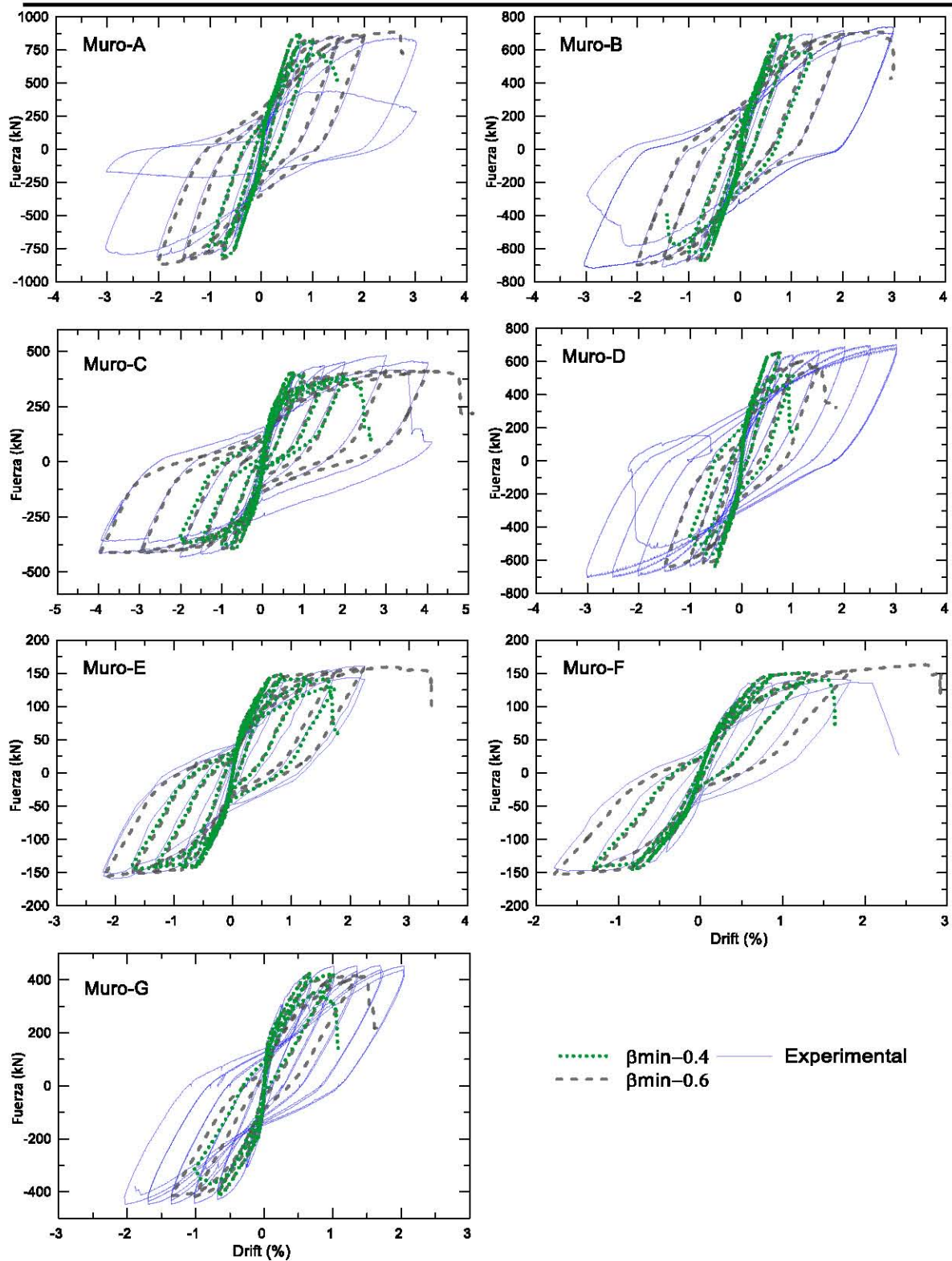


Figura 3.26. Respuesta fuerza-distorsión para todos los muros utilizando dos factores diferentes de β_{min} para la reducción de la resistencia a compresión: $\beta_{min} = 0.4$ y $\beta_{min} = 0.6$. Los resultados del muro A de esta figura se presentan en Arnau et al. (s/f).

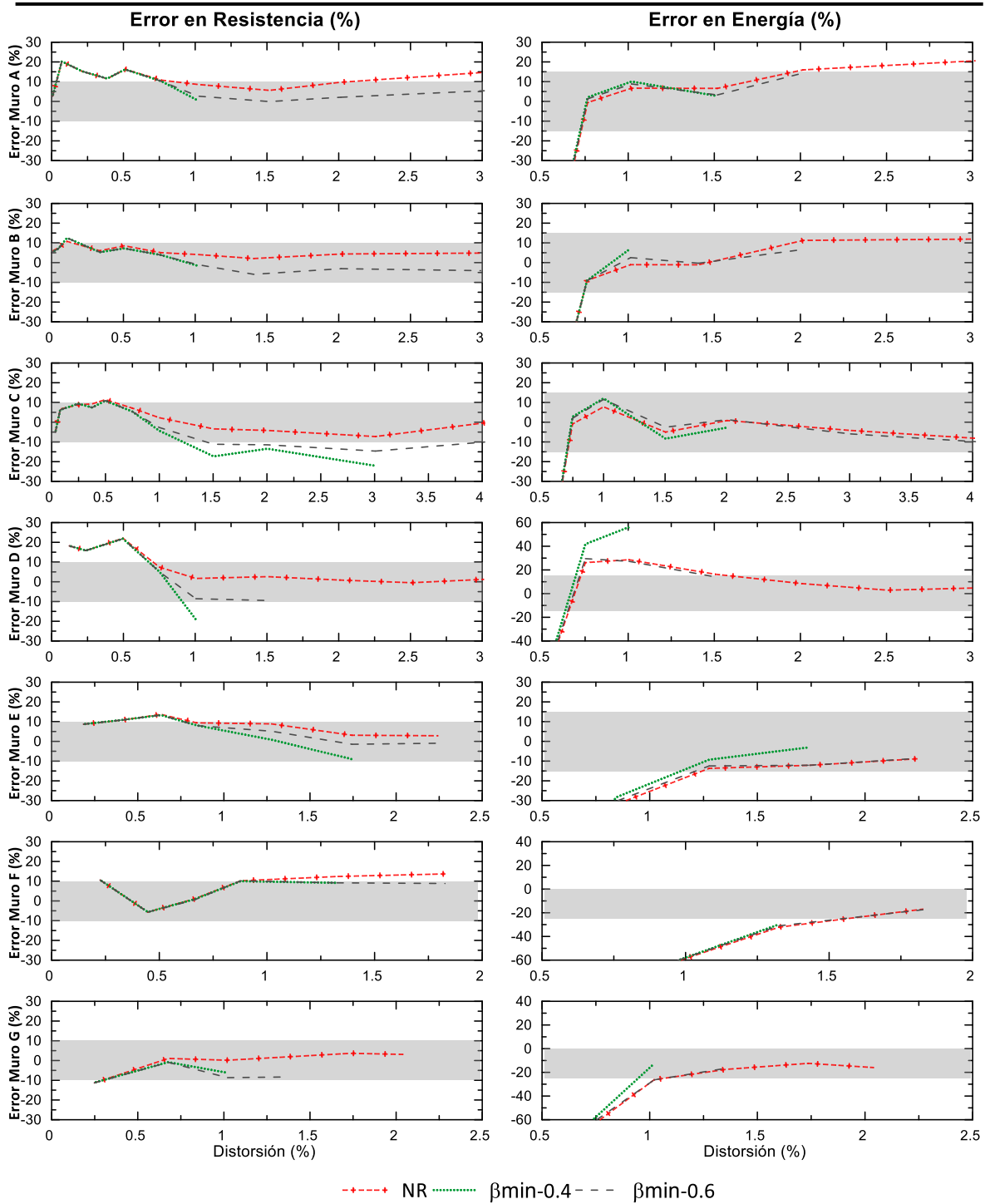


Figura 3.27. Comparación del error obtenido en términos de resistencia y energía disipada con diferentes factores β_{min} para la reducción de la resistencia a compresión; $\beta_{min} = 0.4$, $\beta_{min} = 0.6$, y sin reducción (NR). La franja gris en las gráficas del error en resistencia indica el intervalo de error de $\pm 10\%$, mientras que la franja gris en las gráficas del error en energía disipada indica el intervalo de error $\pm 15\%$ en los muros A-E, y el intervalo de error $0\% - 25\%$ en los muros F y G

Discusión de resultados

Los resultados de este inciso muestran que la predicción de la capacidad última de distorsión de los muros de CR es fuertemente influenciada por la reducción de la resistencia a compresión por la fisuración transversal del concreto. El análisis de diferentes valores de β_{\min} propuestos en la literatura ha permitido observar que, debido a las características propias de cada muro, un mismo valor de β_{\min} conduce a diferentes niveles de distorsión última para todos los casos. También se observó que no hay un único valor β_{\min} que conduzca a los resultados más adecuados de la distorsión última de todos los muros.

Sin embargo, es importante tener presente que en la capacidad última de distorsión de los muros influyen diversos fenómenos físicos que actúan de manera simultánea, entre ellos, el pandeo local de las barras de refuerzo en la base del muro que se genera por el aplastamiento y desprendimiento del concreto en dichas zonas. Varios autores han observado que este fenómeno reduce la resistencia del acero de refuerzo y que puede afectar la estabilidad y el comportamiento global del elemento de CR contribuyendo a su falla. Desafortunadamente, el programa DianaFEA actualmente no cuenta un modelo para el acero que permita reproducir el pandeo de las barras de refuerzo, pero sería interesante analizar su efecto en la deformación última de los muros.

La capacidad de distorsión última de los muros de CR también puede estar influenciada por características mecánicas de los materiales como la resistencia a compresión del concreto y el grado de confinamiento de los bordes de los muros que pueden contribuir a acelerar o retardar la falla del elemento. Por ello, la estimación de estos parámetros en la simulación numérica de muros de CR debe realizarse con especial cuidado. El porcentaje de carga axial al que se sujetan los elementos, así como la historia de carga aplicada también pueden afectar el nivel de distorsión alcanzado durante el ensayo.

Debido a la cantidad de variables e incertidumbres involucradas, la predicción adecuada del punto de falla de los elementos de CR es actualmente una tarea desafiante y requiere de mayor investigación para establecer estrategias robustas de modelado que consideren los fenómenos que mayormente influyen en su predicción.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

CAPÍTULO 4

Simulación de sistemas de muros acoplados

Varios autores han observado que la interacción entre los muros y las vigas de acoplamiento provoca que su comportamiento dentro de un sistema acoplado sea diferente al observado cuando estos elementos son analizados de manera aislada (Harries, 2001; Kolozvari *et al.*, 2018b; Turgeon, 2011). Dada la complejidad que involucra el ensayo experimental de este tipo de sistemas, la disponibilidad de modelos numéricos capaces de predecir el comportamiento global de sistemas acoplados, así como, sus mecanismos de falla y los fenómenos presentes en la interacción entre sus componentes es esencial para un mejor conocimiento del comportamiento de estos sistemas y para una correcta aplicación del DSBD.

Por ello, en este capítulo se propone y se valida una estrategia de modelado para la simulación de la respuesta cíclica de sistemas de muros acoplados mediante técnicas de EF y modelos de fisuración distribuida. Además, se analiza la influencia de algunos fenómenos físicos y numéricos en la predicción del comportamiento de los muros acoplados tales como: tamaño de malla, la influencia de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto y el efecto de la reducción de la resistencia a compresión debida a la fisuración transversal del concreto. Los resultados obtenidos mediante la estrategia propuesta se comparan con los resultados experimentales en términos de resistencia, disipación de energía y deformación última. Finalmente, se analizan algunas estrategias simplificadas para el modelado de vigas de acoplamiento encontradas en la literatura que consideran el deslizamiento/alargamiento del refuerzo en las uniones muro-vigas producto del agrietamiento en estas zonas.

4.1 Descripción del ensayo experimental a reproducir

Para este estudio, se seleccionó el sistema ensayado por Turgeon (2011) por tratarse del trabajo experimental más reciente encontrado en la literatura sobre sistemas de muros conectados con vigas de acoplamiento, cabe mencionar que en este espécimen no se incluyó la losa de entrepiso. El sistema fue diseñado siguiendo los reglamentos y guías de diseño más recientes a la fecha del ensayo (ACI 318-08, 2008; IBC-SEAOC, 2007) y se construyó considerando geometrías y detalles de armado representativos de muros acoplados en edificios modernos. Asimismo, el trabajo está bien documentado y la información del ensayo se encuentra disponible en la página del NHERI <https://doi.org/10.4231/D3Z892F52>.

El estudio se realizó con la finalidad de analizar el comportamiento cíclico de sistemas de muros acoplados de CR con características comunes en construcciones modernas de diez niveles (mediana altura). Debido a las limitaciones de altura de las instalaciones del laboratorio y para enfocar el trabajo al análisis de las regiones donde se concentra esencialmente el comportamiento inelástico del muro acoplado, el ensayo en el laboratorio consistió en un modelo a escala 1/3 únicamente de los tres niveles inferiores del sistema. Las acciones que ejercen los siete niveles superiores del modelo fueron aplicadas en la parte superior del tercer nivel del modelo ensayado por medio de una serie de actuadores.

En las Figuras 4.1 y 4.2 se muestran las características geométricas y detalles de armado del espécimen ensayado que consiste en dos muros de 1.2 m de longitud con 1.2 m de altura de entrepiso, ambos muros presentan bordes confinados. Los muros se conectan mediante vigas de acoplamiento de 0.6 m de longitud y 0.3 m de alto con una relación de aspecto igual a 2.0 (longitud de la viga/peralte de la viga). Siguiendo la sugerencia del ACI-318 para vigas de acoplamiento con relación de aspecto menor que 4, las vigas del sistema se reforzaron diagonalmente mediante dos grupos de barras del no. 4 que se ubicaron formando un ángulo de 19° con respecto al refuerzo horizontal. Para el refuerzo longitudinal y transversal se utilizaron barras del no. 2 a cada 63.5 mm (Figura 4.2). En la Tabla 4.1 se presentan las cuantías de armado para el acero longitudinal, transversal y estribos en diferentes zonas del sistema acoplado, así como la cuantía del refuerzo diagonal en las vigas de acoplamiento.

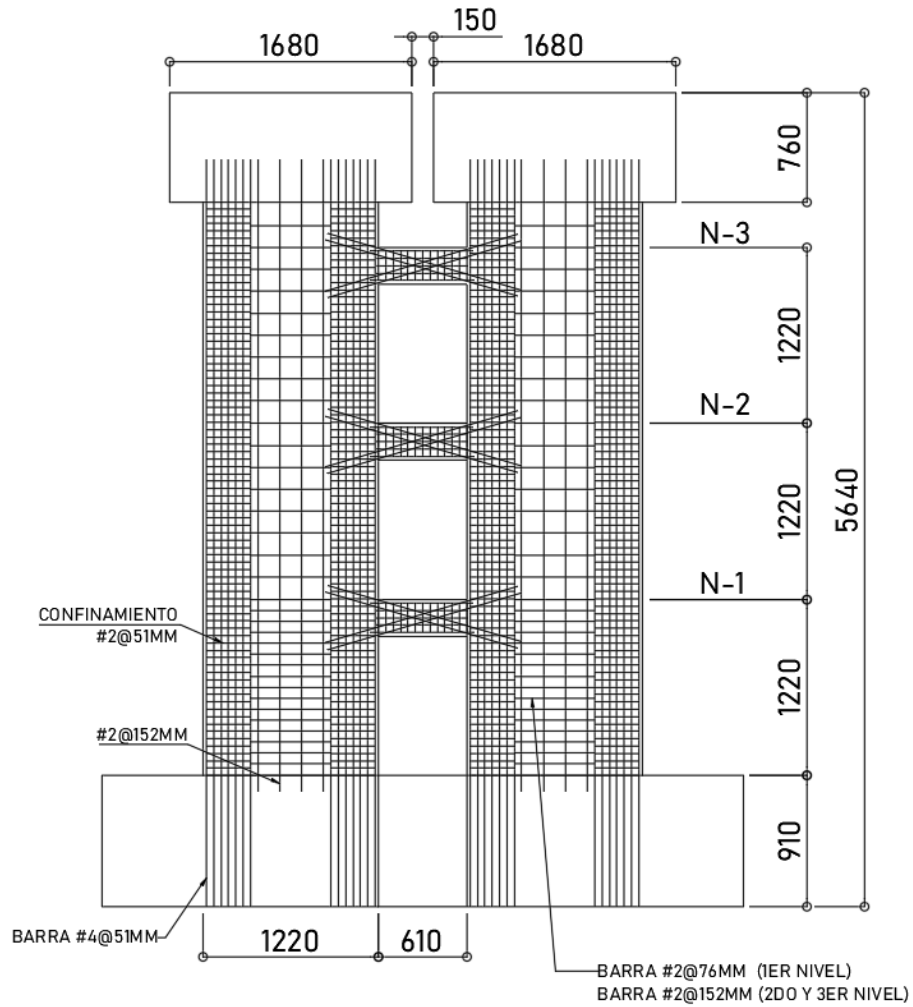
Durante el diseño del muro acoplado se consideró que el mecanismo principal de disipación de energía estaría dado por la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas de acoplamiento y en segundo lugar en la base de los muros. Para lograr el comportamiento deseado, el sistema se diseñó con un grado de acoplamiento entre vigas y muros menor que 55% (Harries, 2001).

Tabla 4.1. *Cuantías de armado en el sistema de muros acoplados*

Zona	Dimensiones (mm)	Espesor (mm)	Cuantías de armado			
			ρ_v (%)	ρ_s (%)	ρ_h (%)	ρ_d (%)
Alma del muro	507.2 x 1219.2	152.4	0.33	-	N1=0.55 N2,3= 0.27	-
Bordes del muro	356 x 1219.2	152.4	3.74	X= 0.7 Y= 0.82	-	-
Vigas de acoplamiento	305 x 610	152.4	0.82	X = 1.01 Y = 1.22	-	2.19

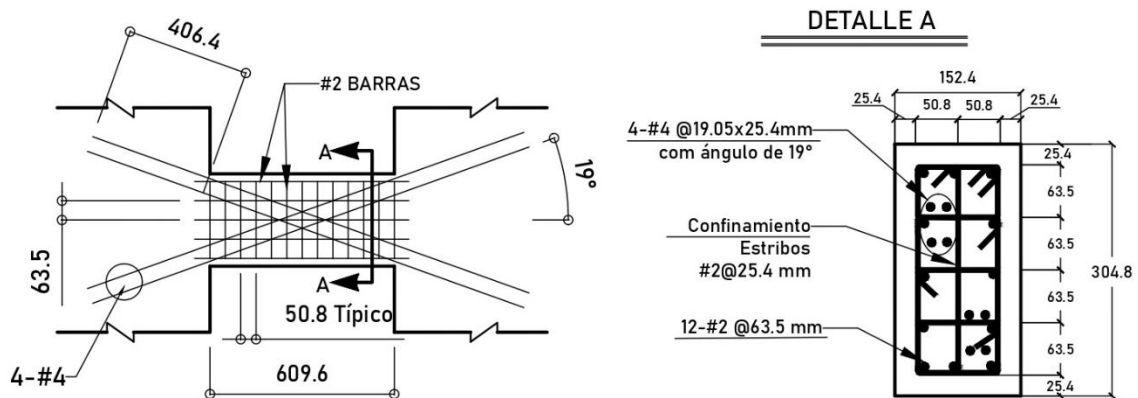
$\rho_{v,b}$ = cuantía de refuerzo longitudinal; ρ_s = cuantía de estribos; $\rho_{h,w}$ = cuantía de refuerzo transversal; ρ_d = cuantía de refuerzo diagonal en vigas de acoplamiento

Espacio en blanco dejado intencionalmente.



Dimensiones en mm

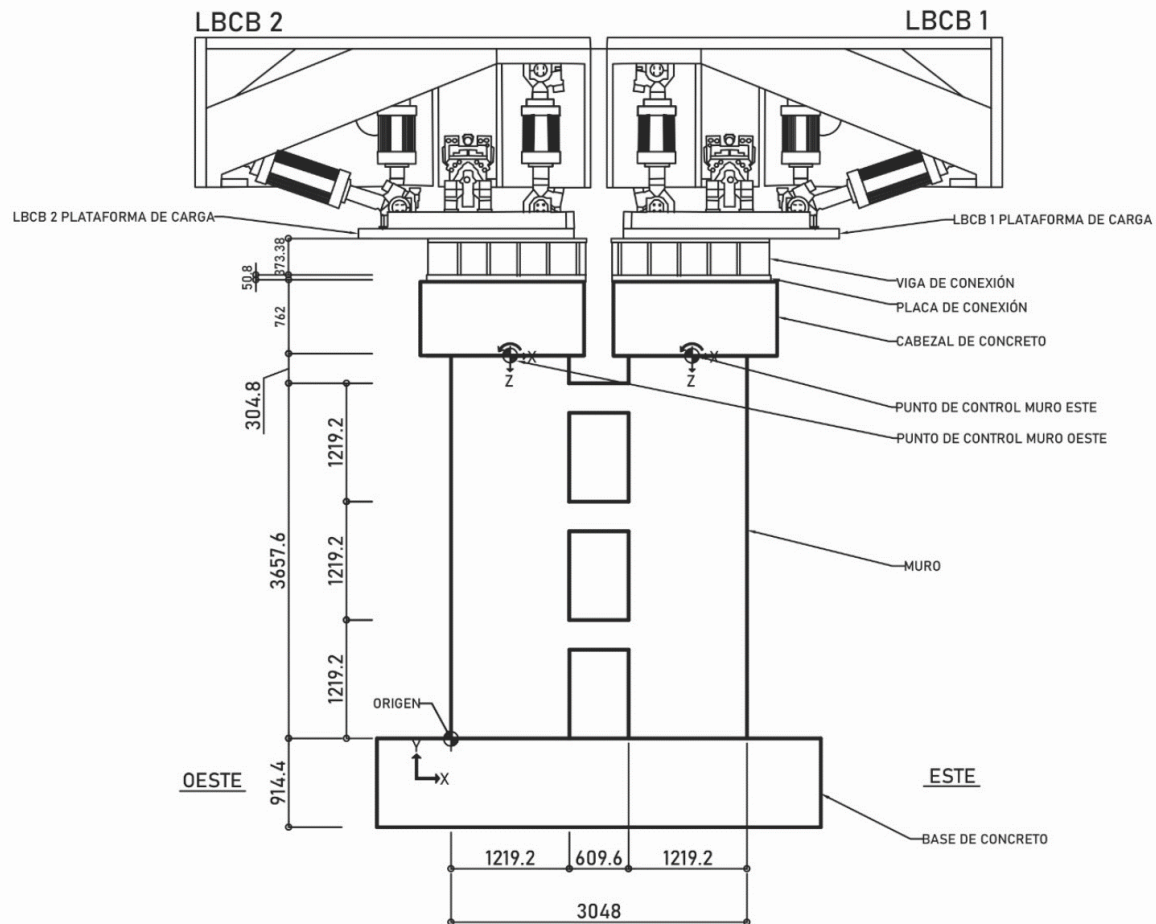
Figura 4.1. Características geométricas y detalle de armado del sistema de muros acoplado ensayado por (Turgeon, 2011)



Dimensiones en mm

Figura 4.2. Detalle de armado de las vigas de acoplamiento (Turgeon, 2011)

El ensayo se llevó a cabo en las instalaciones del NEES en la Universidad de Illinois, Urbana Champaign (UIUC), en la Figura 4.3 se observa la configuración utilizada. El espécimen fue anclado a la losa del laboratorio mediante pernos instalados a lo largo de su base y en su parte superior se sujetó a carga cíclica lateral incremental, momento y carga axial variable, todas las cargas fueron aplicadas en el plano del sistema. Para la aplicación de las cargas se utilizó un complejo sistema de actuadores disponible en el NEES-UIUC que permite la aplicación de cargas cíclicas en seis grados de libertad. En total se utilizaron dos sistemas de actuadores, cada uno se sujetó en la parte superior de un muro del sistema acoplado (Figura 4.3). El sistema de actuadores también permitió restringir el desplazamiento fuera del plano del sistema.



Dimensiones en mm

Figura modificada de Turgeon (2011)

Figura 4.3. Configuración del ensayo del muro acoplado ensayado por Turgeon (2011)

4.1.1 Protocolo de carga aplicado

La estimación del protocolo de carga a aplicar en el ensayo fue un proceso laborioso, ya que se debían considerar las acciones originadas por los siete niveles superiores del modelo completo (niveles no incluidos en el espécimen ensayado). Para estimar los valores de carga axial, momento y carga lateral que se aplicaron sobre cada muro del sistema, los autores del ensayo realizaron un análisis no lineal de EF utilizando el programa VecTor2. En el análisis, se modeló la estructura de 10 niveles (modelo

completo) y se sometió a una distribución de carga lateral triangular siguiendo las sugerencias del ASCE 7-05 y ante carga axial constante de $0.1f'_cA_g$ hasta la falla del sistema (Mohr, 2007).

Los resultados de este análisis fueron empleados para establecer las relaciones entre las demandas de desplazamientos, giros, cortante, momentos y carga axial sobre cada muro del modelo de tres niveles a ensayar. En el protocolo de carga generado, las demandas en el espécimen se relacionaron en términos de fuerza (Figura 4.4). Para validar el protocolo de carga se llevó a cabo el análisis no lineal con EF del espécimen de tres niveles a ensayar utilizando el programa VecTor2. En este análisis, el modelo de tres niveles se sujetó al protocolo de carga estimado y los resultados obtenidos respecto al campo de esfuerzos, deformaciones y el mecanismo de falla se compararon con los obtenidos en el modelo numérico de diez niveles.

Es importante mencionar que, para establecer el protocolo de carga final, los autores del ensayo llevaron a cabo múltiples iteraciones. Los detalles de este análisis y los procedimientos de evaluación se pueden consultar en los trabajos de Turgeon, (2011) y Mohr, (2007). En las Tablas 4.2 y 4.3 y en la Figura 4.5 se presenta el protocolo de carga final que se aplicó durante el ensayo, cabe notar que éste fue mayormente controlado por fuerza hasta alcanzar los niveles de distorsión máxima esperados de cada ciclo, la distorsión última alcanzada por el sistema acoplado fue de 2.25%.

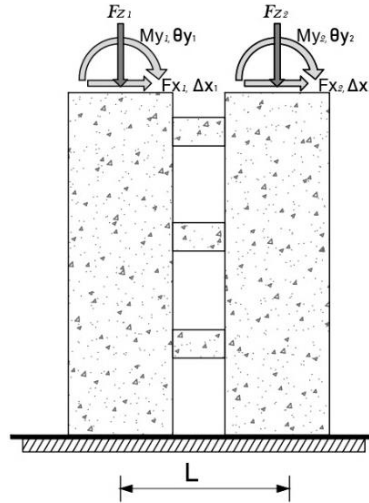


Figura 4.4. Acciones aplicadas por el sistema de actuadores sobre cada muro del sistema acoplado

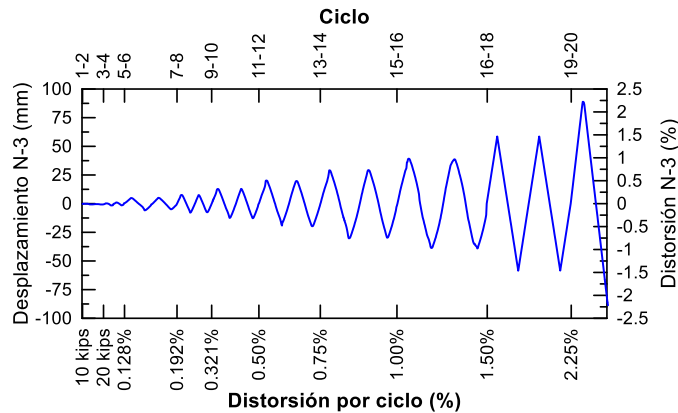


Figura 4.5. Historia de carga aplicada en la parte superior del sistema acoplado (Turgeon, 2011)

Tabla 4.2. Protocolo de carga utilizado en el ensayo

Descripción	Fase 1	Fase 2	Fase 3
Nivel de distorsión	44.8-88.96 kN	0.128-1.0%	1.5-2.25%
Numero de ciclos	1-4	5-16	17-20
Control por:	Fuerza	Fuerza, hasta alcanzar el desplazamiento máximo esperado	Desplazamiento
Diferencial de fuerza cortante	$dF = 0$	$dF = 0.18(F_{x1} + F_{x2})$	
Momento en el muro a compresión	$0.1M_{y, Total}$	$0.15M_{y, Total}$	
Momento en el muro a tensión	$0.1M_{y, Total}$	$0.05M_{y, Total}$	
Fuerza axial	$F_{zi} = \pm \frac{0.8M_{y, total}}{L - 0.1f'_c A_g}$		

Tabla 4.3. Historia de carga establecida

Ciclo	Fuerza/Distorsión máxima	Fase de carga	Descripción
1-2	44.8 kN	1	Pre-fisuración
3-4	88.96 kN	1	
5-6	0.128%	1	Fisuración
4-8	0.192%	2	Pre-fluencia
9-10	0.321%	2	
11-12	0.5%	2	Fluencia
13-14	0.75%	2	
15-16	1.00%	2	
17-18	1.5%	3	
19-20	2.25%	3	Falla

4.1.2 Comportamiento observado experimentalmente

Durante el ensayo, ambos muros trabajaron a tensión y a compresión en función de la dirección de la carga cíclica lateral aplicada. Cuando la carga lateral es aplicada hacia la derecha (Figura 4.3), el muro este se comprime, mientras que el muro oeste se tensiona; cuando la dirección de la carga se revierte (hacia la izquierda), el muro este se tensiona, mientras que el muro oeste se comprime. Por simplicidad, en este trabajo se identificará a los muros como muro a tensión y muro a compresión para referirse a un estado dado en el que un muro se encuentra trabajando a tensión y el otro a compresión respectivamente, independiente de la dirección de aplicación de carga.

El primer agrietamiento en el sistema se presentó a una distorsión de 0.033% y correspondió a la formación de grietas verticales en las uniones muro-vigas de acoplamiento, seguido por la aparición

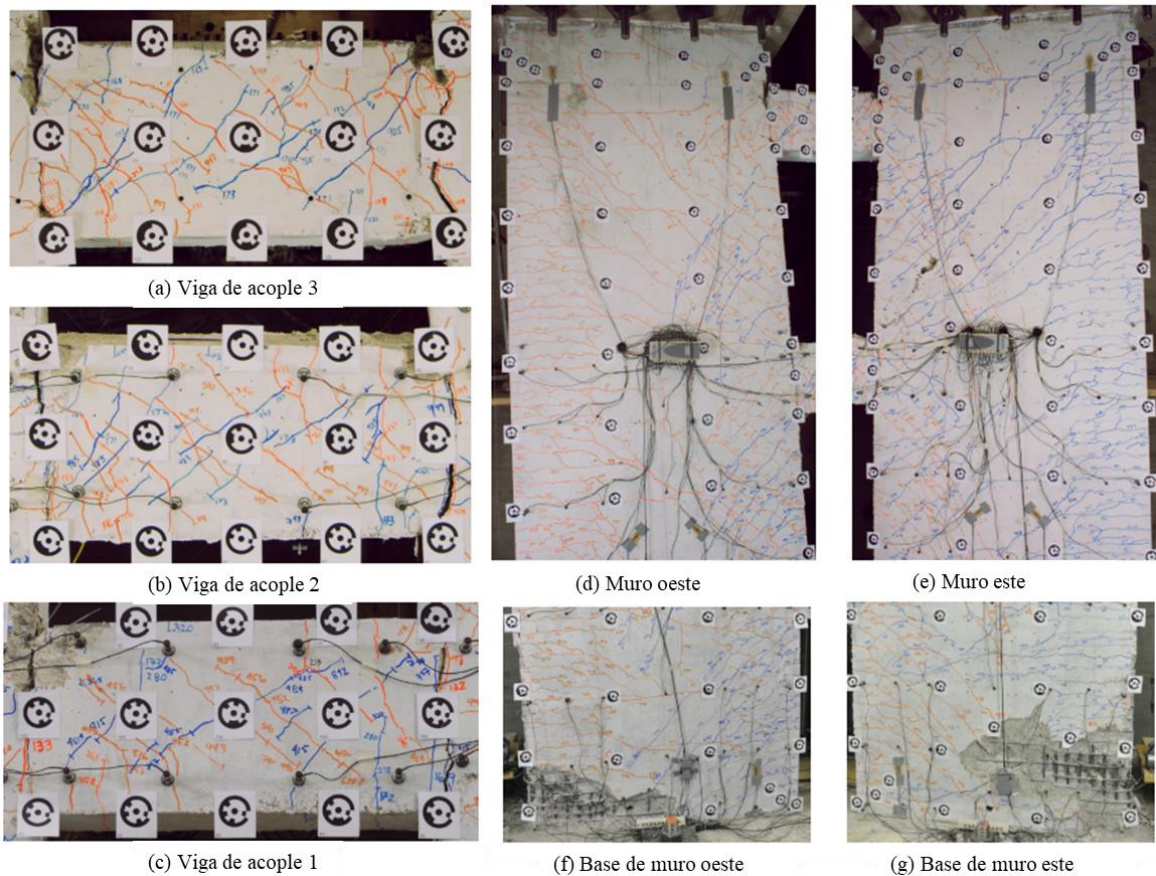
de grietas horizontales por flexión en ambos muros del sistema. El inicio del agrietamiento inclinado en las vigas de acoplamiento de los niveles N-2 y N-3 se observó a una distorsión de 0.1% y 0.15% respectivamente, mientras la aparición de grietas inclinadas en los muros se presentó al 0.24% de distorsión y, por último, en la viga de acoplamiento del primer nivel a 0.33% de distorsión.

La fluencia del refuerzo diagonal se presentó primero en las vigas de los niveles N-2 y N-3 al alcanzar 0.36% de distorsión, seguido por la fluencia del refuerzo de los bordes confinados de ambos muros a una distorsión de 0.5% y, finalmente, en la viga del nivel uno a una distorsión de 0.67%. Durante los siguientes ciclos, el agrietamiento se siguió expandiendo, las grietas se profundizaron y el recubrimiento del concreto se desprendió en varias zonas del espécimen.

La falla del muro acoplado se produjo al 2.25% de distorsión cuando la carga lateral se aplicaba hacia la derecha. En este punto el muro en la dirección este trabajaba a compresión y la falla se presentó por el aplastamiento de su base que posteriormente dio lugar al pandeo local del refuerzo longitudinal de los bordes confinados del muro. Cuando la dirección de carga se revirtió, se observó el mismo comportamiento en el muro oeste (que pasó a trabajar a compresión) y el ensayo se detuvo. Es importante notar que la falla del sistema no fue gobernada por el daño de las conexiones de la viga. En la Figura 4.6 se muestra el daño en el sistema acoplado al final del ensayo (2.25% de distorsión). En la Figura 4.6 a, b y c se observa el daño en las vigas de acoplamiento, mientras que en la Figura 4.6 d y e se muestra el daño a lo largo del muro, y en la Figura 4.6 f y g se observa el daño en la base de ambos muros.

Los resultados experimentales mostraron que el acoplamiento entre las vigas y los muros del sistema provocó incrementos importantes en la carga axial de ambos muros (muro a tensión y muro a compresión). El acoplamiento también ocasionó la redistribución de la demanda de cortante del muro en tensión hacia el muro en compresión el cual llegó a resistir hasta 90% de la fuerza cortante total. La transferencia de carga axial hacia el muro en compresión generó un puntal de compresión que condujo al aplastamiento excesivo de la base del muro y finalmente provocó la falla del sistema. Respecto a la formación de articulaciones, durante el diseño se supuso que estas primero se generarían en las vigas de acoplamiento y posteriormente en la base de los muros. Sin embargo, los resultados experimentales mostraron que la fluencia del acero de refuerzo ocurrió primero en las vigas de acoplamiento de los niveles N-2 y N-3, luego en la base de los muros y finalmente en la viga del primer nivel.

Los autores del ensayo señalan que los resultados experimentales del sistema acoplado son inconsistentes con las suposiciones de diseño utilizadas y con los análisis elásticos. Para demandas sísmicas significativas, los reglamentos utilizados en el diseño del sistema tienden a subestimar el efecto que tienen las grandes cargas axiales que se transmiten hacia el muro en compresión en la resistencia a flexión de los muros. Además, los reglamentos subestiman los efectos de la redistribución de la demanda de cortante del muro en tensión hacia el muro en compresión que resulta del incremento de carga axial en el sistema. Debido a este comportamiento, la ductilidad última del sistema acoplado se vería limitado por la capacidad de deformación del muro a compresión.



Figuras tomadas de (Turgeon, 2011)

Figura 4.6. Daño en vigas de acoplamiento, muros y base de muros al final del ensayo a -2.25% de distorsión, (Turgeon, 2011)

4.2 Configuración numérica base

La selección de las estrategias a utilizar para el modelado del sistema de muros acoplados se basó en los resultados obtenidos en el estudio de muros individuales (capítulo 3). Como punto de partida se adoptaron las estrategias numéricas que condujeron a los mejores resultados en dichos casos. Los modelos se elaboraron en el programa DianaFEA v.10.3. empleando elementos tipo cascarón curvos de cuatro nodos descritos en el capítulo 3.

4.2.1 Modelos constitutivos de los materiales

Al igual que en los muros individuales, la respuesta del concreto se modeló con el enfoque de fisuración distribuida por rotación de grieta (Vecchio y Selby, 1991). Para evitar los efectos por tamaño de malla se utilizaron modelos constitutivos para el concreto basados en energía de fractura. Por ello, para describir el comportamiento a tensión del concreto se utilizó un modelo de comportamiento post-fisuración exponencial, y para describir el comportamiento a compresión del concreto se empleó el modelo parabólico (Feenstra, 1993), ambos modelos disponibles en el programa DianaFEA. En la Tabla 4.4 se muestran los valores de energía de fractura del concreto a tensión y del concreto no confinado a compresión, los cuales se estimaron a partir de las expresiones

del Model Code (2010) y de las guías para el análisis no lineal de estructuras con EF (Hendriks *et al.*, 2017).

La resistencia a compresión del concreto confinado se obtuvo mediante el modelo de Mander *et al.* (1988) y Karthik y Mander (2011), mientras que la energía de fractura del concreto confinado a compresión se obtuvo mediante el procedimiento propuesto por Jünemann *et al.* (2016) descrito en la sección 2.3.3. Estos valores se utilizaron como datos de entrada en el modelo parabólico para representar el comportamiento a compresión del concreto confinado. Durante el análisis, la longitud equivalente del elemento se determinó mediante el modelo de Govindjee *et al.* (1995). El concreto de la base y de los cabezales del muro acoplado se representó mediante un material elástico lineal debido a que los autores del ensayo no observaron daños significativos en dichas zonas.

Siguiendo la recomendación de Belletti *et al.* (2013) y Jünemann *et al.* (2016) el coeficiente de Poisson se reduce linealmente conforme incrementa el daño del concreto. Esta reducción se realiza automáticamente por el programa Diana.

El acero de refuerzo se consideró embebido dentro de los elementos de concreto y perfectamente adherido, haciéndose uso del modelo de Dodd y Restrepo-Posada (1995) que fue validado en el capítulo 3. Las propiedades mecánicas de los materiales fueron principalmente obtenidas del trabajo experimental de Turgeon (2011) y del portal web del NHERI <https://doi.org/10.4231/D3Z892F52> donde se encuentra la información relativa al ensayo, o en su defecto derivadas de Hendriks *et al.* (2017) y del Model Code (2010) (Tabla 4.4).

Tabla 4.4. Propiedades mecánicas adoptadas para los modelos constitutivos de los materiales

	Propiedad	Nomenclatura	Zona		Fuente
			Muros	Vigas	
Concreto	Módulo de elasticidad	E_c (N/mm ²)	29,647.46	29,647.46	(Turgeon, 2011)
	Coefficiente de Poisson	ν_c	0.15	0.15	(Hendriks <i>et al.</i> , 2017)
	Resistencia a compresión no confinada	f'_{uc} (N/mm ²)	39.23	N.A.	(Turgeon, 2011)
	Energía de fractura a compresión no confinada	G_{uc} (N.mm/mm ²)	35.33	N.A.	(Hendriks <i>et al.</i> , 2017)
	Resistencia a compresión confinada	f'_{cc} (N/mm ²)	58.845	64.337	(Karthik y Mander, 2011; Mander <i>et al.</i> , 1988)
	Energía de fractura a compresión confinada	G_{cc} (N.mm/mm ²)	543.89	726.59	(Jünemann, 2016; Karthik y Mander, 2011)
	Resistencia a tensión	f_t (N/mm ²)	3.464	3.464	Model Code (2010)
	Energía de fractura a tensión	G_F (N.mm/mm ²)	0.14	0.14	Model Code (2010)
Refuerzo	Módulo de elasticidad	E_s (N/mm ²)	200,000		Model Code (2010)
	Coefficiente de Poisson	ν_s	0.3		(Hendriks <i>et al.</i> , 2017)
	Resistencia a fluencia	$f_{y,s}$ (N/mm ²)	521.94 (#2), 453.68 (#4)		(Turgeon, 2011)
	Resistencia última a tensión	$f_{u,s}$ (N/mm ²)	526.07 (#2), 664.65 (#4)		(Turgeon, 2011)
	Deformación última a tensión	$\epsilon_{u,s}$	0.058 (#2), 0.14 (#4)		(Turgeon, 2011)
	Deformación plástica al final de la zona plana de fluencia	$E_{plast,s}$	0.015 (#2), 0.0077 (#4)		(Turgeon, 2011)

N.A. = no aplica

4.2.2 Condiciones de frontera

De manera similar al experimento, los nodos inferiores de la base del espécimen se restringieron contra la traslación en el plano en la dirección horizontal y para considerar los pequeños giros de la base del sistema se adoptó la técnica propuesta por Calderón *et al.* (2019) descrita en la sección 3.2.3 (Figura 4.7). La rigidez rotacional asignada al resorte ubicado en el nodo primario de la base corresponde a la rigidez elástica inicial del giro obtenido de las mediciones de los sensores ubicados en la base. En este nodo también se coloca un resorte con rigidez vertical para restringir los desplazamientos verticales del modelo. De acuerdo con el experimento en el modelo también se restringió el desplazamiento fuera del plano.

Para la aplicación de fuerzas en el modelo, se utilizaron las historias de carga impuestas en la parte superior de cada muro por los sistemas de actuadores (cargas axiales y laterales), las cuales fueron registradas durante el experimento y se encuentran en la base de datos del ensayo. Las fuerzas axiales aplicadas por los actuadores sobre cada muro del sistema generan un momento respecto al centro de cada muro (longitud del muro/2), señalado como punto de control en la Figura 4.3. Esto es congruente con lo mencionado por los autores del ensayo y esquematizado en la Figura 4.4 (Turgeon, 2011). Sin embargo, el valor del momento generado no fue presentado en los datos del ensayo. Por ello, este valor fue calculado con los datos de la carga axial de cada actuador y con los brazos de palanca obtenidos a partir de la ubicación presentada de los actuadores. Al analizar las historias de carga axial y de momento se observó que éstas se relacionan con la historia de carga lateral impuesta a cada muro, lo cual facilitó su aplicación en el modelo en el programa DianaFEA.

Para simplificar la aplicación de las cargas en el modelo, las cargas axiales y momentos de ambos muros, así como la carga lateral del muro derecho se relacionaron con la carga lateral impuesta en el muro izquierdo, de modo que al variar la carga lateral del muro izquierdo las demás cargas varían al mismo tiempo y en la misma proporción. En la Figura 4.8 se muestran las relaciones de carga aplicadas en el modelo: carga lateral del muro este, carga axial y momento en ambos muros respecto a la carga lateral del muro oeste. La carga axial y la carga lateral se aplicaron de manera distribuida en la parte superior de cada muro y para la aplicación del momento se hizo uso de un nodo primario ubicado en la parte superior del eje central de cada muro tal como se muestra en la Figura 4.7, el resto de los nodos de la parte superior de cada muro giran acorde al nodo primario. Es importante notar que, a diferencia de los modelos de los muros individuales, donde las acciones laterales se imponen en términos de desplazamiento, en el modelado del sistema acoplado, las acciones se imponen en términos de fuerza.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

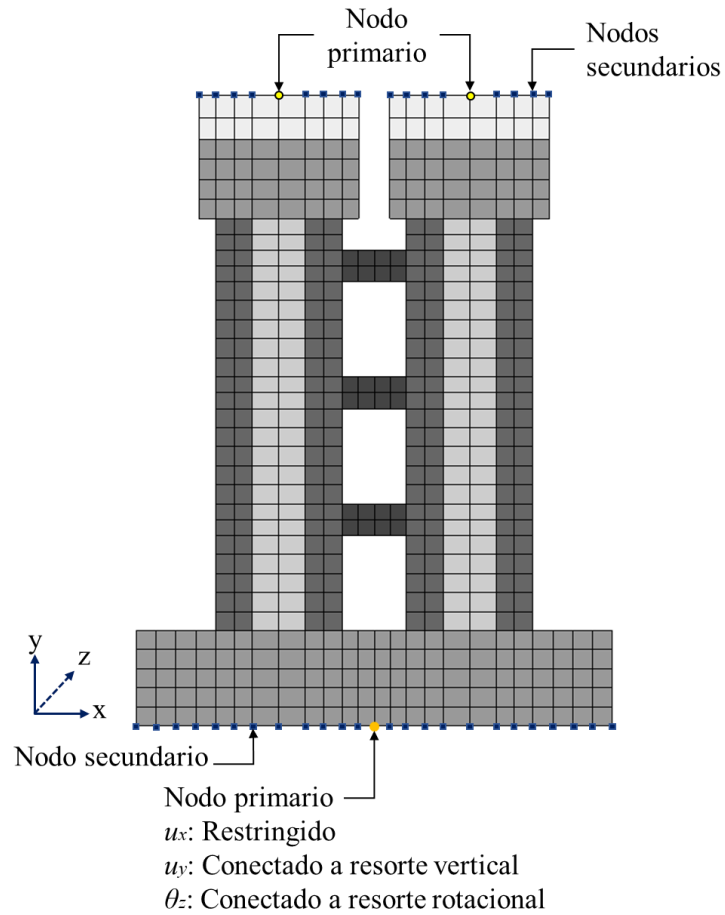


Figura 4.7. Aplicación de condiciones de frontera en el sistema de muros acoplados. En color gris oscuro se representan los bordes confinados (concreto confinado), en gris claro el alma de los muros (concreto sin confinar) y en tono gris medio el bloque de cimentación (material elástico lineal).

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

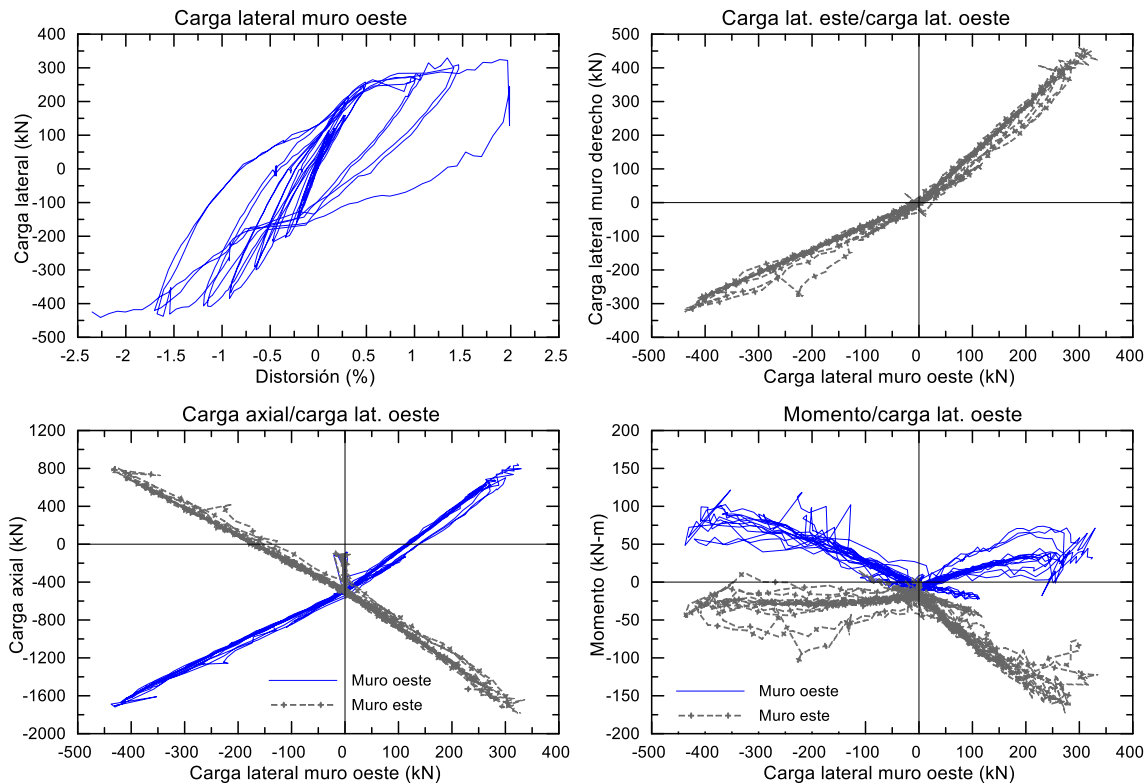


Figura 4.8. Cargas aplicadas en el modelo del sistema acoplado, a) carga lateral en la parte superior del muro oeste, b) carga lateral del muro este respecto a la carga lateral del muro oeste, c) y d) carga axial y momento en la parte superior ambos muros respecto a la carga lateral del muro oeste

4.2.3 Estrategias de solución

La solución de un sistema no lineal de ecuaciones implica el uso de un procedimiento de solución incremental-iterativo. En la solución de sistemas estructurales que experimentan degradación en su respuesta, la aplicación de un procedimiento incremental controlado puramente por fuerza usualmente conduce a soluciones inválidas luego de alcanzar la capacidad de carga del sistema (Figura 4.9a). Por ello, este procedimiento es recomendable únicamente en la solución de sistemas que no presentan degradación en su respuesta. Para sistemas con degradación en su respuesta es recomendable utilizar el control de incremento de carga por desplazamientos, esta estrategia permite incrementar continuamente el desplazamiento sobrepasando el punto de resistencia máxima y encontrar soluciones válidas durante la etapa de degradación de resistencia; por ello, en estos casos conduce a mejores resultados (Figura 4.9b). Sin embargo, en el sistema acoplado analizado en este trabajo no es posible la aplicación de un proceso incremental de carga controlado por desplazamiento porque las solicitaciones aplicadas en la parte superior del sistema se relacionaron en términos de fuerza (fuerza lateral, fuerza axial y momentos). Por ello, para sobrepasar el punto de resistencia máxima del sistema y encontrar soluciones válidas en la etapa de degradación de resistencia fue necesario adoptar un procedimiento incremental de carga controlado por longitud de arco (Figura 4.9c).

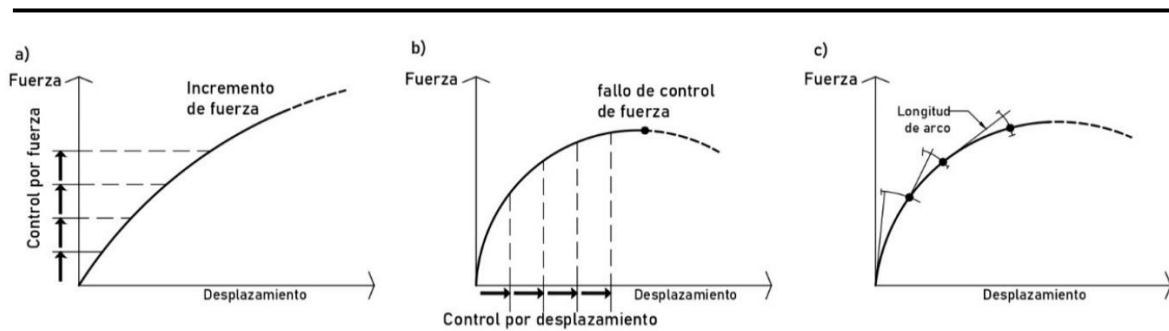


Figura 4.9. Estrategias de incremento de carga, a) control por fuerza, b) control por desplazamientos y c) control por longitud de arco

El método de longitud de arco, también llamado "el método Riks modificado" (Riks, 1979) fue introducido como una extensión geométrica del método de iteración de Newton y permite resolver sistemas de ecuaciones altamente no lineales de manera eficiente y precisa. A diferencia del método de iteración de Newton, el método de longitud de arco postula una variación simultánea tanto en los coeficientes del vector de desplazamientos (Δu) como en el vector de fuerzas ($\Delta \lambda$). La principal diferencia con otros métodos, como el método de Newton, es que en el método de longitud de arco tanto Δu como $\Delta \lambda$ son incógnitas. Por lo tanto, para resolver el sistema de ecuaciones se requiere incorporar una ecuación adicional que relacione ambas incógnitas (DIANA FEA, 2019; Fafard y Massicotte, 1993; May y Duan, 1997), esta ecuación es denominada ecuación de la longitud de arco (Ec. 4.1) e indica qué tan lejos se debe buscar la solución del sistema. Esta restricción impone un camino específico en el cual se debe alcanzar el equilibrio. La ecuación de longitud de arco tiene la siguiente forma de acuerdo con Vasios (2017):

$$(\Delta u + \delta u)^T \cdot (\Delta u + \delta u) + \psi^2 (\Delta \lambda + \delta \lambda)^2 (q^T \cdot q) = \Delta l^2 \quad \text{Ec. 4.1}$$

Donde:

Δu = incremento en el vector de desplazamientos

δu = incremento en el desplazamiento iterativo

$\Delta \lambda$ = incremento en el vector de cargas

$\delta \lambda$ = incremento en la carga iterativo

q = vector de cargas de referencia

ψ^2 = factor de escala

Δl = incremento en la longitud de arco

Es necesario señalar que en el método de longitud de arco el tamaño del paso es adaptado durante el proceso de iteración y depende de la combinación entre fuerza y desplazamiento. Por ello, puede diferir de los tamaños de pasos predefinidos por el usuario.

Durante el análisis se consideró el método de longitud de arco "Updated normal plane Arc-length" disponible en DianaFEA. En el programa DianaFEA, el procedimiento de longitud de arco automáticamente considera el desplazamiento en todos los puntos de la estructura; dicha estrategia es adecuada para analizar estructuras con falla global. Sin embargo, en el caso de estructuras de CR donde la falla se produce localmente, se puede alcanzar un mejor desempeño del método de longitud de arco si durante el análisis se consideran únicamente una parte de los desplazamientos. Por ello,

para la aplicación del método de longitud de arco únicamente se consideraron los desplazamientos de los nodos del elemento en la esquina inferior externa de los bordes confinados de cada muro y los nodos ubicados en la unión muro-viga de acoplamiento, por tratarse de las zonas donde se localiza la falla.

Debido a que durante el modelado del sistema acoplado la carga se aplicó en términos de fuerza, el valor del desplazamiento máximo al que debía llegar cada ciclo (Figura 4.5) se controló monitoreando el desplazamiento en un nodo ubicado en la misma línea en la que se midió experimentalmente el desplazamiento lateral del muro izquierdo, es decir, mediante un control indirecto por desplazamientos.

Finalmente, se utilizaron las estrategias de solución descritas en la sección 3.2.5 para muros individuales, se adoptó un esquema de integración de 2×2 y el método iterativo de Newton-Raphson. Se utilizó un criterio de convergencia basado en energía y fuerza de manera simultánea con un límite de tolerancia de 10^{-4} y 10^{-2} , respectivamente, y se seleccionó el método de solución Sparse Cholesky. Esta estrategia condujo a muy buenos resultados en el análisis de muros individuales (secciones 3.3 y 3.4).

4.3 Influencia del tamaño de malla

En esta sección se analizan tres tamaños de malla diferentes para evaluar la influencia del tamaño de EF en la predicción de la respuesta cíclica de sistemas de muros acoplados y para seleccionar el tamaño de malla más adecuado para el modelado de este tipo de sistemas en términos de su exactitud y costo computacional. En todos los casos los modelos se discretizaron con base en las sugerencias expuestas en la sección 3.3 y respetando las diferencias en las propiedades materiales del concreto en las vigas de acoplamiento, el alma de los muros, los bordes confinados de los muros y en la base y cabezales del sistema.

Para los muros del sistema, el tamaño más grande de malla analizado se estableció con base en el modelo H/10 utilizado en la configuración base para el modelado de muros individuales, ya que esta configuración condujo a las mejores relaciones de exactitud/costo computacional en los muros individuales analizados (capítulo 3). Mientras que el tamaño de EF más pequeño analizado se consideró de al menos tres veces el tamaño máximo del agregado utilizado en el concreto, esto permite mantener la hipótesis de homogeneidad del concreto.

Engen *et al.* (2015) modeló el comportamiento de diez vigas de CR con diferentes secciones transversales y cuantías de armado sujetas a cargas verticales. En los modelos, no se utiliza el mismo mallado para todas las vigas, el peralte de las vigas se representó con dos, tres o cinco elementos, mientras que la longitud se discretizó con cinco, seis, ocho o diez elementos. Los resultados de los modelos mostraron predicciones de la resistencia máxima con errores menores que 10% en todos los casos. Cabe resaltar que las vigas en las que el peralte se discretizó con sólo dos elementos se alcanzaron predicciones de la resistencia máxima con errores menores que 7.6%. Este es un resultado interesante porque muestra la capacidad de las mallas grandes para reproducir la respuesta de los elementos. Es importante mencionar que Engen *et al.* (2015) no analiza el efecto del tamaño de malla en la respuesta de las vigas.

Para analizar la influencia del tamaño de malla en la respuesta cíclica de los muros acoplados, se comparan los resultados de tres modelos con diferentes tamaños de malla (Figura 4.10). En el modelo de malla grande, se propone discretizar el peralte de las vigas de acoplamiento (W) con dos elementos (W/2) y para mantener la relación de aspecto lo más cercana posible a 1 su longitud (L) se representa

con cuatro elementos, derivando en EF de 152.5 x 152.5 mm. Para el modelo de malla mediana, el peralte de la viga de acoplamiento se discretizó con cinco elementos (W/5) mientras que su longitud (L) quedó definida por diez elementos, derivando en EF de 61 x 61 mm. Mientras que, para el modelo de malla pequeña, el peralte de la viga de acoplamiento se representó con diez elementos (W/10) y su longitud (L) mediante veinte elementos, resultando en EF de 30.5 x 30.5 mm. En los muros del modelo de malla grande, la cantidad y tamaño de los EF se ajustó para lograr una configuración lo más cercana posible a la H/10 (Altura del muro/10 elementos) utilizada en los muros individuales y respetando que la relación de aspecto del EF se mantuviera lo más cercana posible a 1. Por ello, la altura de entrepiso del sistema se discretizó en siete elementos, mientras que el ancho de los bordes confinados y del alma del muro se definió con dos elementos, resultando en EF de 178 x 183 mm en los bordes confinados y de 254 x 183 mm en el alma del muro. En el modelo de malla mediana (W/5), la altura de entrepiso H quedó definida mediante quince elementos, mientras que el ancho de los bordes confinados y el alma de los muros se dividió entre cuatro elementos cada uno resultando en EF de 89 x 91.5 mm en los bordes confinados y de 127 x 91.5 mm en el alma de los muros. Finalmente, en el modelo de malla pequeña (W/10) la altura del entrepiso se representó con treinta elementos, mientras que el alma de los muros se dividió en 10 elementos y los bordes confinados en ocho elementos cada uno, resultando en EF de 44.5 x 45.7 mm en los bordes confinados y de 50.8 x 45.7 mm en el alma del muro. Es importante mencionar que, para generar la continuidad de la malla, en las zonas de los muros que se encuentran a la altura de la viga de acoplamiento se utilizó la misma cantidad de EF de la viga y la misma dimensión (en altura) de los elementos. Los tamaños de malla seleccionados corresponden a elementos pequeños, medianos y grandes de acuerdo con la clasificación de Engen *et al.* (2015); Kotsvos y Pavlović (2004); y Pettersen (2014).

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

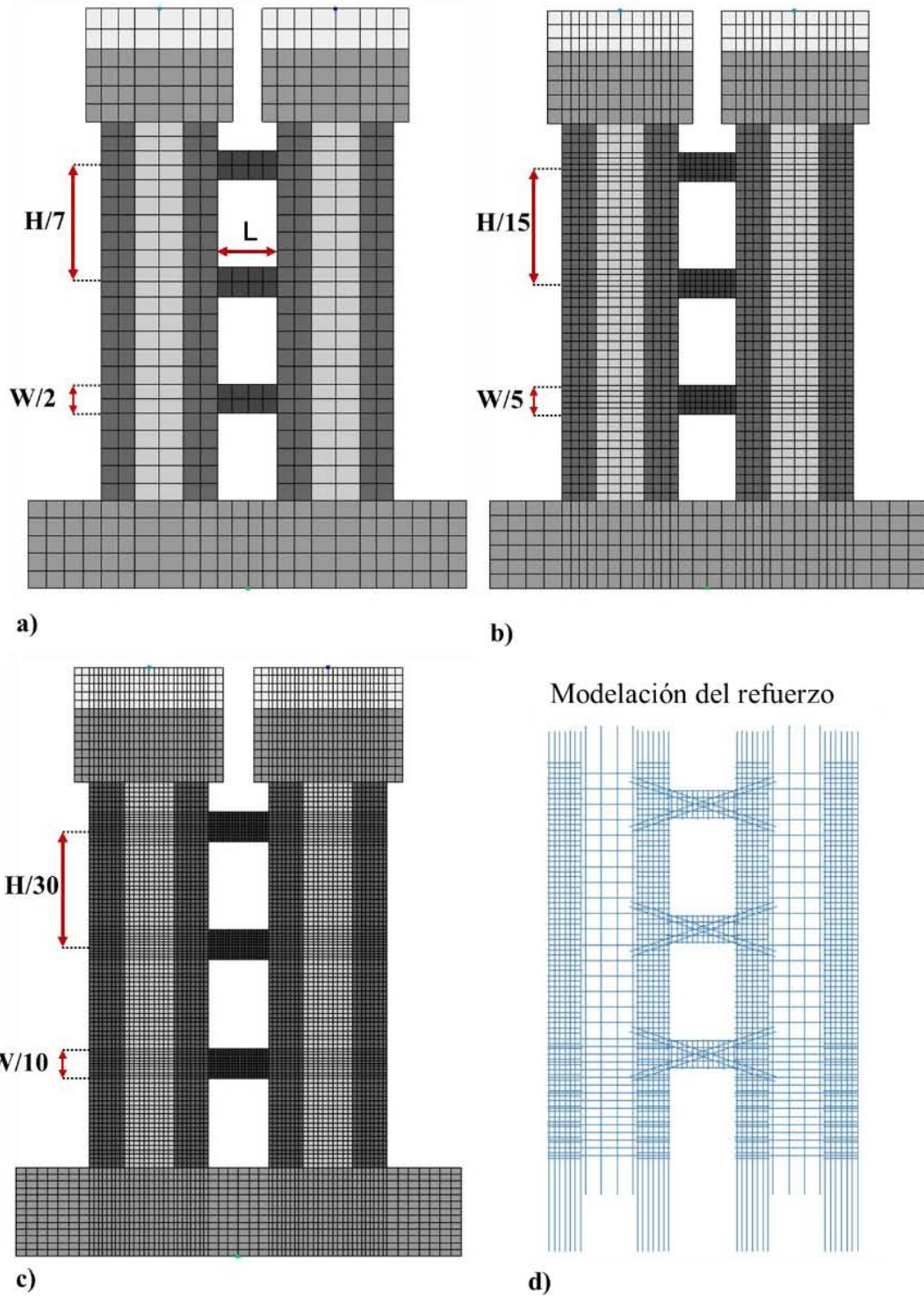


Figura 4.10. Tamaños de malla considerado en el análisis de EF, a) $W/2$, b) $W/5$, c) $W/10$ y d) configuración del refuerzo. W = altura de viga, L =longitud de viga y H =altura de entrepiso. En color gris oscuro se representan los bordes confinados (concreto confinado), en gris claro el alma de los muros (concreto sin confinar) y en tono gris medio el bloque de cimentación (material lineal).

4.3.1 Comparación de resultados en términos de resistencia

En la Figura 4.11 se muestra la respuesta fuerza-distorsión obtenida mediante los tres tamaños de malla analizados. También se presenta el error estimado en términos de la resistencia en ambas direcciones de carga. En la gráfica superior se presentan los errores en la resistencia cuando el muro es cargado hacia la derecha (resistencia máxima) y en la gráfica inferior se muestran los errores en resistencia cuando el muro es cargado hacia la izquierda (resistencia mínima). Cabe mencionar, que en este trabajo el término “error” hace alusión a la calidad de la estimación y no a una falla en el procedimiento seguido, y se calcula como la diferencia entre el valor estimado y el valor de referencia dividido entre el valor de referencia y expresada en porcentaje.

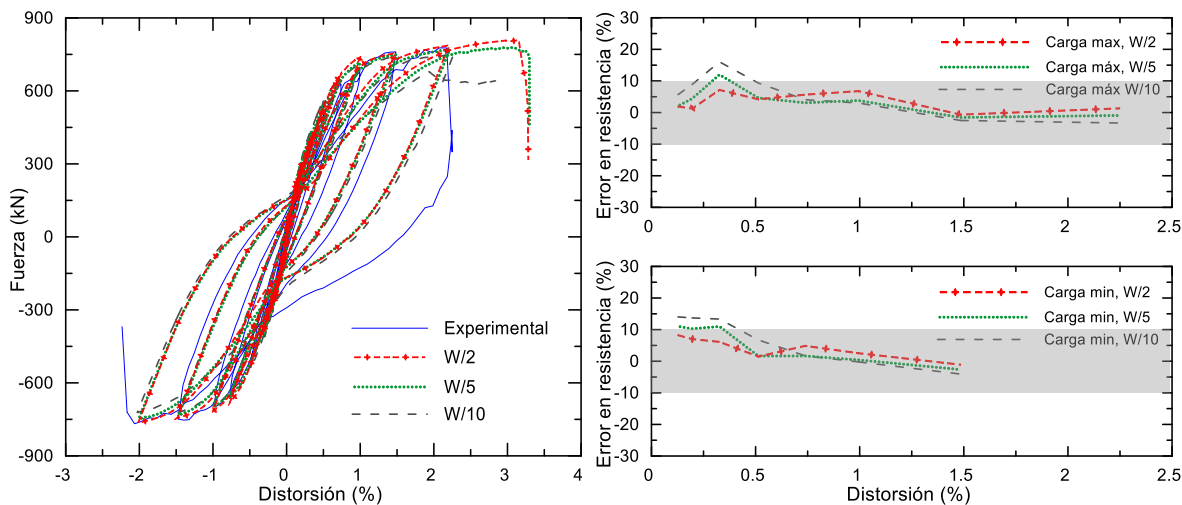


Figura 4.11. Comparación de la respuesta global carga-distorsión del sistema acoplado y error obtenido en términos de resistencia y disipación energética respecto a los datos experimentales. La franja gris en las gráficas del error en resistencia indica el intervalo de error de $\pm 10\%$

En términos generales, se puede observar que todos los modelos conducen a resultados muy similares mostrando un buen comportamiento con relación a la respuesta global carga-distorsión del sistema. En todos los modelos las mayores diferencias en términos de la resistencia máxima de cada ciclo (cuando la carga se aplica hacia la derecha) se presentan en el ciclo con distorsión máxima de 0.33%. En este ciclo, el modelo W/2 condujo a un error máximo de 7.2% respecto a los resultados experimentales, mientras que los modelos W/5 y W/10 condujeron a errores de 11.9% y 16%, respectivamente. A partir de este ciclo, en todos los modelos los errores oscilan en el intervalo de $\pm 10.0\%$ en ambas direcciones de carga. En el modelo W/2 se observa un error promedio en la resistencia máxima de 3.45% considerando todos los ciclos de carga, mientras que los modelos W/5 y W/10 alcanzaron un error promedio de 3.42% y 5.15%, respectivamente. Esto indica que los modelos sobrestiman ligeramente la resistencia máxima en la mayoría de los ciclos. Únicamente en los dos últimos ciclos de carga de los modelos W/5 y W/10 se observan predicciones de la resistencia última ligeramente menores que las experimentales con errores promedio de -1.3% y -2.9%, respectivamente.

Con relación a la resistencia mínima (cuando la carga se aplica hacia la izquierda) se observa que en todos los modelos las mayores diferencias se presentan durante el primer ciclo de carga (0.13% de distorsión). En este ciclo, el modelo W/2 presenta un error máximo de 8.2%, mientras que los modelos W/5 y W/10 presentan un error de 11.0% y de 14%, respectivamente. Al considerar todos los ciclos de carga, en el modelo W/2 se obtiene un error promedio de 3.6%, mientras que los modelos W/5 y

W/10 condujeron a predicciones de la resistencia con errores promedio de 3.8% y 4.9% respectivamente. Lo cual indica que los modelos también sobrestiman ligeramente la resistencia mínima en la mayoría de los ciclos, únicamente en los dos últimos ciclos de carga se observan predicciones de la resistencia última ligeramente menores que las experimentales con errores promedio de -0.85% en el modelo W/2, -2.7% en el modelo W/5 y -5.0% en el modelo W/10.

Es importante notar que las mejores predicciones de la resistencia en ambas direcciones de carga se obtuvieron con el modelo de malla grande (W/2). Para los ciclos con distorsiones últimas menores o iguales que 0.5%, los modelos con mallas más refinadas (W/5 y W/10) presentaron valores de resistencia última ligeramente mayores que los obtenidos con el modelo de malla más grande (W/2). Las resistencias obtenidas son en promedio 2.0% (W/5) y 6.1% (W/10) mayores que W/2. Por el contrario, para los ciclos con distorsiones mayores a 0.5% los modelos de mallas más refinadas condujeron a resistencias ligeramente menores que las obtenidas con el modelo de mallas grandes (W/2), alcanzando en este caso errores promedio de -2.1% (W/5) y -2.9% (W/10) respecto al modelo W/2.

En la Figura 4.12 se comparan las respuestas ciclo a ciclo de los tres tamaños de malla contra la respuesta experimental. Se puede corroborar que las respuestas obtenidas con los tres modelos son muy similares entre sí en todos los ciclos de carga y que en los ciclos con distorsión máxima entre 0.33% y 1.0% (ciclos 3 al 6) todos los modelos conducen a curvas de histéresis con mayor resistencia principalmente cuando la carga se aplica hacia la derecha. También se corrobora que para los ciclos con distorsión máxima menor o igual que 0.5%, los modelos de malla pequeña predicen valores de resistencia superiores a los obtenidos con el modelo de malla grande (W/2) y que para ciclos con distorsión máxima mayor a 0.5% (ciclos 5 al 8) los modelos de malla pequeña conducen a valores de resistencia ligeramente inferiores a los obtenidos con el modelo de malla grande.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

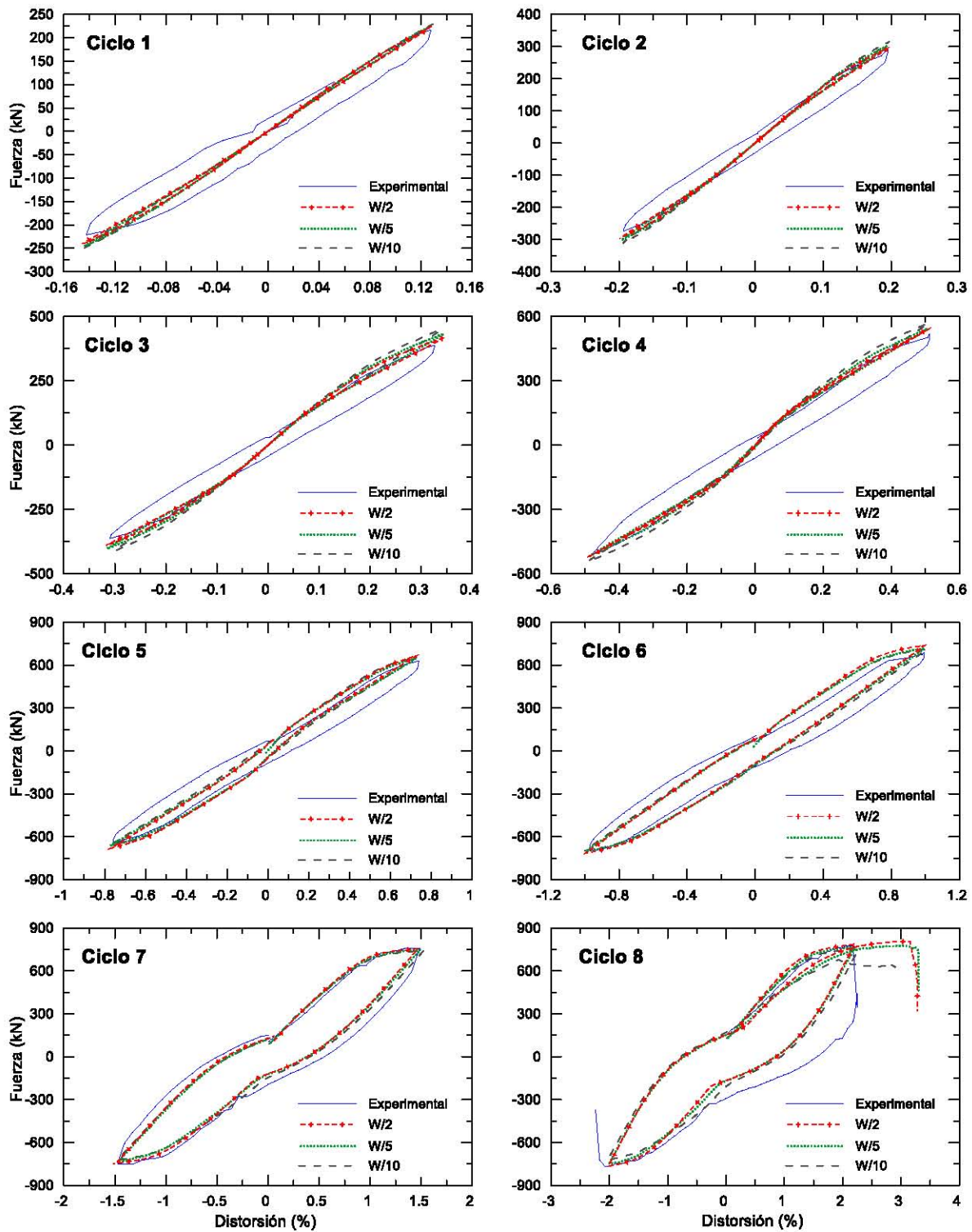


Figura 4.12. Comparación ciclo a ciclo de la respuesta global carga-distorsión del muro acoplado

4.3.2 Comparación de resultados en términos de energía disipada

En la Figura 4.12 se puede observar que, pese a la complejidad en la configuración del ensayo del sistema analizado, todos los modelos reproducen adecuadamente la rigidez de carga y descarga de cada ciclo. Únicamente en las zonas cercanas al origen se observan rigideces más altas, en los ciclos 4 al 7 se observa que para distorsiones menores que 0.1%, la pendiente de la curva de carga es mucho más pronunciada, pero a partir de este punto la pendiente disminuye y se asemeja más a la experimental.

Es importante observar que en todos los ciclos los modelos presentan curvas de histéresis más delgadas que las obtenidas experimentalmente, esto conduce a valores de energía disipada (estimada como el área dentro de cada lazo de carga) menores que los obtenidos durante el ensayo. En la Figura 4.13 se comparan las respuestas de los modelos en términos de la energía disipada, en la columna de la izquierda se comparan las curvas de energía disipada acumulada, mientras que en la columna de la derecha se presentan los errores estimados en cada ciclo. La franja gris indica el intervalo de error de -15% a -25%. Se observa que los modelos W/2 y W/5 conducen a resultados muy similares entre sí, mientras que el modelo W/10 predice valores de error ligeramente menores que los obtenidos con los demás modelos, esto se debe a que el modelo W/10 conduce a ciclos de histéresis un poco más anchos (Figura 4.12) y por ello la energía disipada estimada para este modelo es mayor.

En los ciclos con distorsiones máximas menores que 0.75% se observa que en todos los tamaños de malla la disipación de energía es mínima, esto coincide con lo observado en el análisis de muros individuales (secciones 3.3 y 3.4) puesto que los modelos no pueden capturar adecuadamente las no linealidades presentes en esos niveles de distorsión. Sin embargo, aquí es más evidente porque la mayor parte de los ciclos alcanzan distorsiones menores que este valor y únicamente los ciclos 6-8 presentan distorsiones máximas mayores que 0.75%. En los ciclos con distorsión máxima mayor que 0.75%, todos los modelos presentan mejores estimaciones de la energía disipada. En estos casos, el error respecto a los datos experimentales oscila entre -15% y -25%. Por lo anterior, todos los modelos subestiman considerablemente la energía total disipada, en el caso del modelo W/2 se obtiene un error de -45.5% respecto a los datos experimentales, en el modelo W/5 se observa una subestimación de -48.5%, mientras que en el modelo W/10 se observa un mejor ajuste de la energía total disipada con un error de -35% respecto a los datos experimentales. Cabe mencionar que en la estimación de la energía total disipada solo se consideran los ciclos que fueron completados (lazos cerrados), por ello, el último ciclo (2.24% de distorsión) no es incluido en el cálculo. Para distorsiones mayores que 0.75% (ciclos 6 y 7) el modelo W/2 presentó un error medio en energía de -20.2% respecto a la energía disipada experimentalmente (Figura 4.13). En el caso del modelo W/5 se obtiene un error promedio de -22.6%, mientras que en el modelo W/10 se alcanza un error promedio de -16.8%.

Las diferencias en la estimación de la energía disipada respecto a la experimental podrían deberse a que el sistema acoplado haya sufrido un pequeño nivel de daño a la hora de ser transportado desde su sitio de construcción hasta el lugar del ensayo, conduciendo a bucles histeréticos experimentales más anchos. Cabe destacar que durante en análisis no se considera ningún daño previo en el espécimen. La configuración de modelado utilizada también podría tener limitaciones para capturar las no linealidades presentes a bajos niveles de distorsión (menores que 0.75%), como la adopción de curvas de histéresis de concreto con descarga hacia el origen, sin considerar las deformaciones permanentes en el concreto.

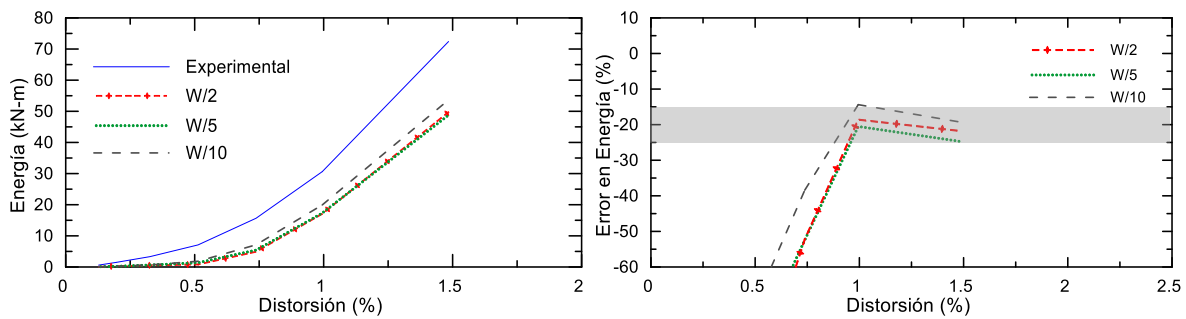


Figura 4.13. Comparación de la energía disipada acumulada por el sistema acoplado y error obtenido en términos de disipación energética respecto a los datos experimentales. La franja gris en las gráficas del error en energía disipada indica el intervalo de error -15% a -25%

4.3.3 Comparaciones en términos de la distorsión máxima

En la Tabla 4.5 se presenta la distorsión última alcanzada con los tres tamaños de malla analizados y su error respecto a la distorsión última experimental. Se puede observar que en los modelos W/2 y W/5 la distorsión última es muy similar (Figura 4.12), lo cual indicaría que el procedimiento empleado para la regularización por tamaño de malla funciona adecuadamente. Sin embargo, en el modelo W/10 la distorsión máxima fue considerablemente menor que la alcanzada en los casos anteriores. En la Tabla 4.5 y en la Figura 4.12 se muestra que los modelos W/2 y W/5 sobrestiman la distorsión última experimental con un error promedio de 48.2%, mientras que modelo W/10 alcanzó un mejor ajuste en la predicción de la distorsión última con un error de 4.6%.

Es importante resaltar que en todos los modelos se utilizan las mismas condiciones de modelado, la misma estrategia de regularización por tamaño de malla y las mismas propiedades de materiales. En todos los casos el acero de refuerzo es considerado perfectamente adherido al concreto y no se considera el efecto de la reducción de la resistencia a compresión por la fisuración lateral del concreto. En el análisis de muros individuales se observó que este fenómeno influye considerablemente en la deformación última de los elementos. Por ello, la sobrestimación en la distorsión última obtenida por los modelos W/2 y W/5 podría atribuirse a que en los análisis no se considera este efecto. La influencia de este fenómeno en la predicción de la distorsión última de los muros acoplados se analizará en la sección 4.6. Mientras que en la siguiente sección se indaga en las causas que provocan las variaciones en la distorsión última observada entre los modelos de malla grande y mediana (W/2 y W5) y el modelo de malla pequeña (W/10).

Tabla 4.5. Comparación de valores de distorsión última obtenidos por los diferentes tamaños de malla analizados, y error respecto a la distorsión experimental

Modelo	Distorsión última	Error respecto a distorsión experimental (%)
W/2	3.15	45.0
W/5	3.29	51.4
W/10	2.27	4.6

4.3.4 Comparación de deformaciones en el acero de refuerzo

En la Figura 4.14 se comparan las deformaciones en el refuerzo diagonal de las vigas de acoplamiento que fueron obtenidas con el modelo de malla pequeña (W/10) y con el modelo de malla grande (W/2) con las deformaciones medidas durante el ensayo, en el eje horizontal se grafica el desplazamiento en la parte superior del sistema. Las gráficas mostradas corresponden a los datos obtenidos en el refuerzo diagonal ubicado en ambos extremos de las vigas de acoplamiento, exactamente en la parte inferior de las uniones muro-viga de acoplamiento. Se observa que cuando la carga se aplica hacia la derecha, las barras diagonales ubicadas en el extremo este se comprimen mientras que las barras diagonales ubicadas en el extremo oeste se tensionan, cuando la carga se invierte, las barras diagonales en el extremo este se tensionan mientras que las barras en el extremo oeste se comprimen.

La Figura 4.14 muestra que el modelo W/2 predice deformaciones de tensión menores que las experimentales en ambos extremos de las tres vigas con errores de hasta -96%. En cambio, el modelo W/10 sobrestima las deformaciones de tensión en hasta un 30% en ambos extremos de las vigas de los niveles N-2 y N-3, pero predice deformaciones de tensión hasta un 21% menores que las experimentales en la viga del nivel N-1. Asimismo, se observa que los modelos W/2 y W/10 sobrestiman en hasta 4 y 8 veces respectivamente las deformaciones de compresión en ambos extremos de las tres vigas lo cual es considerable.

Cabe recordar que, durante el ensayo, los extremos de las vigas se sometieron a fuertes demandas de tensión y compresión que provocaron el agrietamiento de las uniones muro-viga y el alargamiento y posible deslizamiento del acero de refuerzo. Sin embargo, en los modelos analizados el refuerzo se considera perfectamente adherido a los elementos de concreto, es decir, que el deslizamiento del refuerzo no es permitido y las deformaciones en el refuerzo son estimadas a partir de las deformaciones en los elementos de concreto. Por esta razón, las deformaciones de compresión en el refuerzo son sobrestimadas considerablemente por ambos modelos.

En la Tabla 4.6 se presentan los errores máximos en la deformación del refuerzo diagonal obtenidos en los ciclos con distorsión última menor que 1% y durante el último ciclo de carga (distorsión máxima de 2.24%). Se incluyen los errores en ambos extremos de las vigas cuando la carga es aplicada en la dirección este (hacia la derecha), es decir, cuando las barras diagonales ubicadas en el extremo este se comprimen y las barras diagonales ubicadas en el extremo oeste se tensionan.

Se puede observar que por lo general el modelo W/2 subestima las deformaciones en el refuerzo diagonal durante todos los ciclos de carga. Para ciclos con distorsión máxima menor que 1% las mayores variaciones respecto a los datos experimentales se presentan en el extremo este de las vigas del nivel N-2 y N-3 presentando sobreestimaciones considerables en las deformaciones de compresión del refuerzo. Durante el último ciclo de carga se observa que el nivel de error incrementa en la mayoría de los casos, por ejemplo, en la viga del nivel N-1 el error es aproximadamente el doble del obtenido en ciclos con distorsión máxima menor que 1%. Durante este ciclo, los mayores errores se presentan en el extremo este de la viga del nivel N-2, en este caso la deformación es subestimada porque el modelo no captura adecuadamente las deformaciones permanentes de tensión que se presentan en la viga N-2 durante el ensayo. Además, el modelo conduce a mayores valores de deformación de compresión en el refuerzo diagonal ubicado en la unión muro-viga. En las vigas del nivel N-1 y N-2 se observaron deformaciones permanentes en el refuerzo diagonal a partir del ciclo con distorsión máxima de 1%, mientras que en la viga N-3 se presentaron a partir del ciclo con distorsión máxima de 0.67%. Es interesante notar que, en el extremo oeste de las vigas, los errores

más altos se presentan en las vigas del nivel N-1 y disminuyen progresivamente en las vigas del nivel N-2 y N-3.

Contrario al modelo W/2, el modelo W/10 generalmente sobrestima considerablemente las deformaciones de tensión y compresión en el refuerzo diagonal de las vigas durante los ciclos con distorsión máxima menor que 1%, únicamente el extremo este de la viga del nivel N-1 presenta subestimaciones en las deformaciones. Se observa que los niveles de error más bajo en ambos extremos de las vigas se presentan en el nivel N-1 y que el error incrementa de manera progresiva en las vigas de los niveles N-2 y N-3. Durante el último ciclo de carga, las deformaciones estimadas con el modelo W/10 se asemejan más a las deformaciones experimentales y los niveles de error disminuyen considerablemente. La mayor diferencia con respecto a los datos experimentales se observa en el extremo este de la viga del nivel N-2 porque el modelo no captura adecuadamente las deformaciones permanentes de tensión en el refuerzo diagonal y sobrestima las deformaciones de compresión. En la Figura 4.14 se observa que, en el extremo este de la viga del nivel N-2, ambos modelos (W/10 y W/2) presentan variaciones considerables entre las deformaciones estimadas y medidas para ambas direcciones de carga. Sin embargo, en el extremo oeste (barras a tensión) de la misma viga se observan mejores ajustes en la predicción de la deformación máxima del refuerzo diagonal durante el último ciclo de carga.

Tabla 4.6. Errores máximos de deformación del refuerzo diagonal en las uniones viga-muro respecto a los valores experimentales. Se comparan los errores estimados en ambos extremos de las vigas con los modelos W2 y W10 para distorsiones menores que 1% y durante el último ciclo (distorsión 2.24%)

Distorsión:	Error con Modelo W/2 (%)		Error con Modelo W/10 (%)	
	<1%	2.24%	<1%	2.24%
Viga N-1 Oeste	-49.6	-96.28	50.2	-21.2
Viga N-1 Este	-51.0	-92.95	-150.3	-35.4
Viga N-2 Oeste	-35.6	-53.9	271	2.1
Viga N-2 Este	394	-125.4	784	-260
Viga N-3 Oeste	-32.4	-25.4	315	29.4
Viga N-3 Este	200.6	--	801	--

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

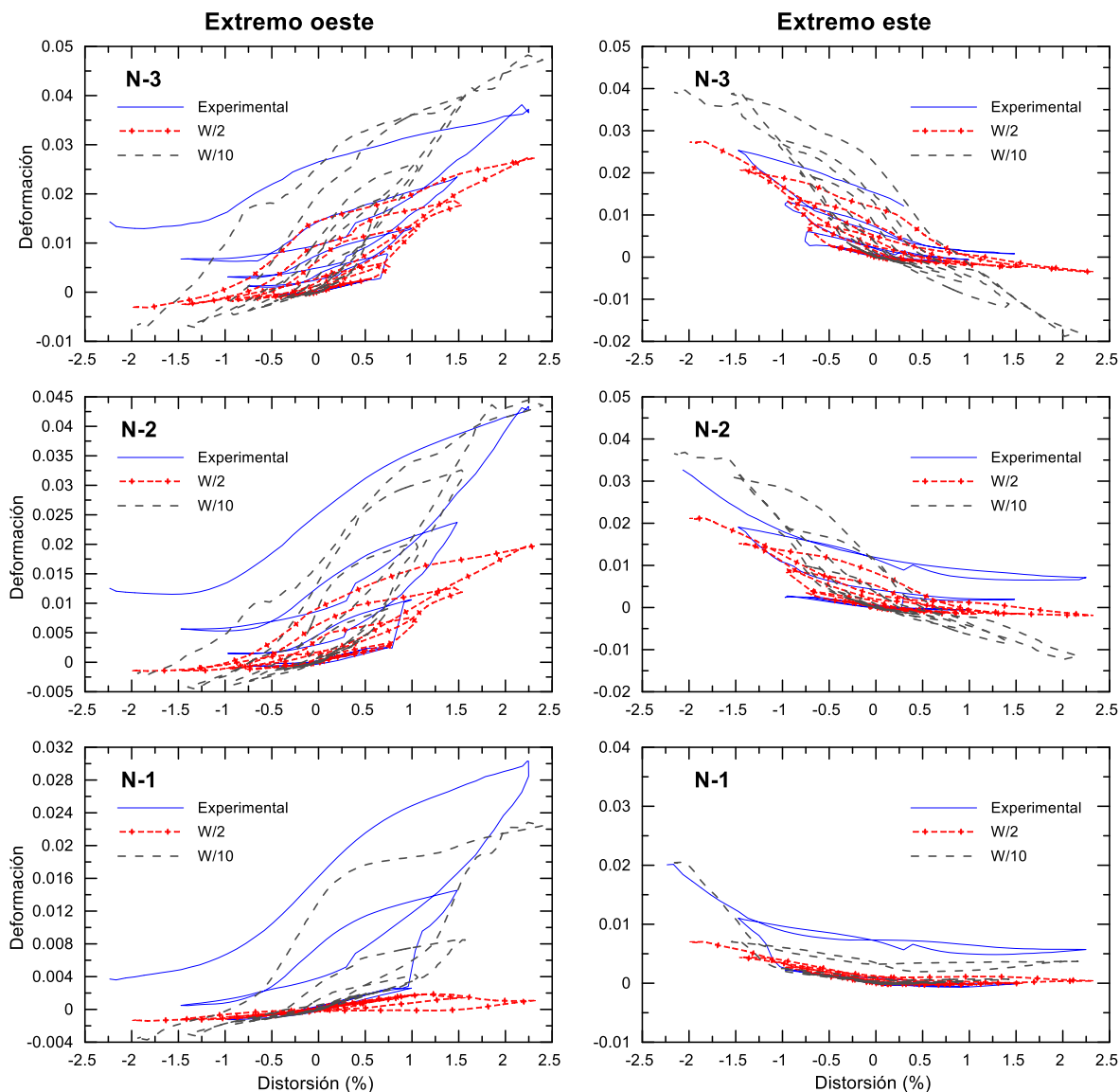


Figura 4.14. Comparación de las deformaciones en el refuerzo diagonal de las vigas de acoplamiento del modelo W/10, los puntos graficados se ubican en las uniones muro-vigas en ambos extremos inferiores de la viga

Es interesante observar que las deformaciones en el refuerzo diagonal estimadas con ambos modelos difieren entre sí y que el modelo W/10 conduce a deformaciones visiblemente mayores que las estimadas por el modelo W/2. En el último ciclo de carga, las deformaciones medidas en el refuerzo diagonal en la viga del nivel N-1 fueron hasta 21 veces mayores que las obtenidas con el modelo W/2, en la viga del nivel N-2 fueron hasta 6.3 veces mayores, y en la viga del nivel N-3 fueron hasta 5.2 veces mayores que las deformaciones estimadas por el modelo de malla grande W/2. Al comparar las deformaciones estimadas por ambos modelos para el refuerzo ubicado en los bordes confinados de los muros y en el alma de los muros también se evidencia la misma situación, el modelo de malla pequeña conduce a deformaciones mayores que las estimadas con el modelo de malla grande.

Esto se debe a que cuando se considera el refuerzo perfectamente adherido a los elementos de concreto, las deformaciones en el refuerzo se calculan a partir del campo de deformaciones en el EF de concreto en el que está embebido. A medida que se reduce el tamaño de los elementos finitos empleados en un modelo, las deformaciones en el elemento de concreto son mayores, por lo tanto, las deformaciones en el acero de refuerzo se incrementan. Este incremento en las deformaciones podría llegar a generar la falla prematura e irreal del acero de refuerzo del elemento. En el modelo W/10 se observó que el incremento en las deformaciones del refuerzo provocó la falla prematura de varias barras de refuerzo longitudinal en ambos extremos de las vigas de acoplamiento de los niveles N-2 y N-3, exactamente en las conexiones muro-viga. Esta situación no se evidenció en el modelo W/2.

En la Figura 4.15 se comparan las deformaciones del refuerzo longitudinal estimadas con los modelos W/2 y W/10 en el extremo este de la viga del nivel N-3, exactamente en la unión muro-viga. La línea punteada que se observa en la gráfica indica la deformación máxima del refuerzo reportada por los autores del ensayo. Se observa que las deformaciones en el refuerzo estimadas con el modelo W/10 son visiblemente mayores que las estimadas con el modelo W/2 y que, durante el último ciclo de carga, el refuerzo en el modelo W/10 alcanzó su deformación última a una distorsión de 1.7%. Debido a esta situación, la falla del modelo W/10 se produjo como una combinación entre el aplastamiento del concreto en la base de los bordes confinados de los muros y la falla de varias barras de refuerzo longitudinal en las uniones muro-viga de los niveles N-2 y N-3. Esto provocó que el modelo W/10 fallara a una distorsión menor que los demás modelos.

Esta situación parece indicar que además de regularizar las propiedades del concreto por efectos del tamaño de malla, también es necesario regularizar las propiedades del acero de refuerzo cuando éste se considera perfectamente adherido a los elementos de concreto, especialmente cuando se utilizan tamaños de malla muy pequeños. Otra alternativa es considerar el efecto de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto de modo que las deformaciones en el refuerzo sean independientes de las deformaciones en el concreto. Nabilah *et al.* (2020) también observó este fenómeno y señala que, cuando se utilizan modelos con elementos a escala pequeña, como en el caso del modelo W/10, la consideración de adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto puede no ser válida. En esos casos es necesario considerar el comportamiento adherencia-deslizamiento entre la barra de refuerzo y el concreto para lograr reproducciones adecuadas del comportamiento del sistema. Por ello, la influencia de la adherencia entre el refuerzo y el concreto en modelos de malla pequeña se aborda en la sección 4.4.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

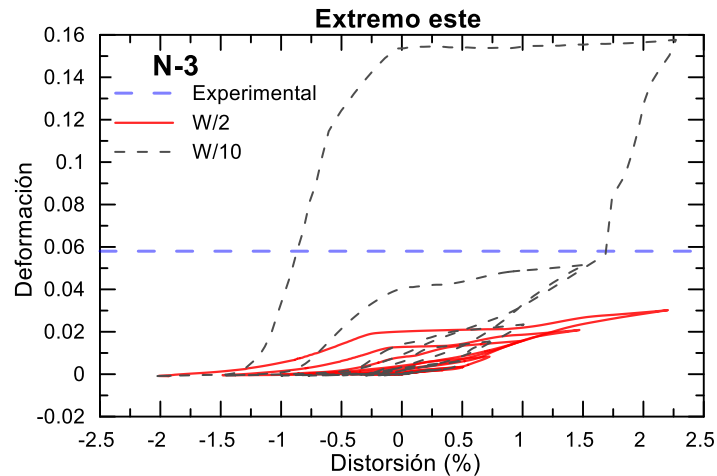


Figura 4.15. Comparación de las deformaciones en el refuerzo longitudinal de la viga N-3 estimadas con los modelos W/2 y W/10. Las deformaciones corresponden a la barra longitudinal superior ubicada en la unión muro-viga del extremo este de la viga en el nivel N-3.

Es importante destacar que, pese a que el modelo W/2 sólo contiene aproximadamente 40% de los EF del modelo W/5 y el 7% de los EF que requiere el modelo W/10, las variaciones entre los resultados del modelo W/2 respecto a los obtenidos con mallas más refinadas no fueron significativas. El modelo W/2 proporciona resultados muy satisfactorios del sistema analizado, con un error promedio en resistencia menor que 3.45% considerando todos los ciclos de carga y con un error promedio en energía menor que -20.2% considerando los ciclos con distorsión máxima mayor que 0.75%. Además, este modelo no presentó las dificultades que se observan en el modelo W/10 cuando se considera el refuerzo perfectamente adherido a los elementos de concreto y la distorsión última estimada con el modelo W/2 fue muy similar a la estimada con el modelo de malla mediana (W/5).

Debido a que el modelo W/2 requiere menos EF que los demás modelos, también requiere un costo computacional (almacenamiento, memoria y tiempo de análisis) considerablemente menor al requerido por mallas más refinadas, lo cual es una gran ventaja. En la Tabla 4.7 se compara espacio de almacenamiento y el tiempo de análisis requeridos por los modelos con diferentes tamaños de malla del muro acoplado. Estos análisis se ejecutaron en un servidor con un procesador Intel, Xeon W-2135 a 3.70GHz, con 192Gb de memoria RAM.

Se observa que, el modelo W/2 utiliza aproximadamente 60% de la capacidad de almacenamiento requerida por el modelo W/5 y sólo 20% de su tiempo de análisis, y utiliza únicamente 33% de la capacidad de almacenamiento requerida por el modelo W/10 y 10% del tiempo de análisis. Esto representa una reducción muy importante en costo computacional y tiempo de análisis. Por ello, esta configuración representa la opción más adecuada para el modelado de sistemas de muros acoplados en edificios completos de CR. Por esta razón, este es el tamaño de malla adoptado en la configuración base de modelado y utilizado para las comparaciones que se presentan en las secciones 4.4 a 4.6. En las siguientes subsecciones se analiza el comportamiento local del sistema acoplado obtenido con el modelo W/2.

Tabla 4.7. Comparación del costo computacional para modelos del muro acoplado con diferentes tamaños de malla.

Tamaño de malla	Costo computacional para diferentes tamaños de malla	
	Espacio de almacenamiento (Gb)	Tiempo de análisis (min)
W/2	20.6	312
W/5	34.2	1565
W/10	63.1	2940

4.3.5 Distribución de esfuerzos principales en el modelo W/2

En la Figura 4.16a se muestra el esquema de distribución de esfuerzos principales de compresión obtenidos con el modelo W/2 (configuración base de modelado). Éstos corresponden a un punto cercano a la falla del modelo cuando la carga se aplica hacia la derecha. Se observa la transferencia de esfuerzos del muro en tensión hacia el muro en compresión a través de las vigas de acoplamiento. Esta transferencia de esfuerzos provoca un puntal local de compresión en el muro este que incrementa las demandas de compresión del borde inferior del muro hasta producir la falla del sistema por la compresión excesiva en este punto. Este comportamiento coincide con las observaciones experimentales, lo cual indica que la configuración utilizada reproduce adecuadamente el modo de falla del sistema.

En la Figura 4.16b se presentan las deformaciones principales de tensión en el sistema acoplado. Se observa que las mayores concentraciones se presentan en los niveles N-1 y N-2 del muro oeste y que éstas disminuyen con la altura del espécimen. También se observan concentraciones importantes en el primer nivel del borde confinado izquierdo del muro este y en ambos extremos de las vigas en los niveles N-2 y N-3.

En la Figura 4.16c se muestra que las mayores concentraciones de tensión en el refuerzo (zonas color rojo) se presentan en las esquinas superior derecha e inferior izquierda de las vigas de acoplamiento, así como en el refuerzo longitudinal del muro oeste. Al mismo tiempo, las mayores concentraciones de compresión (zonas color azul) se presentan en las barras de refuerzo ubicadas en la base del borde confinado derecho del muro este y en las esquinas inferior derecha y superior izquierda de las vigas de acoplamiento. Es interesante señalar que en la viga del primer nivel la concentración de esfuerzos es menor que en las demás vigas, esto coincide con lo observado durante el experimento, ya que el daño presentado por la viga del nivel N-1 fue menor que el observado en las demás vigas.

Finalmente, en la Figura 4.16d se presenta las concentraciones de deformaciones en el refuerzo longitudinal de los muros, así como en el refuerzo longitudinal y diagonal de las vigas de acoplamiento. Se observa que los valores más altos de deformación de tensión (zonas color rojo) se presentan en las barras longitudinales ubicadas en el primer nivel del muro oeste, particularmente en el borde confinado izquierdo. Mientras que, en las vigas de acoplamiento, los valores más altos de deformación de tensión se observan en los extremos de las vigas de los niveles N-2 y N-3, principalmente en las barras longitudinales superiores, seguido por las barras diagonales en la intercepción muro-viga.

Es importante recordar que durante el ensayo la compresión excesiva en la base de los bordes confinados de los muros generó el pandeo local de las barras longitudinales, este fenómeno no puede ser capturado por el modelo. Sin embargo, en la Figura 4.16d se observa la concentración de

deformaciones de compresión en las barras longitudinales ubicadas en la base del borde confinado derecho del muro este (zonas color azul).

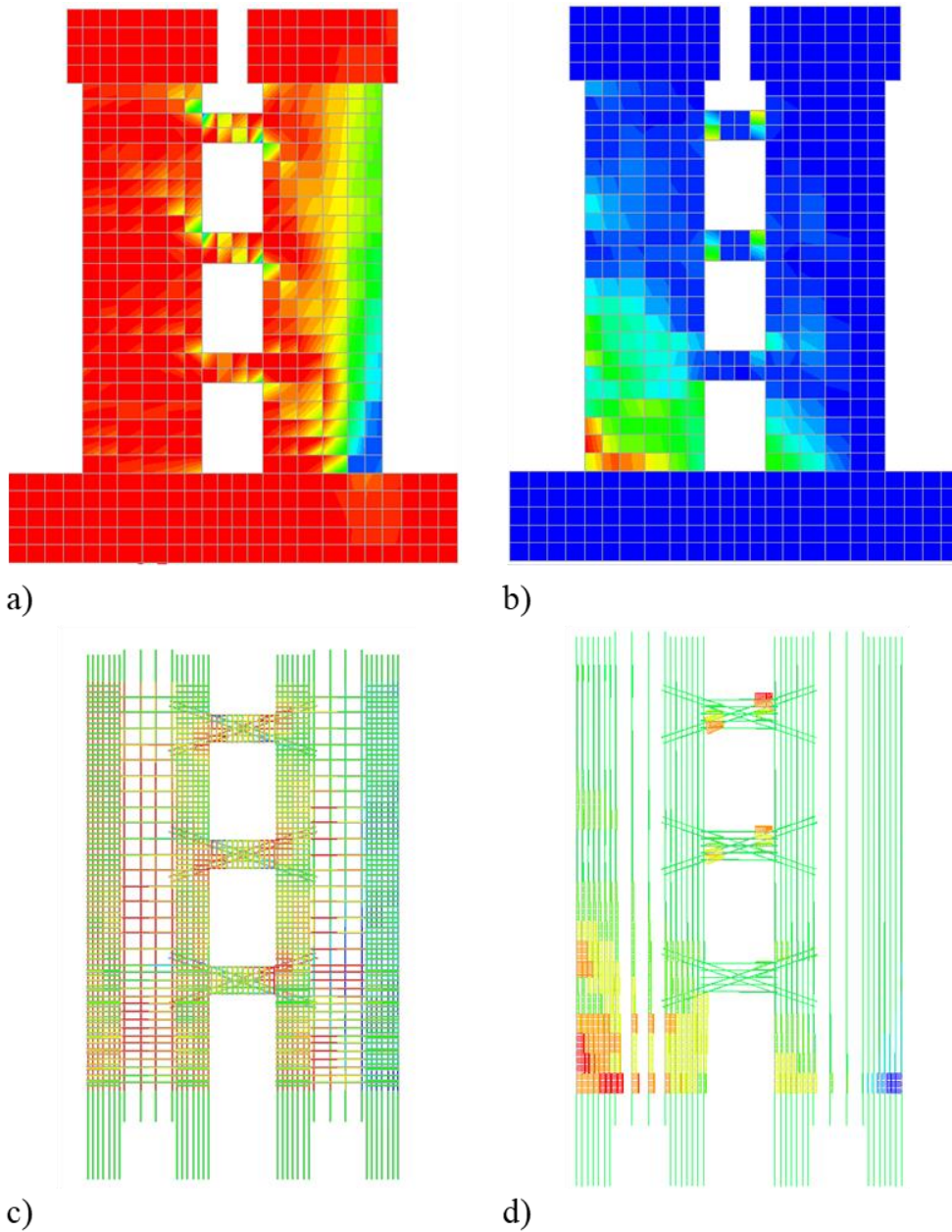


Figura 4.16. Distribución de esfuerzos principales en el sistema acoplado en un punto cercano a la falla a) esfuerzos principales de compresión en el concreto, b) deformaciones principales de tensión en el concreto, c) esfuerzos axiales en el refuerzo y d) deformaciones axiales en el refuerzo longitudinal de los muros y en el refuerzo longitudinal y diagonal de las vigas de acoplamiento

4.3.6 Comparación de la respuesta local del sistema

En esta sección se compara la respuesta local obtenida con la configuración base de modelado (W/2) contra los datos experimentales. Las comparaciones se realizan en términos de la respuesta cíclica de cada muro, los desplazamientos laterales en cada entrespacio del sistema y los giros en ambos extremos de las vigas de acoplamiento.

Respuesta cíclica de cada muro del sistema acoplado

En la Figura 4.17 se presenta el comportamiento individual carga/desplazamiento en la parte superior de cada muro del sistema acoplado. En términos generales se observa que el modelo W/2 conduce a un buen ajuste de la respuesta cíclica experimental de cada muro. Sin embargo, se puede apreciar que el modelo conduce a ciclos de histéresis más angostos para ambos muros y con mayor estrangulamiento en la zona cercana al origen; por ello, la energía disipada por cada muro en cada ciclo de carga es menor que la experimental. Este comportamiento repercute en la respuesta global del sistema, generando subestimaciones en la predicción de la energía global disipada (Figura 4.11).

En el muro derecho se observa que cuando la carga se aplica hacia la derecha se presentan sobrestimaciones en la resistencia de los ciclos de carga intermedios (4-6) de hasta 10% y en la rigidez de carga de hasta 27.2% respecto a los datos experimentales. Lo mismo sucede, pero en menor medida en el muro izquierdo cuando la carga se aplica hacia la izquierda, alcanzando sobrestimaciones en los mismos ciclos de hasta 2% en términos de resistencia y 13.5% en términos de rigidez de carga. Estas diferencias podrían deberse a la existencia de pequeñas variaciones entre las cargas aplicadas en el modelo y las cargas actuante durante el ensayo producto de la complejidad del protocolo de carga utilizado en el ensayo. También podría atribuirse a la presencia de fenómenos muy locales en la estructura, así como particularidades e incertidumbres inherentes a las estructuras de CR que no se consideran en el modelo (homogeneidad en la mezcla, adherencia concreto-refuerzo, pequeñas diferencias constructivas, etc.)

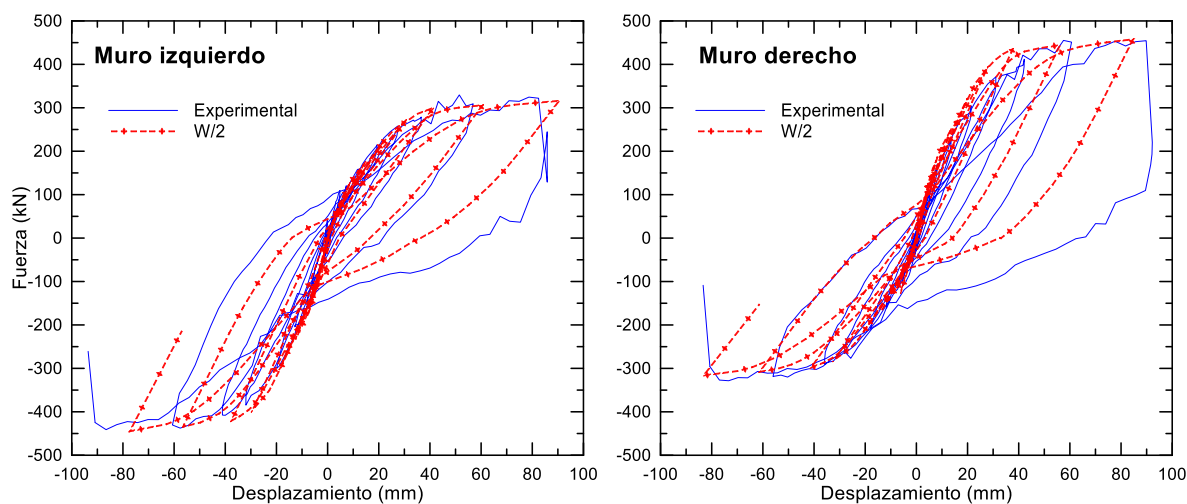


Figura 4.17. Respuesta carga-distorsión estimada en la parte superior de cada muro del sistema acoplado

Comparación de desplazamientos horizontales en cada entrepiso

En la Figura 4.18 se comparan los desplazamientos horizontales estimados y medidos en los tres niveles del entrepiso del sistema de ambos muros. En el eje horizontal se grafica el nivel de distorsión obtenido en la parte superior del sistema. Se puede notar que en los niveles N-2 y N-3 los desplazamientos estimados coinciden con los observados experimentalmente, mientras que en el primer nivel los desplazamientos estimados son superiores a los experimentales con errores de hasta 21% y 13.3% para los muros oeste y este, respectivamente. Estos resultados indican que el modelo numérico es un poco más rígido que el espécimen ensayado y sugiere que aproximadamente 11.4 mm del desplazamiento máximo estimado en la parte superior del sistema no se deben a la flexión en la base de los muros, sino al giro que se impone en la base del modelo numérico.

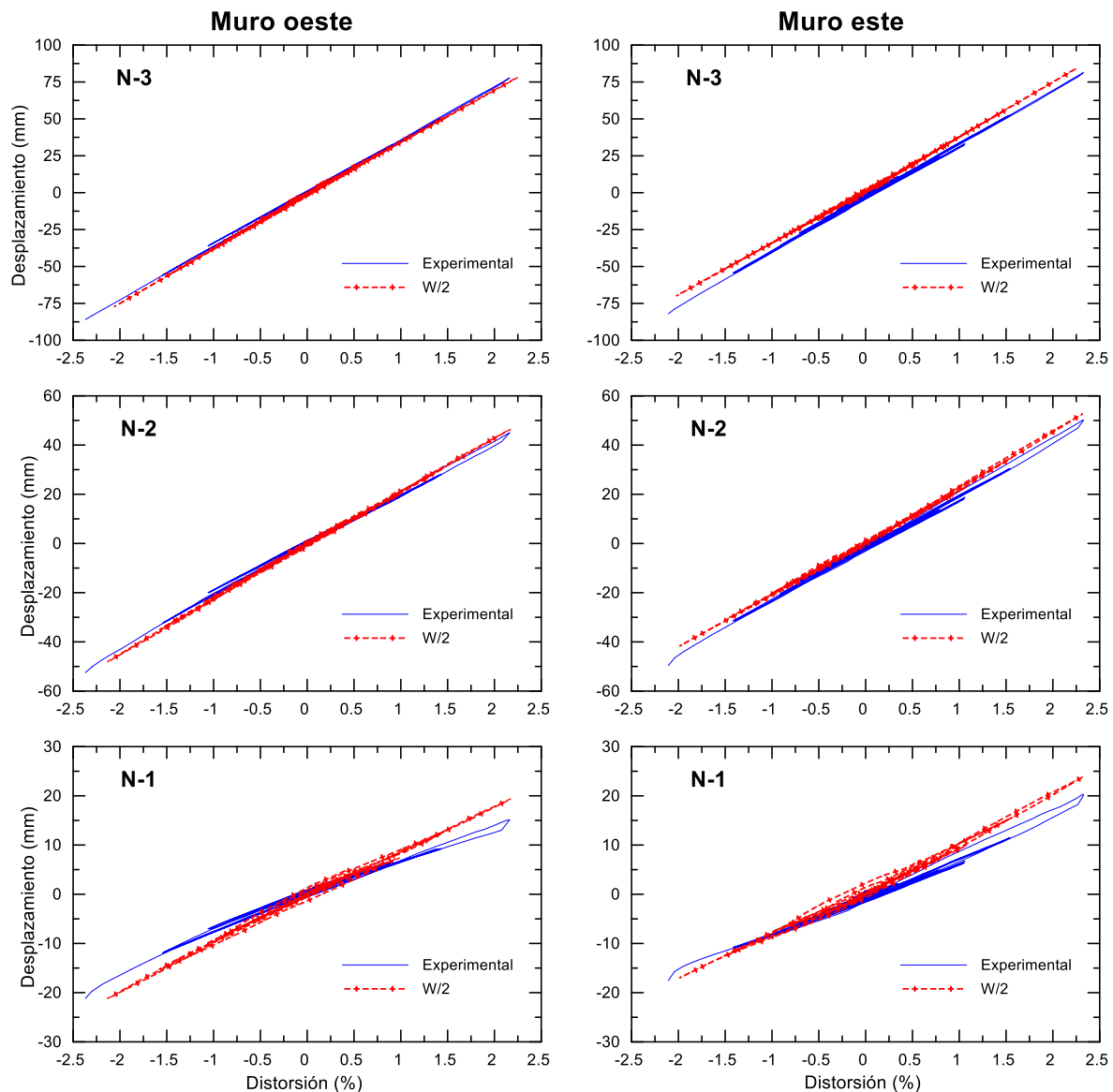


Figura 4.18. Comparación de desplazamientos laterales en los niveles N1-N3 en ambos muros del sistema

Comparación de giros en extremos de las vigas de acoplamiento

En la Figura 4.19 se comparan los giros en ambos extremos de las vigas de acoplamiento estimados con el modelo W/2 (configuración base de modelado) con los obtenidos experimentalmente; se incluyen únicamente los giros durante las distorsiones máximas de cada ciclo para ambas direcciones de carga. Las rotaciones en los extremos de las vigas del modelo numérico se estimaron de la misma manera en que los autores del ensayo estimaron las rotaciones experimentales, utilizando la ecuación 4.2. Los parámetros de la ecuación se indican en la Figura 4.20.

$$\theta_v = \tan^{-1}\left(\frac{\Delta t - \Delta b}{\Delta z}\right) \quad \text{Ec. 4.2}$$

Donde:

Δt = Variación en el desplazamiento horizontal entre dos puntos en la parte superior de la viga

Δb = Variación en el desplazamiento horizontal entre dos puntos en la parte inferior de la viga

Δz = Distancia vertical entre los puntos de medición en la parte superior e inferior de la viga

Se observa que en ambas direcciones de carga los giros estimados numéricamente son considerablemente menores que los obtenidos experimentalmente. No obstante, su comportamiento es similar en el sentido en que los giros incrementan con la distorsión lateral del sistema. Además, tanto en las curvas experimentales como en las estimadas numéricamente, los giros en los extremos de las vigas que se conectan al muro trabajando a compresión son ligeramente mayores que los giros en el extremo de las vigas que se conectan al muro que trabajando a tensión.

Las mayores diferencias entre los giros estimados numéricamente respecto a los experimentales se presentan en la viga del nivel N-1, mientras que los mejores ajustes se observan en la viga del nivel N-3. Durante el último ciclo de carga, cuando la carga es aplicada con dirección este, en la viga N-1 se alcanzan errores respecto a los giros experimentales de -98.9% y -72.4% en los extremos oeste y este respectivamente, mientras que en la viga del nivel N-2 se presentan errores de -61% y -52.0% y en la viga del nivel N-3 se presentan errores de -56.7 y -52.3% para los extremos oeste y este respectivamente. Se puede apreciar que los errores en el extremo de la viga conectado al muro en compresión (muro este) son menores que los errores en el extremo de la viga conectado al muro en tensión (muro oeste).

La subestimación del giro en los extremos de las vigas de acoplamiento del sistema parece indicar que el modelo numérico es más rígido que el modelo experimental, esto coincide con lo observado en la comparación de los desplazamientos horizontales del sistema. Es interesante notar que los porcentajes de error son mayores en las vigas del nivel N-1 y disminuyen gradualmente en las demás vigas, lo cual sugiere que la mayor sobrestimación de rigidez se presenta en el primer nivel del sistema.

Álvarez *et al.* (2019) analizaron la respuesta de un sistema de muros acoplados utilizando modelos puntal-tensor para los muros y vigas de acoplamiento y también observaron respuestas más rígidas que las experimentales en el primer nivel del sistema. Este comportamiento fue atribuido al incremento de la capacidad de las vigas del primer nivel producto de su interacción con los muros del sistema. Al analizar los modelos numéricos, Álvarez *et al.* (2019) observaron que cuando se conectan los muros a la base de cimentación, éstos forman un marco rígido que al unirse con las vigas de acoplamiento restringe sus alargamientos e introducen fuerzas de compresión en las vigas que incrementan su capacidad. Durante el análisis observaron que esta restricción disminuye

gradualmente con la altura del sistema acoplado, y por ello, en las vigas de los niveles superiores se generan menos fuerzas axiales y su capacidad se puede predecir de manera más precisa.

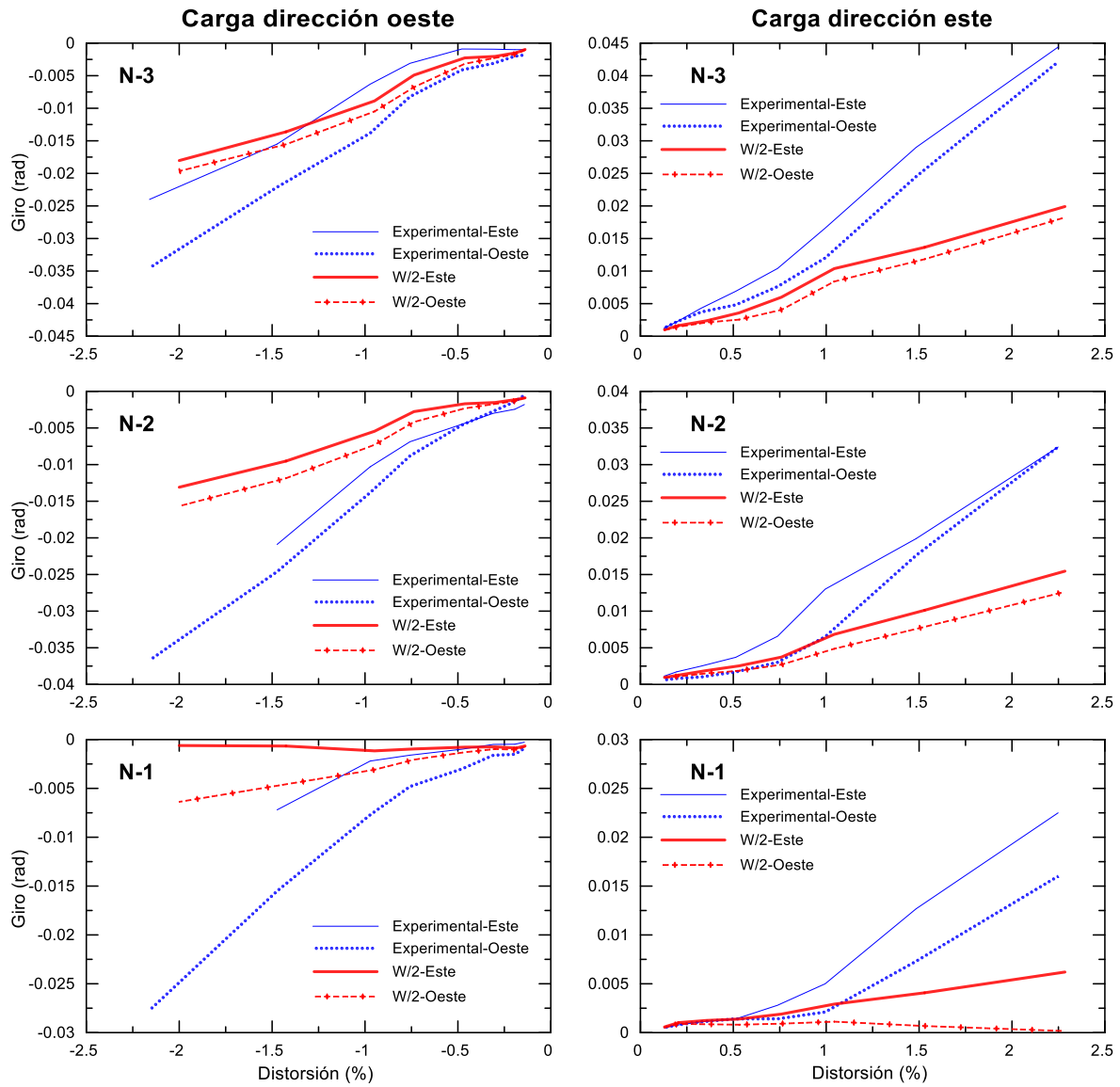


Figura 4.19. Comparación de los giros en cada extremo de las vigas de acoplamiento para ambas direcciones de carga

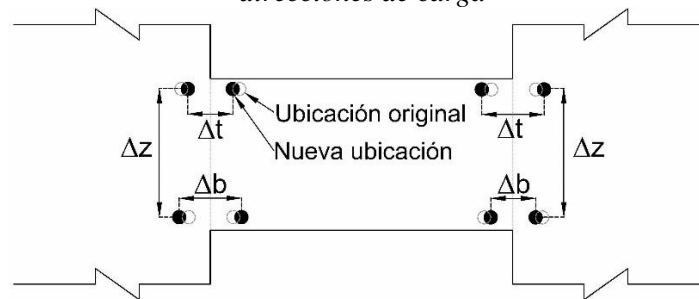


Figura 4.20. Notación para el cálculo de giros en la interfaz muro-viga de acoplamiento

Otro aspecto importante que podría influir en la subestimación del giro observado en la Figura 4.19, es que durante el ensayo del sistema acoplado los esfuerzos de tensión y compresión a los que se sujetaron las uniones muro-viga de acoplamiento, provocó la rápida formación de grietas verticales en dichas uniones (Figura 4.6). A medida se incrementa el nivel de distorsión aplicado, las grietas se profundizan más y el acero de refuerzo que atraviesa la grieta se sujeta a altos esfuerzos de tensión que incrementan su deformación axial y su deslizamiento, provocando además la rotación de las articulaciones plásticas que se forman en los extremos de las vigas de acoplamiento. Este fenómeno también ha sido observado por otros autores en el estudio de vigas de acoplamiento de manera aislada y en sistemas de muros acoplados (Álvarez *et al.*, 2019; Ding *et al.*, 2017). Sin embargo, la subestimación de los giros en los extremos de las vigas de los tres niveles de entepiso sugiere que el modelo numérico no captura adecuadamente el daño que se produce en las uniones muro-viga de acoplamiento.

Por tratarse de un fenómeno muy local, la reproducción del agrietamiento en las uniones muro-viga de acoplamiento mediante modelos de fisuración distribuida es compleja ya que el agrietamiento no se modela explícitamente, sino que las deformaciones se distribuyen en el elemento. Para reproducir este fenómeno con modelos de fisuración distribuida, se requiere definir previamente una interfaz en las regiones donde se espera se formen las grietas, en este caso en las uniones muro-viga de acoplamiento. A la interfaz se le asigna valores de rigidez normal y cortante, así como factores de reducción de rigidez de modo que cuando se produce el agrietamiento, los valores de rigidez normal y cortante se reducen a cero y no se transmiten fuerzas cortantes ni de tensión en el concreto. Esto implica conocer previamente las zonas dentro de una estructura donde se espera la formación de grietas. Además, es importante mencionar que en las zonas donde el refuerzo cruza la interfaz también es necesario implementar un modelo que represente el comportamiento entre el acero de refuerzo que cruza la grieta y la interfaz en la grieta, lo cual hasta el momento no es posible dentro del programa DianaFEA. La asignación de interfaces en las uniones muro-viga de acoplamiento incrementa considerablemente el costo computacional, lo cual lo hace inviable para aplicarse en el modelado a detalle de edificios completos. Debido a estos inconvenientes, el análisis de este fenómeno mediante estrategias de fisuración distribuida no será abordado en este trabajo. Sin embargo, en la sección 4.5 se analizan otras estrategias de modelado de vigas de acoplamiento que permiten considerar este comportamiento de manera simplificada.

4.4 Influencia del efecto de la adherencia entre el acero y concreto

En la sección anterior se seleccionó el tamaño de malla más apropiado para la simulación de sistemas de muros acoplados (configuración numérica base), y se analizó la capacidad de la estrategia de modelado propuesta para reproducir la respuesta global y local del sistema analizado. En las secciones 4.4 a 4.6 se analiza la influencia de diferentes fenómenos físicos y numéricos en la respuesta cíclica del sistema de muros acoplados. Este análisis se realiza modificando un solo parámetro a la vez de la configuración numérica base descrita y validada en la sección anterior (modelo W/2).

En esta sección se analiza la influencia de la adherencia entre el refuerzo y el concreto en la respuesta cíclica del sistema acoplado. Para ello, es necesario adoptar un modelo de adherencia en la interfaz refuerzo-concreto. Es importante señalar que este efecto puede ser capturado únicamente cuando se utilizan elementos finitos pequeños (Kwak y Kim, 2001), por ello, para este análisis se adoptó el modelo W/10 y se consideró el modelo de adherencia propuesto por el Model Code (2010) que se observa en la Figura 2.25. Los parámetros que definen las relaciones entre esfuerzo de adherencia y

deslizamiento se adoptaron de acuerdo con la Tabla 2.2, asumiendo la opción “otras condiciones de adherencia con confinamiento” columna 6.

Para considerar el efecto de la adherencia entre el refuerzo y el concreto, en el programa Diana los elementos del refuerzo deben ser definidos con elementos tipo barra o con elementos tipo viga. En este caso se definieron como elemento tipo barra porque el tiempo de análisis, espacio en disco duro y memoria requerida por este tipo de elementos es menor que el requerido por elementos tipo viga. Se utilizó el elemento L6TRU ya que es el disponible en el programa Diana cuando el refuerzo con adherencia se combina con elementos cascarón tipo curvo.

En la Figura 4.21 se comparan los resultados globales fuerza-distorsión del modelo en el que se considera el efecto de la adherencia (W/10-BS) con los resultados experimentales, también se incluyen los resultados de los modelos W/10 y W/2, en los cuales no se considera este fenómeno. Se puede observar que en términos de resistencia todos los modelos conducen a predicciones muy similares. En la Figura 4.21 se muestra el error en términos de resistencia que se obtiene con los modelos respecto al experimental. Se observa que para distorsiones menores que 0.75% y mayores que 1.5% el modelo W/10-BS conduce a valores de error menores que los obtenidos con el modelo W/10. Para distorsiones mayores que 0.75% el modelo W/10-BS condujo a errores en términos de resistencia de hasta $\pm 5\%$, lo cual es muy similar a los demás modelos. En la Figura 4.21 también se compara el error en términos de la energía disipada. Se observa que para ciclos mayores a 0.75%, el modelo W/10-BS condujo a subestimaciones de la energía disipada con un error promedio de -25.9% lo cual es 1.54 veces mayor que el error promedio obtenido con el modelo W/10 (-16.83%) y 1.3 veces mayor que el error promedio obtenido con el modelo W/2 (-20.2%).

Las diferencias más notables entre el modelo W/10 y el W/10-BS se pueden apreciar en términos de la distorsión última alcanzada, mientras en el modelo W/10 la distorsión última es de 2.27%, el modelo W/10-BS alcanzó su falla a una distorsión de 3.10%. Es importante notar que la distorsión última alcanzada por el modelo W/10-BS es muy similar al punto de falla del modelo W/2 (3.15% de distorsión). Esto parece indicar que cuando se utilizan mallas con elementos finitos muy pequeños es necesario considerar el efecto de la adherencia para evitar concentraciones irreales de esfuerzos en el acero de refuerzo y predecir adecuadamente el mecanismo de falla del sistema. Estos resultados también nos permiten constatar que el procedimiento utilizado para la regularización de las propiedades del concreto por el tamaño de malla funciona adecuadamente.

Es importante resaltar que para considerar el efecto de la adherencia entre el refuerzo y el concreto se requiere definir un tamaño de malla fina y además definir la interfaz entre el refuerzo y el concreto por ello, los grados de libertad del sistema se incrementan considerablemente. Por esta razón, el tiempo de análisis del modelo en el que se considera el efecto de la adherencia (W/10-BS) fue aproximadamente 38 veces mayor que el tiempo requerido por el modelo W/10 (malla pequeña) y requirió hasta 2 veces más capacidad computacional (almacenamiento) que el modelo W/10, lo cual es considerable. A su vez el modelo W/10 requirió aproximadamente 9.4 veces más tiempo de análisis que el modelo W/2 (malla gruesa) y hasta 3.1 veces más capacidad computacional (almacenamiento). En este punto es importante resaltar que los resultados obtenidos con el modelo W/2 en términos de respuesta global, resistencia y energía disipada no presentan diferencias importantes con respecto a los obtenidos con mallas más refinadas, ni con el modelo que considera la adherencia entre el refuerzo y el concreto, lo cual es una ventaja importante para el modelo W/2, ya que es más apropiado para utilizarse en el modelado de edificios completos.

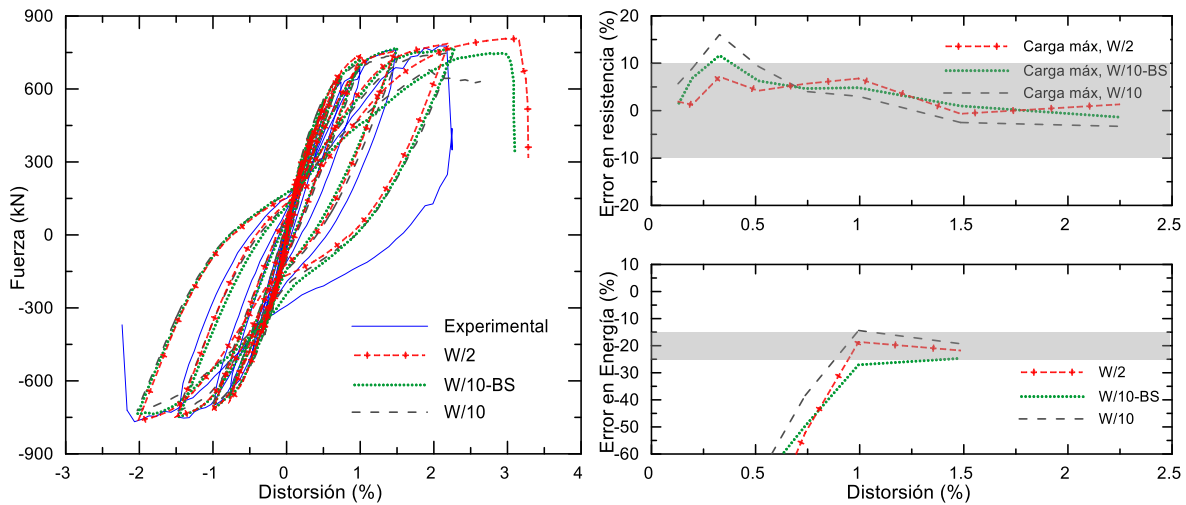


Figura 4.21. Comparación de la respuesta global carga-distorsión del sistema acoplado con el modelo W/10 considerando la adherencia entre el acero y el concreto (W/10-BS) y error obtenido en términos de resistencia y disipación energética respecto a los datos experimentales. La franja gris en las gráficas del error en resistencia indica el intervalo de error de $\pm 10\%$, mientras que en las gráficas del error en energía disipada indica el intervalo de error -15% a -25%

4.5 Modelos simplificados para vigas de acoplamiento

Varios autores han observado que en los sistemas de muros acoplados el daño en las vigas de acoplamiento por lo general se concentra en sus extremos, en la interfaz muro-viga. El daño en estas zonas provoca el deslizamiento del refuerzo que cruza la grieta y el giro de los extremos de las vigas (Álvarez *et al.*, 2020b; Ding *et al.*, 2018; Nabilah *et al.*, 2020b; Naish *et al.*, 2013; Turgeon, 2011). Según Naish *et al.* (2013), el deslizamiento y la deformación axial del refuerzo en los extremos de las vigas puede contribuir en hasta un 80% a la rotación total en las vigas de acoplamiento.

En el caso del sistema acoplado analizado, el primer agrietamiento por flexión en las uniones muro-vigas de acoplamiento se presentó a partir de distorsiones de 0.033%. Durante el ensayo se observó que a medida incrementan las cargas cíclicas aplicadas, las grietas en los extremos de las vigas se abren y cierran de forma repetitiva incrementando su profundidad y espesor, y provocando que el concreto en dicha zona se desprenda a distorsiones de 1.89%, 1.5% y 0.99% para las vigas N1, N2 y N3, respectivamente. En las Figura 4.6 a-c se observa el daño en los extremos de las vigas de acoplamiento durante el último ciclo de carga.

La concentración de esfuerzos en esta zona genera mayores solicitaciones en el refuerzo longitudinal y diagonal de las vigas de acoplamiento incrementando su deformación axial, el deslizamiento del refuerzo respecto al concreto y el giro de las articulaciones plásticas. Esto además genera disipaciones de energía por el daño en las uniones muro-viga de acoplamiento. En este sentido, en la sección 4.3 se observó que las mayores diferencias entre los modelos numéricos y los datos experimentales se presentaron en términos de la energía disipada. El modelo W/2 condujo a subestimaciones en la energía total disipada de -45.5% , con un error promedio de -20.2% en la energía disipada en ciclos con distorsión máxima mayor que 0.75%.

Como se expuso en la sección 4.3, por tratarse de un fenómeno muy local, los modelos de fisuración distribuida no logran capturarlo explícitamente. Por ello, en esta sección se analizan otras opciones

para modelar las vigas de acoplamiento utilizando estrategias simplificadas encontradas en la literatura que consideran en su formulación el agrietamiento en las uniones muro-viga de acoplamiento, la deformación axial y deslizamiento del refuerzo que cruza esta zona, así como el giro de las articulaciones plásticas (Álvarez *et al.*, 2020b; Naish, 2010). El objetivo es identificar la estrategia numérica que permita las mejores reproducciones del comportamiento cíclico del sistema acoplado. En la Figura 4.22 se muestran los tres modelos comparados: el primero es el modelo base (W/2) el cual fue analizado previamente y en las Figura 4.22 b y c se presentan las configuraciones propuestas en las que se utilizan estrategias simplificadas para representar las vigas de acoplamiento, en los tres casos los muros se modelan de la misma manera.

Una de las maneras simplificadas más utilizadas en la literatura para modelar las vigas de acoplamiento, es mediante elementos lineales tipo barra con rigidez reducida en combinación con resortes ubicados en sus extremos para reproducir el comportamiento no lineal de las vigas. Naish (2010) propone utilizar un factor de reducción de rigidez en la viga de acoplamiento de $0.15E_cI_g$ para considerar de esta manera el efecto de la fluencia y la deformación axial del refuerzo diagonal y longitudinal que se produce en las uniones muro-viga de acoplamiento. También, sugiere incorporar resortes rotacionales en los extremos de la viga para considerar el comportamiento no lineal momento/giro de las vigas de acoplamiento. En la Figura 4.22b se esquematiza el modelo del muro utilizando esta estrategia en el modelado de las vigas de acoplamiento. La curva de comportamiento momento/curvatura asignado a los resortes rotacionales se extrajo de los datos experimentales del ensayo para cada viga (Turgeon, 2011). Para conectar los elementos tipo viga a los elementos tipo cascarón de los muros, se adoptó la estrategia propuesta por Ding *et al.* (2018) (Figura 2.7) que consiste en asignar propiedades a los nodos de los muros ubicados en la altura de la viga para que se desplacen de acuerdo con el nodo del extremo de la viga (nodo maestro).

Otra estrategia empleada para la simulación de las vigas de acoplamiento es el uso de modelos puntal-tensor. Estos modelos incorporan elementos longitudinales, transversales y diagonales a los que se les asignan áreas tributarias de concreto y de refuerzo dependiendo de las dimensiones y armado de la viga, así como propiedades y modelos constitutivos de los materiales. (Álvarez *et al.*, 2020b, 2019; Barbachyn *et al.*, 2012; Nabilah *et al.*, 2020b). Este tipo de modelos permiten capturar el flujo de esfuerzos en las vigas de acoplamiento y su comportamiento a flexión y corte. Para considerar el deslizamiento/deformación axial del refuerzo en las uniones muro-viga (Figura 2.4), Álvarez *et al.* (2020b) incorporaron resortes longitudinales de longitud cero en los extremos de las vigas a los que se les asignó una ley de comportamiento esfuerzo/deslizamiento propuesta por ellos mismos.

En la Figura 4.22c se presenta la configuración utilizada en el muro acoplado con base en la propuesta de Álvarez *et al.* (2020b) utilizando elementos puntal-tensor para modelar las vigas de acoplamiento, así como resortes en las uniones muro-viga. Al igual que en Álvarez *et al.* (2020b), las vigas de acoplamiento se discretizaron en una cuadrícula de cuatro por cuatro. El ángulo considerado entre los elementos diagonales y horizontales de la viga fue de 27° lo cual cumple con la especificación del ACI 318M-19 (2019) que sugiere un ángulo $\geq 25^\circ$, y con la recomendación de Lu y Panagiotou (2016) que sugiere un ángulo $\leq 60^\circ$. Además es muy cercano al ángulo de inclinación de las diagonales utilizado por Álvarez *et al.* (2020b), el cual fue de 30° .

El ancho efectivo asignado a los elementos diagonales es $b_{eff} = a \sin(\theta)$, donde a es el espacio entre los elementos verticales. A los elementos verticales y horizontales se asignaron anchos tributarios como describe Álvarez *et al.* (2020b) y Lu y Panagiotou (2016). La ley de comportamiento asignada a los resortes para considerar el deslizamiento/deformación axial del refuerzo en las uniones muro-viga de acoplamiento fue la propuesta por Álvarez *et al.* (2020b).

En la Figura 4.22c se observa que, en el modelo con elementos puntal-tensor, la altura de entrepiso de los muros (H) se discretizó con 9 elementos, esto se hizo para lograr la conectividad de los elementos puntal-tensor de las vigas de acoplamiento con los elementos cascarón de los muros. Por ello, al igual que en el modelo W/2 se utilizaron 5 elementos en la altura libre de los muros, pero en la zona de los muros ubicada a la altura de las vigas se utilizaron 4 elementos.

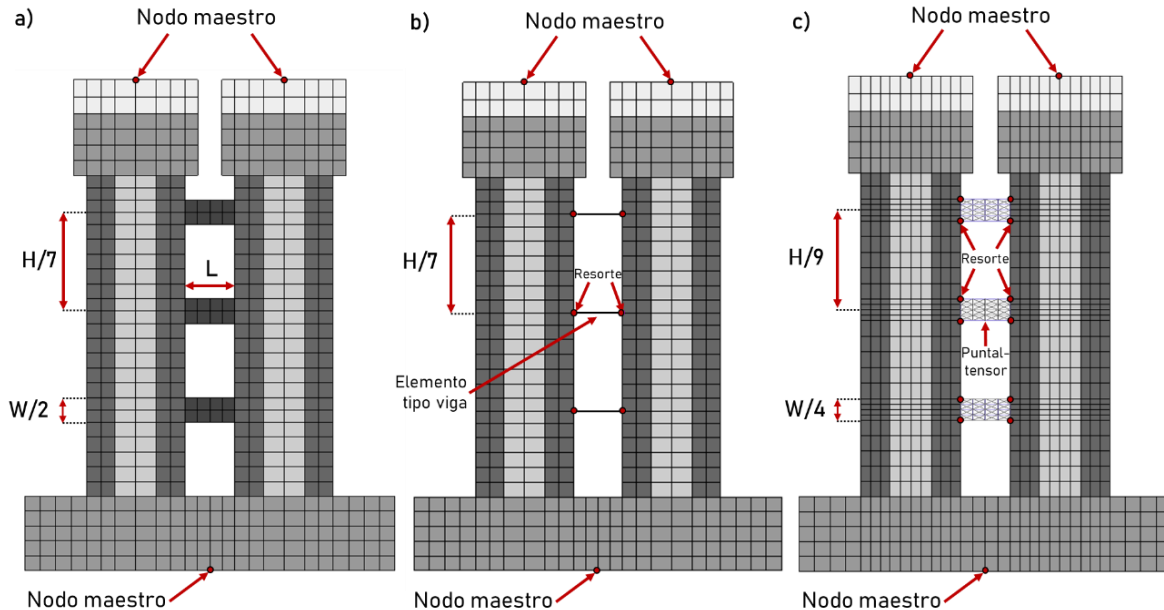


Figura 4.22. Comparación de modelos para representar las vigas de acoplamiento, a) Modelo de elementos tipo cascarón W/2, b) modelo con elemento tipo viga y resortes rotacionales en los extremos (Naish, 2010) y c) modelo tipo puntal-tensor Álvarez et al. (2020b). En color gris oscuro se representan los bordes confinados (concreto confinado), en gris claro el alma de los muros (concreto sin confinar) y en tono gris medio el bloque de cimentación (material lineal elástico).

En la Figura 4.23 se muestran los resultados de la respuesta global carga-desplazamiento obtenidos mediante las propuestas analizadas. Se observa que el modelo con elementos tipo viga conduce a predicciones de la resistencia de cada ciclo de carga con un error máximo de -10% respecto a la resistencia experimental y con un error promedio de -3.15% considerando todos los ciclos de carga. Además, se aprecia que el modelo con elementos tipo viga conduce a valores más bajos de la resistencia última en cada ciclo de carga en comparación a las obtenidas con el modelo W/2, con una diferencia máxima de -11.5% respecto al modelo W/2.

En términos de disipación de energía, se observa que el modelo con elementos tipo viga presenta dificultades para reproducir la energía disipada en distorsiones menores que 0.75%; esto también se observó en el modelo W/2 y parece indicar que los modelos no capturan adecuadamente las no linealidades presentes en esos niveles de distorsión. Para distorsiones mayores a 0.75% (ciclo 6 y 7), el modelo con elementos tipo viga conduce a mejores estimaciones en la energía disipada, alcanzando un error promedio de -36.8% respecto a la energía disipada experimentalmente en esos ciclos. Con relación a la energía total disipada, el modelo con elementos tipo viga presenta un error de -79.4% respecto a los datos experimentales.

El modelo con elementos tipo puntal-tensor conduce a valores más bajos de la resistencia en comparación al modelo W/2 y al modelo con elementos tipo viga, alcanzando una diferencia máxima

de -11.5% respecto al modelo W/2 durante el primer ciclo de carga y de -5.2% respecto al modelo con elementos tipo viga durante el tercer ciclo de carga. También se observa que el modelo con elementos puntal-tensor subestima la resistencia experimental con un error promedio de -5.25% considerando todos los ciclos de carga. Al compararlo con el 3.45% de error promedio del modelo W/2 y con el -3.15% de error promedio del modelo con elementos viga, el modelo puntal-tensor es el modelo que subestima en mayor medida la resistencia del muro acoplado. Sin embargo, es interesante notar que en el modelo W/2 y en el modelo con elementos tipo viga, el error en resistencia presenta variaciones de un ciclo a otro, oscilando en el rango de $\pm 10.0\%$, pero en el modelo con elementos tipo puntal-tensor el valor del error es más constante en cada ciclo de carga.

Respecto a la energía disipada se observa que el modelo puntal-tensor conduce a estimaciones menores que las alcanzadas con elementos tipo viga, subestimando la energía disipada en ciclos con distorsiones mayores que 0.75% con un error de -47.8%. Además, el modelo puntal-tensor es el modelo que subestima en mayor medida la energía total disipada, alcanzando un error de -111.4%.

Es importante notar que ninguno de los modelos con estrategias simplificadas para las vigas de acoplamiento presenta una mejoría significativa respecto a la disipación energética del sistema. En la estimación de la energía total disipada con estos modelos se obtuvo un error promedio de -95.4% respecto a la experimental, pese a que en ellos se considera el efecto del deslizamiento y deformación axial del acero de refuerzo debido al agrietamiento en las uniones muro-viga. Las predicciones en la energía total disipada por estos modelos fueron entre 0.7 y 0.8 de la energía total disipada estimada con el modelo de elementos tipo cascarón propuesto.

Sin embargo, es interesante destacar que los modelos simplificados lograron predicciones de la resistencia máxima y mínima de cada ciclo de carga similares a las obtenidas con el modelo W/2, por ello, estos modelos pueden ser útiles para estimar este parámetro. También es interesante notar que estos modelos requieren menor costo computacional.

No obstante, en el caso de los modelos con elementos tipo viga con resortes en los extremos, es importante notar que las relaciones momento/curvatura que usualmente se asignan a los resortes son extraídas a partir de ensayos experimentales con características específicas. Por ello, su adopción para representar el comportamiento de elementos con características diferentes involucra incertidumbres.

Cabe mencionar que los resultados en los modelos con elementos tipo puntal-tensor son sensibles a las dimensiones equivalentes de concreto que se asignan a los puntales y tensores, así, como al ángulo de inclinación asignado a los puntales. Para evitar incertidumbres en el modelado, estos parámetros deben seleccionarse cuidadosamente siguiendo recomendaciones de reglamentos como el ACI 318M-19 (2019), las NTC (2023) y de trabajos encontrados en la literatura como Álvarez *et al.* (2020b) y Lu y Panagiotou (2016).

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

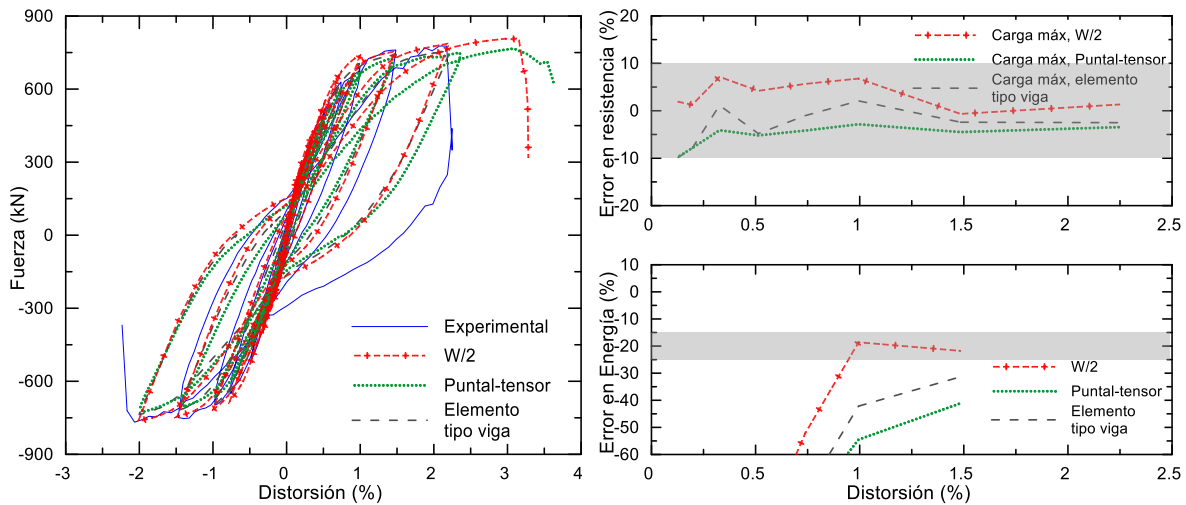


Figura 4.23. Comparación de la respuesta global carga-distorsión del sistema acoplado utilizando la configuración de elementos tipo viga propuesta por Naish (2010) y el modelo para vigas de acoplamiento tipo puntal-tensor propuesto por Álvarez et al. (2020), los resultados se comparan contra la respuesta experimental y el modelo W/2 con elementos tipo cascarón curvo. La franja gris en las gráficas del error en resistencia indica el intervalo de error de $\pm 10\%$, mientras que en las gráficas del error en energía disipada indica el intervalo de error -15% a -25%

4.6 Influencia del factor β_{\min} factor para la reducción de la resistencia a compresión

En el modelo W/2 mostrado en la sección 4.3.2 se observa que la distorsión última del sistema es sobrestimada en un 45% aproximadamente. En dicho análisis no se consideró el efecto de la reducción de la resistencia a compresión por la fisuración transversal del concreto. Esto se realizó con el fin de validar el procedimiento utilizado para la regularización de las propiedades del concreto por tamaño de malla y para poder identificar la influencia de otros fenómenos en la respuesta de los muros acoplados. En esta sección se analiza la influencia de este fenómeno en su respuesta cíclica, en estos análisis, se utiliza el modelo W/2 variando únicamente el factor de reducción β_{\min} .

Para considerar el efecto de la reducción de la resistencia se adopta el modelo de Vecchio y Collins (1993) y se examinan dos de los valores de β_{\min} más utilizados en la literatura: $\beta_{\min} = 0.4$ sugerido por Hendriks *et al.* (2017) y JSC (2007) y $\beta_{\min} = 0.6$ de acuerdo con Miyahara *et al.* (1987), Damoni *et al.* (2014) y Belletti *et al.* (2016). También se incluye el factor $\beta_{\min} = 0.86$ que resulta de la Ec. 2.17 propuesta por Nakamura *et al.* (2018), la cual relaciona el factor β_{\min} con el tamaño máximo de agregado en el concreto.

En la Figura 4.24 se comparan los resultados carga-distorsión obtenidos con los tres factores contra los resultados experimentales, también se incluye el caso en el que no se considera la reducción de la resistencia ($\beta_{\min} = 1.0$). Se puede constatar, que al igual que en los muros individuales (capítulo 3), este fenómeno impacta fuertemente en la distorsión última del sistema. La adopción de un valor u otro de β_{\min} , conduce a variaciones importantes en la distorsión última del modelo, pero no se aprecia una influencia significativa en la capacidad de carga del sistema acoplado.

En la Tabla 4.8 se comparan los valores de distorsión última obtenidos con los factores β_{\min} de 0.4, 0.6, 0.86 y cuando no se considera ninguna reducción. Se observa que los valores de $\beta_{\min} = 0.4$ y 0.6 conducen a predicciones conservadoras de la distorsión última del sistema, pero entre estos dos casos,

el factor $\beta_{\min} = 0.6$ es el que predice la distorsión última con menor error. En el capítulo 3 también se observó que, en la mayoría de los muros individuales analizados, el factor $\beta_{\min} = 0.6$ fue el que condujo a las mejores aproximaciones de la distorsión última.

Es importante resaltar que cuando se utiliza $\beta_{\min} = 0.86$ según la propuesta de Nakamura *et al.* (2018) se logra una excelente estimación de la distorsión última experimental del sistema acoplado analizado, con un error de únicamente 3.25% lo cual es muy satisfactorio. Sin embargo, de acuerdo con la Tabla 3.16, en la mayoría de los muros individuales analizados, este valor conduciría a errores más altos a los obtenidos con el factor $\beta_{\min} = 0.6$. Esta situación parece confirmar que, debido a las características particulares de los especímenes como ser cuantías de armado, carga axial, propiedades materiales, mecanismos de falla entre otros, no existe un único factor β_{\min} que conduzca a las mejores estimaciones de la distorsión última para todos los casos. Si se desean estimaciones más realistas de la capacidad de distorsión última de muros y sistemas de muros acoplados se deben considerar otros fenómenos que también están involucrados en la falla del elemento, como puede ser el pandeo de las barras. Durante el ensayo se observó que la compresión en la base de los bordes confinados de los muros provocó el aplastamiento del concreto y el pandeo local del acero de refuerzo de manera simultánea cerca de la falla del espécimen.

Tabla 4.8. Distorsión última del sistema acoplado con diferentes valores de β_{\min} y error estimado respecto a los valores de distorsión experimentales, se incluye la comparación cuando no se considera la reducción de la resistencia a compresión (NR)

Distorsión última (%)					Error respecto a la distorsión experimental (%)			
Experimental	$\beta_{\min}=1$	$\beta_{\min} = 0.86$	$\beta_{\min} = 0.6$	$\beta_{\min} = 0.4$	$\beta_{\min}=1$	$\beta_{\min} = 0.86$	$\beta_{\min} = 0.6$	$\beta_{\min} = 0.4$
2.18	3.15	2.25	1.33	1.0	45.0	3.25	-38.8	-53.6

$\beta_{\min}=1$ no se considera la reducción de la resistencia a compresión

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

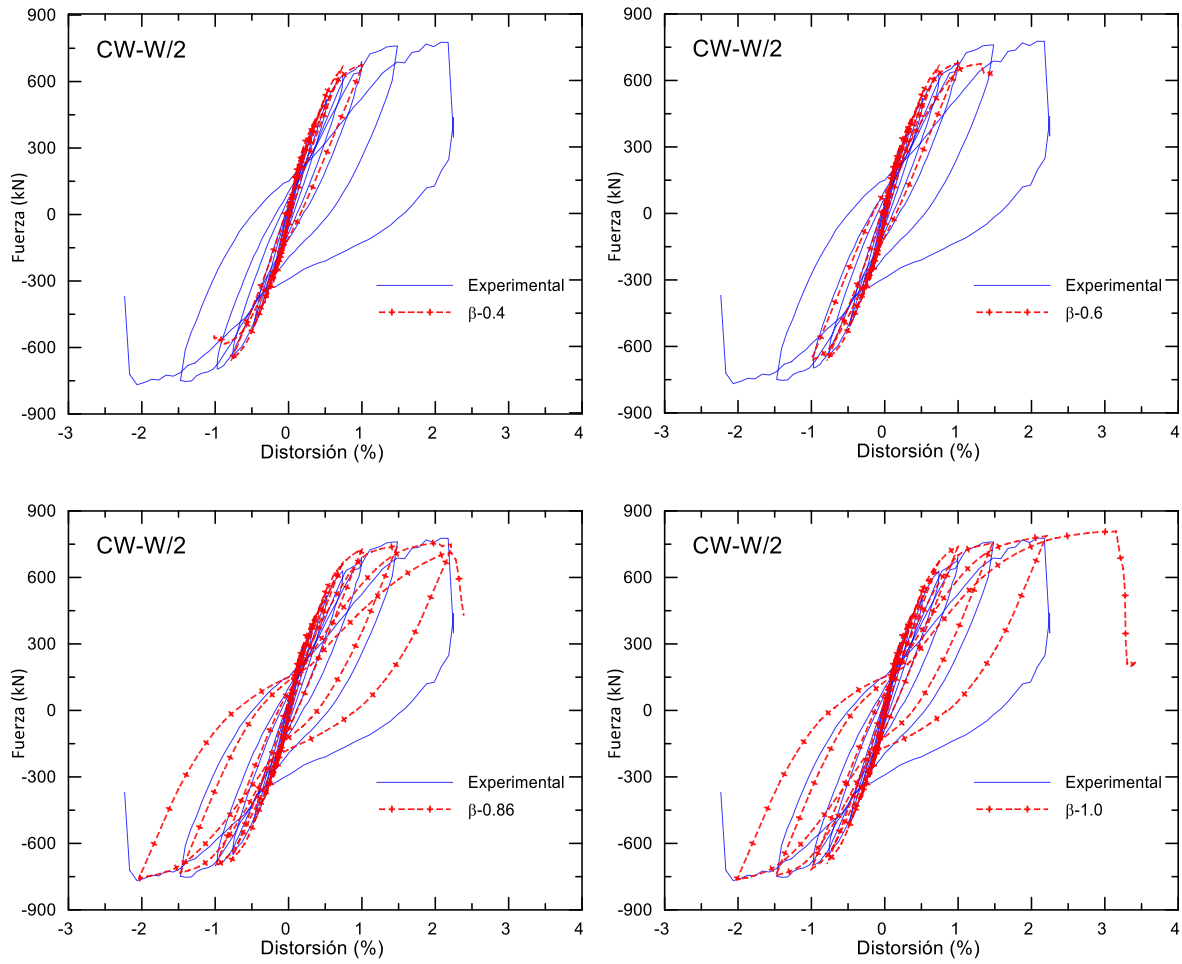


Figura 4.24. Comparación de la respuesta global carga-distorsión del sistema acoplado considerando β_{\min} de 0.4, 0.6, 0.86 y 1 utilizando la configuración base W/2.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

Página en blanco dejada intencionalmente.

CAPÍTULO 5

Conclusiones y recomendaciones

En esta investigación se evaluó la capacidad de las estrategias numéricas de EF y modelos de fisuración distribuida para reproducir el comportamiento cíclico de muros individuales de CR con relación de aspecto entre 1.5 y 3, así como de sistemas de muros acoplados de CR. En este capítulo se presentan los principales hallazgos y contribuciones de este trabajo.

5.1 Modelación de muros individuales

El análisis de diferentes tamaños de malla mostró que el uso de mallas grandes (dividiendo la altura del muro en aproximadamente 10 elementos y limitando la relación de aspecto de los EF a menos de 2) conduce a predicciones de la resistencia de fluencia con errores menores que 3% respecto a los valores experimentales y respecto a la resistencia última los modelos mostraron errores menores que 14% para todos los casos analizados. Con relación a la resistencia máxima en cada ciclo de carga, las mallas grandes conducen a errores medios menores que 10% (considerando todos los ciclos) y respecto a la energía disipada en la mayoría de los casos conducen a errores medios menores que 18% respecto a los datos experimentales. Estos resultados se consideran muy satisfactorios. Además, es importante resaltar que, pese a las diferencias entre los especímenes analizados, la configuración base de modelado (H/10) reprodujo la respuesta de todos los muros con niveles de error muy similares, incrementando la confiabilidad de estas técnicas.

Se demostró que las mallas grandes (como las analizadas en este trabajo) son capaces de predecir la respuesta cíclica de los muros y de alcanzar resultados muy similares a los obtenidos con mallas más pequeñas. En términos de la resistencia de fluencia y de la resistencia máxima se detectó una variación de $\pm 4\%$ entre los resultados del modelo de malla grandes (H/10) y los modelos de mallas más refinadas, lo cual es poco significativo. Respecto a la energía disipada la diferencia encontrada fue de $\pm 6\%$. Además, el uso de mallas grandes minimizó considerablemente la demanda computacional y el tiempo de análisis sin tener una afectación significativa en la exactitud. Este resultado es muy alentador porque abre la posibilidad para el uso de estas técnicas numéricas en el modelado de muros en edificios de CR.

Respecto al enfoque de fisuración distribuida, se observó que el modelo de grieta fija sobrestimó la resistencia de los muros hasta un 35.7% cuando se adoptó un factor de retención de cortante $\beta=0.1$, y hasta en un 22.0% cuando se seleccionó un factor $\beta=0.03$. En todos los casos, el modelo de rotación de grieta provee los mejores ajustes en la resistencia de los muros y en la energía disipada. Este modelo no requiere de la definición de una respuesta post-fisuración a corte, por lo tanto, representa la opción más óptima por su simplicidad.

El análisis de diferentes modelos para representar la respuesta del acero de refuerzo mostró que, en términos de resistencia, todos los modelos conducen a respuestas similares. Los modelos de Menegotto-Pinto (MP) y Monti-Nuti (MN) mostraron diferencias de aproximadamente 5% respecto al modelo de Dodd-Restrepo (DR). Sin embargo, los modelos de Menegotto-Pinto (MP) y Monti-Nuti (MN) mostraron ciclos histeréticos más anchos y con menor estrangulamiento en la zona de cambio de dirección de la carga, por lo tanto, presentaron sobrestimaciones considerables de la energía disipada respecto a los datos experimentales en hasta un 43.5% y 52.3% respectivamente considerando los ciclos de carga con distorsiones máximas mayores a 0.75%, ya que, a partir de éstas los modelos capturan las no linealidades de los materiales y la disipación de energía.

Se observó que el modelo de Dodd-Restrepo condujo a las mejores aproximaciones de la respuesta experimental en términos de la respuesta cíclica y de la resistencia para todos los especímenes analizados. Además, se observó que condujo a respuestas numéricas más estables en comparación con otros modelos analizados (Menegotto-Pinto y Monti-Nuti).

Durante el estudio del efecto de la reducción de la resistencia a compresión del concreto por la fisuración transversal se evidenció que este fenómeno influye fuertemente en la estimación de la deformación última de los muros de CR.

El análisis de diferentes valores del factor de reducción máxima (β_{\min}) mostró que, debido a las particularidades de cada muro, no hay un único valor de β_{\min} que conduzca a las mejores predicciones de la distorsión última para todos los casos. Sin embargo, pese a las complejidades involucradas en la predicción de la capacidad de deformación de los muros, el uso de $\beta_{\min} = 0.6$ condujo a predicciones razonables de la distorsión última para la mayoría de los muros analizados en este trabajo, con errores máximos en el intervalo de $\pm 33\%$. La selección de un factor $\beta_{\min} = 0.4$ provee resultados más conservadores en comparación a los obtenidos con $\beta_{\min} = 0.6$ ya que resultó en valores más bajos de la distorsión última hasta un -119% respecto a la selección de $\beta_{\min} = 0.6$.

Si se requiere conocer con exactitud la capacidad de deformación última de una estructura (p ej. un edificio), es necesario considerar la reducción de la resistencia a compresión en el concreto agrietado. Pero también, es importante tener presente que la capacidad de deformación última de una estructura depende de muchos fenómenos, entre ellos, fenómenos locales como el pandeo de las barras. Si en el programa DianaFEA se incorpora un modelo para el acero de refuerzo que considerara este fenómeno, sería interesante analizar su efecto en la deformación última de los muros en combinación con el efecto de la fisuración transversal del concreto. Asimismo, sería interesante desarrollar expresiones que permitan seleccionar el factor β_{\min} acorde a las características del elemento analizado. Para ello, es necesario llevar a cabo más campañas numéricas como las desarrolladas en este trabajo.

5.2 Modelación de muros acoplados

La estrategia propuesta para el modelado de sistemas de muros acoplados condujo a resultados satisfactorios de la respuesta cíclica del sistema de muros acoplados analizado en este trabajo. La configuración de modelado con elementos grandes ($W/2$) condujo a predicciones de la resistencia máxima en cada ciclo de carga con errores en el intervalo de $\pm 7\%$ respecto a los datos experimentales, y en promedio de todos los ciclos se obtuvo un error en resistencia del 3.45% con una desviación estándar de 2.7% lo cual es satisfactorio. Respecto a la energía disipada el modelo numérico condujo a predicciones aceptables dada la complejidad que implica la modelación de este tipo de ensayos con un error promedio de -20.2% considerando todos los ciclos con distorsiones objetivo mayores a 0.75% y alcanzando una subestimación de la energía total disipada por el sistema de -45.5%.

El modelo numérico logró representar adecuadamente no sólo la respuesta global del sistema, sino también de la respuesta local de sus elementos y los mecanismos que rigen su falla. En este caso el modelo reproduce adecuadamente la transferencia de esfuerzos entre los muros a través de las vigas de acoplamiento y la formación del puntal de compresión en la parte inferior del borde confinado del muro a compresión, que eventualmente provoca su falla. Es importante resaltar, que, en la estrategia numérica propuesta para la simulación de muros acoplados, se utilizaron, en la medida de lo posible, los mismos procedimientos y valores de los parámetros utilizados en el análisis de muros individuales.

La estrategia de solución propuesta permitió lograr soluciones numéricamente estables cuando la carga se aplica al sistema en términos de fuerzas, lo que es un aporte importante de este trabajo.

El empleo de mallas grandes condujo a resultados similares a los obtenidos con mallas más refinadas. En términos de la resistencia se detectó una variación de $\pm 7.7\%$ entre los resultados del modelo de malla grande ($W/2$) y los modelos de mallas más refinadas. Respecto a la energía disipada en niveles de distorsión mayores a 0.75% (a partir de los cuales, el modelo captura las no-linealidades y comienza a disipar energía) la variación encontrada del modelo $W/2$ respecto al modelo de mallas más refinadas ($W/10$) fue en promedio -4.2% lo cual no es muy significativo. El uso de mallas grandes además minimizó considerablemente la demanda computacional sin tener una afectación significativa a la exactitud, lo que abre la posibilidad para que esta configuración se pueda extrapolar al modelado de edificios con muros con características similares a los estudiados.

Es interesante resaltar que cuando se utilizan mallas con elementos finitos muy pequeños es necesario considerar el efecto del deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto para evitar concentraciones irreales de esfuerzos en el acero de refuerzo y predecir adecuadamente el mecanismo de falla del sistema. La consideración de este fenómeno implica incrementos sustanciales en la demanda computacional y en el tiempo de análisis, por ello, en este contexto, el empleo de mallas grandes resulta más adecuado.

Al analizar diferentes estrategias de modelado para vigas de acoplamiento se observó que los modelos simplificados condujeron a errores superiores a los obtenidos mediante la estrategia de EF propuesta (modelo con elementos cascarón $W/2$). Respecto a la predicción de la resistencia máxima de cada ciclo se obtuvo un error de $\pm 10\%$, pero respecto a la predicción de la energía total disipada por el sistema se obtuvo un error de hasta -111.4% lo cual es 2.5 veces mayor al error obtenido con el modelo con elementos cascarón propuesto ($W/2$). Sin embargo, los modelos simplificados pueden ser útiles para predecir la resistencia de los sistemas acoplados, en el sistema analizado alcanzaron predicciones de la resistencia similares a las obtenidas con el modelo $W/2$, además es importante resaltar que estas estrategias requieren de menor costo computacional.

Se observa que al igual que en los muros individuales analizados, la predicción de la distorsión última del sistema acoplado es afectada considerablemente por la reducción de la resistencia a compresión por la fisuración transversal del concreto. El análisis de diferentes valores del factor de reducción máxima (β_{\min}) mostró que, para el sistema acoplado analizado en este trabajo la mejor estimación de la distorsión última se alcanza cuando se adopta $\beta_{\min} = 0.86$ que resulta de la Ec. 2.17 propuesta por Nakamura *et al.* (2018), mostrando un error de únicamente 3.28%. El uso de $\beta_{\min} = 0.6$ sugerido por Damoni *et al.* (2014) y Belletti *et al.* (2016) subestima la distorsión última en -39% aproximadamente, y el uso de $\beta_{\min} = 0.4$ sugerido por Hendriks *et al.* (2017) y JSC (2007) subestima la distorsión última en -54%.

5.3 Principales contribuciones de la investigación

En este trabajo se propuso y se validó una estrategia numérica para reproducir el comportamiento cíclico de muros individuales y de sistemas de muros acoplados. La estrategia propuesta permitió reproducciones satisfactorias de la respuesta cíclica global y local de muros individuales y de sistemas de muros acoplados y permitió capturar los principales fenómenos involucrados en la respuesta de los elementos analizados. Entre estos fenómenos se encuentra la transferencia de esfuerzos entre los muros de los sistemas a acoplados a través de las vigas de acoplamiento y la formación del puntal de compresión hacia la base de los bordes confinados de los muros individuales y del sistema acoplado debido a la flexión del muro y el incremento de carga axial en dichas zonas, este puntal de compresión eventualmente genera la falla de los elementos.

La adopción de mallas grandes minimizó considerablemente el requerimiento computacional y el tiempo de análisis de los modelos sin tener una afectación significativa en la exactitud. Por ello, esta configuración podría extrapolarse al modelado de edificios completos. Además, la estrategia numérica propuesta presentó mayor estabilidad numérica que otras opciones analizadas.

Se analizó y se cuantificó la influencia de diferentes parámetros de modelado en la respuesta de muros individuales y de sistemas de muros acoplados en términos de la predicción del punto de fluencia y del punto de resistencia última, así como de la resistencia máxima alcanzada en cada ciclo de carga y de la energía disipada en cada ciclo. Este análisis puede ser de utilidad a los usuarios de las técnicas de EF y modelos de fisuración distribuida para seleccionar los parámetros de modelado más adecuados a sus requerimientos.

La validación del comportamiento de los modelos constitutivos del acero más ampliamente utilizados en la literatura permitió emitir recomendaciones sobre los parámetros de entrada más adecuados para la simulación del comportamiento del refuerzo en los muros individuales y sistemas acoplados, ya sea utilizando el programa DianaFEA u otro programa de análisis estructural. En los casos estudiados, el modelo de Dodd-Restrepo condujo a las mejores predicciones de la respuesta cíclica de los elementos.

Se mostró que la reducción de la resistencia a compresión del concreto debido al agrietamiento transversal tiene una influencia significativa en la respuesta cíclica de los muros individuales y en sistemas de muros acoplados de CR, especialmente en la predicción de la ductilidad última. El análisis de diferentes valores límite de reducción máxima (β_{\min}) ha permitido identificar que no existe un único factor β_{\min} que conduzca a los mejores resultados para todos los muros, y que es necesario investigar más al respecto. Además, existen variaciones significativas entre el factor de reducción que conduce a las mejores estimaciones en los muros individuales y en los sistemas acoplados. Para el sistema de muros acoplados analizado, la mejor estimación de la distorsión última se alcanza cuando

se adopta $\beta_{\min} = 0.86$ que resulta de la expresión propuesta por Nakamura *et al.* (2018), pero para muros individuales, las mejores predicciones de la distorsión última se alcanzan cuando se utiliza el factor $\beta_{\min} = 0.6$ sugerido por Damoni *et al.* (2014) y Belletti *et al.* (2016).

Se propuso y se validó una estrategia de solución que permitió obtener soluciones numéricamente estables en casos en donde las cargas se deben aplicar en términos de fuerzas en lugar de desplazamientos, lo que es un aporte interesante de este trabajo.

5.4 Recomendaciones para la modelación detalla de elementos y edificios completos de concreto reforzado

A continuación, se establecen recomendaciones para el modelado estructuras de CR mediante modelos de EF y de fisuración distribuida que contengan muros y sistemas de muros acoplados con características similares a los analizados en este trabajo.

1. El uso de mallas grandes condujo a predicciones satisfactorias de la respuesta cíclica de los muros individuales y de los sistemas de muros acoplados de CR analizados en este trabajo, logrando reducciones importantes en la capacidad computacional y tiempo de análisis requeridos. Por ello, para el mallado de estos elementos se sugiere:
 - a) Discretizar la altura de entrepiso de los muros individuales o muros con vigas de acoplamiento en al menos diez elementos y la altura de las vigas en al menos dos elementos.
 - b) El ancho de los muros y la longitud de las vigas se debe discretizar considerando la cantidad de EF necesaria para que la relación de aspecto de estos sea lo más cercana posible a 1.0 y en todo caso menor que 2.0. Esta recomendación también aplica a otros elementos de CR.
 - c) También se debe considerar la localización de las zonas con diferentes propiedades del concreto, ej. los bordes de los muros (concreto confinado) y en el alma (concreto sin confinar).
2. En el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para la Ciudad de México, sobre el “Modelado del Concreto” se recomienda incluir un inciso referente a la regularización de la curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión por efectos del tamaño de malla. Dicha regularización deberá realizarse con base en la noción de la energía de fractura, de modo que la deformación última del concreto a compresión (ε_u) quede definida de la siguiente manera:

$$\varepsilon_u = \frac{2G_c}{f'_c h} + \varepsilon_0$$

Donde: G_c es la energía de fractura del concreto a compresión, h es la longitud del elemento finito utilizado (barra o cascarón) y ε_0 es igual a $\varepsilon_c - \frac{f'_c}{E_c}$.

La energía de fractura a compresión del concreto confinado se puede estimar con el procedimiento propuesto por Jünemann *et al.* (2016), descrito en el inciso 2.3.3 del presente trabajo.

En los programas de análisis, se recomienda utilizar modelos de concreto basados en energía de fractura que realicen automáticamente la regularización de la curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión. En este trabajo, el modelo de concreto parabólico disponible en el programa DIANA FEA condujo a buenas predicciones de la respuesta cíclica de muros y sistemas de muros acoplados.

-
3. Para la modelación del concreto dentro del enfoque de fisuración distribuida, se recomienda adoptar el modelo de rotación de grietas. Este modelo condujo a las mejores predicciones de la respuesta cíclica de los muros analizado. Además, no requiere predefinir un comportamiento post-fisuración a cortante, por ello, involucra menos variables que deben ser calibradas.
 4. Para reproducir el comportamiento del acero, se recomienda el modelo de Dodd-Restrepo con los parámetros de entrada $p = 3.474$ para barras con diámetros $< \frac{1}{2}$ " o 3.362 para diámetros $> \frac{1}{2}$ " (Botero, 1996) y $\Omega=0.75$. Estos parámetros condujeron a los resultados más precisos en la simulación de los ensayos de barras de acero y en la simulación de los ensayos de muros individuales. Además, se observó que condujo a respuestas numéricas más estables.
 5. Se debe considerar el efecto de la reducción de la resistencia a compresión del concreto agrietado, ya que éste influye considerablemente en la distorsión última de los muros. Se recomienda incluir un inciso al respecto en el apéndice A "Modelado del Concreto" de las Normas Técnicas Complementarias para la Ciudad de México.
La reducción de la resistencia a compresión del concreto se relaciona con el incremento de la deformación principal de tensión y para considerarla se recomienda utilizar un modelo que no genere afectaciones en el módulo de elasticidad del concreto, como el modelo de Vecchio y Collins (1993) descrito en el inciso 2.3.6 de este trabajo. Esto se logra reduciendo la resistencia a compresión del concreto y su deformación correspondiente por el mismo factor.
La reducción de la resistencia a compresión se debe limitar a un factor β_{\min} , en muros de CR se recomienda adoptar un factor de reducción máxima $\beta_{\min} = 0.6$, es decir, mantener al menos un 60% de la capacidad a compresión del concreto. Este valor condujo a predicciones razonables de la distorsión última para la mayoría de los muros analizados en este trabajo, con errores máximos en el intervalo de $\pm 33\%$. Si se desean estimaciones más conservadoras, se puede utilizar un factor β_{\min} de hasta 0.4. Valores más bajos de β_{\min} conducirían a reducciones excesivas de la resistencia a compresión del concreto.
 6. Finalmente, se recomienda que, para la simulación de estructuras de CR mediante técnicas de EF y modelos de fisuración distribuida, se inicie con un modelo lo más sencillo posible que consideren los fenómenos físicos más importantes y a medida se observe su necesidad, se incluyan otros fenómenos (p.ej. Deslizamiento entre el acero y el refuerzo). Esto permitirá tener un mejor control de las técnicas utilizadas.

5.5 Trabajo futuro

Para trabajos futuros sobre la simulación de muros y sistemas de muros acoplados se recomienda:

1. Establecer procedimientos que permitan regularizar las propiedades del acero de refuerzo por efectos del tamaño de malla cuando éste se considera perfectamente adherido a los elementos de concreto.
 2. Analizar la influencia del pandeo de las barras de refuerzo en la distorsión última de los muros. Para ello, es necesario incorporar en el programa DianaFEA un modelo para la respuesta cíclica del acero que considere este efecto. Dashti *et al.*, (2018) sugiere incorporar modelos de pandeo basados en deformaciones como el modelo de Dhakal y Maekawa (2002b) dentro de modelos disponibles en el programa DianaFEA para el refuerzo como los modelos de Dodd y Restrepo-Posada (1995); Menegotto y Pinto (1973) y Monti y Nuti (1992).
-

-
3. Analizar el efecto en la distorsión última de los muros de la reducción de la resistencia a compresión por la fisuración lateral del concreto en combinación con el pandeo de las barras de refuerzo, para determinar los factores de β_{\min} que conducen a las distorsiones experimentales considerando ambos fenómenos.
 4. Los modelos de concreto con base en fisuración distribuida utilizados condujeron a predicciones satisfactorias de la respuesta cíclica y de la resistencia de los muros y del sistema acoplado analizado. Las mayores diferencias con los datos experimentales se presentaron en términos de la energía disipada. Es importante recordar que en el comportamiento histerético de estos modelos, no se consideran deformaciones permanentes, sino que descargan hacia el origen. Por ello, sería interesante analizar modelos de concreto en los que el comportamiento carga/descarga considere las deformaciones permanentes y analizar su influencia en la energía disipada.
 5. Se requiere realizar más campañas numéricas con muros individuales de CR utilizando la estrategia de modelado propuestas. Esto permitirá incrementar el conocimiento acerca del factor β_{\min} y establecer correlaciones y expresiones que permitan seleccionar el factor β_{\min} de una manera más precisa y acorde a las características de los elementos. Además, la estrategia numérica propuesta debe ser validada ante cargas dinámicas.
 6. Se requiere llevar a cabo más campañas experimentales sobre sistemas de muros acoplados con configuraciones de ensayo y de aplicación de carga más sencillas a las analizadas en este trabajo. De modo que su simulación involucre menos incertidumbres y permitan incrementar el conocimiento sobre el comportamiento de estos sistemas.
 7. También sería interesante incluir sistemas de muros acoplados con losa de entrepiso para analizar la influencia de ésta en la respuesta de las vigas de acoplamiento y en la respuesta global del sistema. Además, es necesario realizar más campañas numéricas utilizando la estrategia propuesta para identificar los fenómenos que influyen en la respuesta de estos sistemas y en la disipación energética.

Espacio en blanco dejado intencionalmente.

Página en blanco dejada intencionalmente.

Referencias

- ACI 318-08, 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Michigan.
- ACI 318M-19, 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Michigan. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- ACI Committe 374, 2017. SP-339: Performance-Based Seismic Design of Concrete Buildings: State of the Practice, en: Dragovich, J., Hueste, M.B., Kehoe, B., Kim, I. (Eds.), ACI Concrete Convention. Anaheim, California, USA.
- Aktan, A.E., Karlsson, B.I., Sozen, M.A., 1973. Stress-strain relationships of reinforcing bars subjected to large strain reversals. Report, Structural Research Series No. 397, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.
- Alsawat, J., Saatcioglu, M., 1992. Reinforcement Anchorage Slip under Monotonic Loading. Journal of Structural Engineering, ASCE 118, 2421-2438.
- Álvarez, R., Restrepo, J.I., Panagiotou, M., 2020a. RC Wall Plastic Hinge Out-of-Plane Buckling: Analysis Using the Nonlinear Beam-Truss Model. Journal of Structural Engineering 146, 04020274. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002836](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002836)
- Álvarez, R., Restrepo, J.I., Panagiotou, M., Godínez, S.E., 2020b. Analysis of reinforced concrete coupled structural walls via the Beam-Truss Model. Engineering Structures 220, 111005. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111005>
- Álvarez, R., Restrepo, J.I., Panagiotou, M., Santhakumar, A.R., 2019. Nonlinear cyclic Truss Model for analysis of reinforced concrete coupled structural walls. Bulletin of Earthquake Engineering 17, 6419–6436. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00639-8>
- Arabzadeh, H., Galal, K., 2017. Seismic Collapse Risk Assessment and FRP Retrofitting of RC Coupled C-Shaped Core Walls Using the FEMA P695 Methodology. Journal of Structural Engineering 143, 04017096. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001820](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001820)
- Arabzadeh, H., Goguen, K., Pelletier, K., Bouaanani, N., Galal, K., 2017. Evaluation of Finite and Fiber Elements Rc Models for Nonlinear Cyclic Analysis of U Shaped Shear Wall, en: 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017. Santiago Chile.
- Arias-Lara, D., Arnau Delgado, O., Murià-Vila, D., 2017. Simulación de la respuesta cíclica en muros de concreto reforzado mediante modelos de fisuración distribuida, en: XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 20-23 septiembre, 2017, Guadalajara, Jalisco.
- Arias-Lara, D., Arnau, O., Murià-Vila, D., 2018. Smearred crack FE model configurations to simulate RC walls cyclic behavior, en: Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering Integrating Science, Engineering & Policy. Los Angeles, California.
- Arnau, O., Arias-Lara, D., Murià-Vila, D., s/f. Simulating the cyclic response of shear walls using coarse mesh FE models. Manuscrito en preparación.
- Arnau, O., Murià-Vila, D., 2018. Simulation of coupling beams cyclic response through smeared crack finite element models, en: 16TH European Conference on Earthquake Engineering. Thessaloniki, Greece.
- Arnau, O., Murià-Vila, D., Pérez, K., Zárate, G., 2017. Capability Analysis of Nonlinear 3D Coarse

Referencias

-
- Mesh FE Models in Reproducing the Shear Cyclic Response of RC Members, en: 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago, Chile. Santiago Chile.
- Arteta, C.A., Araújo, G.A., Torregroza, A.M., Martínez, A.F., Lu, Y., 2019. Hybrid approach for simulating shear-flexure interaction in RC walls with nonlinear truss and fiber models. *Bulletin of Earthquake Engineering* 17, 6437–6462. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00681-6>
- Ashtiani, M.S., Dhakal, R.P., Scott, A.N., 2018. Cyclic response analysis of high-strength self-compacting concrete beam-column joints: numerical modelling and experimental validation. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 51, 23–33.
- Barbachyn, S.M., Kurama, Y.C., McGinnis, M.J., 2015. Large-Scale Experimental Evaluation of Post-Tensioned Coupled Shear Wall Systems for Seismic Regions. Report #NDSE-2015-01, University of Notre Dame.
- Barbachyn, S.M., Kurama, Y.C., Novak, L.C., 2012. Analytical Evaluation of Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams under Lateral Loads. *ACI Structural Journal* 109, 497–507.
- Bathe, K.-J., 2006. *Finite Element Procedures*, 2nd ed. Prentice Hall, Pearson Education, Inc.
- Bažant, Z.P., 1986. Mechanics of Distributed Cracking. *Applied Mechanics Reviews* 39, 675–705. <https://doi.org/10.1115/1.3143724>
- Bažant, Z.P., Belytschko, T.B., Chang, T.-P., 1984. Continuum theory for strain-softening. *Journal of Engineering Mechanics* 110, 1666–1692.
- Bažant, Z.P., Oh, B.H., 1983. Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Constructions* 16, 155–177. <https://doi.org/10.1007/BF02486267>
- Bažant, Z.P., Ozbolt, J., Eligehausen, R., 1994. Fracture size effect: Review of evidence for concrete structures. *Journal of Structural Engineering* 120, 2377–2398.
- Belarbi, A., Hsu, T.T.C., 1995. Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension-compression. *ACI Materials Journal* 92, 562–573. <https://doi.org/10.14359/907>
- Belarbi, A., Hsu, T.T.C., 1994. Constitutive laws of concrete in tensión and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Structural Journal* 91, 465–474.
- Belletti, B., Damoni, C., Den Uijl, J.A., Hendriks, M.A.N., Walraven, J.C., 2013a. Shear resistance evaluation of prestressed concrete bridge beams: Fib Model Code 2010 guidelines for level IV approximations. *Structural Concrete* 14, 242–249. <https://doi.org/10.1002/suco.201200046>
- Belletti, B., Damoni, C., Gasperi, A., 2013b. Modeling approaches suitable for pushover analyses of RC structural wall buildings. *Engineering Structures* 57, 327–338. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.09.023>
- Belletti, B., Damoni, C., Hendricks, M.A.N., 2012. Development of guidelines for nonlinear finite element analyses of existing reinforced and pre-stressed beams. *European Journal of Environmental and Civil engineering* 15, 1361–1384. <https://doi.org/10.3166/ejece.15.1361-1384>
- Belletti, B., Scolari, M., Almeida, J., Beyer, K., 2016. Validation of NLFEA of Reinforced Concrete Walls Under Bidirectional Loading. *Proceedings of Italian Concrete Days 2016. ICD 2016, Lecture Notes in Civil Engineering* 10, 32–48. https://doi.org/10.1007/978-3-319-78936-1_3
- Belletti, B., Stocchi, A., Scolari, M., Vecchi, F., 2017. Validation of the PARC_CL 2.0 crack model for the assessment of the nonlinear behaviour of RC structures subjected to seismic action:
-

Referencias

-
- SMART 2013 shaking table test simulation. *Engineering Structures* 150, 759–773. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.058>
- Belytschko, T. ed, Bažant, Z.P., Hyun, Y.-W., Chang, T.-P., 1986. Strain-Softening Materials and Finite-Element Solutions. *Computers and Structures* 23, 163–180.
- Birely, A.C., 2012. Seismic Performance of Slender Reinforced Concrete Structural Walls. Ph.D. Thesis, University of Washington.
- Birrell, M., Astroza, R., Restrepo, J.I., Loftizadeh, K., Carreño, R., Bazález, R., Hernández, F., 2021. Bayesian inference for calibration and validation of uniaxial reinforcing steel models. *Engineering Structures* 243, 112386. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112386>
- Botero, J.C., 1996. Pandeo en barras de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles. Master's Thesis, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Calderón, S., Arnau, O., Sandoval, C., 2019. Detailed micro-modeling approach and solution strategy for laterally loaded reinforced masonry shear walls. *Engineering Structures* 201, 109786. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109786>
- Carreño, R., Lotfizadeh, K.H., Conte, J.P., Restrepo, J.I., 2020. Material Model Parameters for the Giuffrè-Menegotto-Pinto Uniaxial Steel Stress-Strain Model. *Journal of Structural Engineering* 146, 04019205. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)146-04019205](https://doi.org/10.1061/(ASCE)146-04019205)
- CEB-FIP, 2013. fib Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne, Switzerland. <https://doi.org/10.1002/9783433604090>
- Damoni, C., Belletti, B., Esposito, R., 2014. Numerical prediction of the response of a squat shear wall subjected to monotonic loading. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 18, 754–769. <https://doi.org/10.1080/19648189.2014.896753>
- Dashti, F., Dhakal, R.P., Pampanin, S., 2018. Validation of a Numerical Model for Prediction of Out-of-Plane Instability in Ductile Structural Walls under Concentric In-Plane Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering* 144, 04018039. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002013](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002013)
- Dashti, F., Dhakal, R.P., Pampanin, S., 2017. Numerical Modeling of Rectangular Reinforced Concrete Structural Walls. *Journal of Structural Engineering* 143, 04017031. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001729](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001729)
- Dazio, A., Beyer, K., Bachmann, H., 2009. Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures* 31, 1556–1571. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.018>
- Deaton, J.B., 2013. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete exterior beam-column joints with nonseismic detailing. Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology.
- Deierlein, G., Reinhorn, A., Willford, M., 2010. Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, A Guide for Practicing Engineers, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4.
- Dhakal, R.P., Maekawa, K., 2002a. Path-dependent cyclic stress-strain relationship of reinforcing bar including buckling. *Engineering Structures* 24, 1383–1396. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00080-9](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00080-9)
- Dhakal, R.P., Maekawa, K., 2002b. Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforced Concrete Members. *Journal of Structural Engineering* 128, 1253–1262.
-

Referencias

-
- [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2002\)128:10\(1253\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:10(1253))
- DIANA FEA, 2019. DIANA Finite Element Analysis-Documentation release 10.3. Delft, The Netherlands.
- Ding, R., Tao, M.-X.X., Nie, X., Mo, Y.L.L., 2017. Fiber beam-column model for diagonally reinforced concrete coupling beams incorporating shear and reinforcement slip effects. *Engineering Structures* 153, 191–204. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.10.035>
- Ding, R., Tao, M.X., Nie, X., Mo, Y.L., 2018. Analytical model for seismic simulation of reinforced concrete coupled shear walls. *Engineering Structures* 168, 819–837. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.003>
- Dodd, L.L., Restrepo-Posada, J.I., 1995. Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel. *Journal of Structural Engineering* 121, 433–445. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1995\)121:3\(433\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1995)121:3(433))
- Ebrahimian, H., 2015. Nonlinear Finite Element Model Updating for Nonlinear System and Damage Identification of Civil Structures. Ph.D. Thesis, University of California.
- Ebrahimian, H., Astroza, R., Conte, J.P., Hutchinson, T.C., 2018. Pretest Nonlinear Finite-Element Modeling and Response Simulation of a Full-Scale 5-Story Reinforced Concrete Building Tested on the NEES-UCSD Shake Table. *Journal of Structural Engineering* 144, 1–18. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001963](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001963)
- EN 1992-1-1, 2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels.
- Engen, M., Hendriks, M.A.N., Øverli, J.A., Aldstedt, E., 2014. Large scale non-linear finite element analyses of reinforced concrete structures. *Proceedings of the 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering* 541–546.
- Engen, M., Hendriks, M.A.N., Øverli, J.A., Åldstedt, E., 2015. Solution strategy for non-linear finite element analyses of large reinforced concrete structures. *Structural Concrete* 16, 389–397. <https://doi.org/10.1002/suco.201400088>
- Fafard, M., Massicotte, B., 1993. Geometrical interpretation of the arc-length method. *Computers and Structures* 46, 603–615. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(93\)90389-U](https://doi.org/10.1016/0045-7949(93)90389-U)
- Feenstra, P.H., 1993. Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete. Delft University of Technology.
- FEMA 440, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Washington, D.C.
- FEMA P-58-6, 2018. Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Buildings. Washington, D.C.
- Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V.V., 1983. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. EERC Report 83/19. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, California.
- Fragiadakis, M., Pinho, R., Antoniou, S., 2007. Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading, en: *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Rethymno, Crete, Greece. <https://doi.org/10.1201/9780203881637.ch22>
- Gobierno de la Ciudad de México, 2023. Normas técnicas complementarias para el diseño y
-

Referencias

- construcción de estructuras de concreto. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, no 220 bis, Ciudad de México, México, Ciudad de México, México.
- Govindjee, S., Kay, G.J., Simo, J.C., 1995. Anisotropic modelling and numerical simulation of brittle damage in concrete. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 38, 3611–3633. <https://doi.org/10.1002/nme.1620382105>
- Gullu, M.F., Orakcal, K., Kolozvari, K., 2019. The fixed-strut-angle finite element (FSAFE) model for reinforced concrete structural walls. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2019 17:12 17, 6463–6489. <https://doi.org/10.1007/S10518-019-00641-0>
- Harries, K.A., 2001. Ductility and deformability of coupling beams in reinforced concrete coupled walls. *Earthquake Spectra* 3, 457–478.
- Hendriks, M.A.N., de Boer, A., Belletti, B., 2017. Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures, Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, Report RTD:1016-1:2017.
- Hidalgo, P.A., Ledezma, C.A., Jordan, R.M., 2002. Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls. *Earthquake Spectra* 18, 287–308. <https://doi.org/10.1193/1.1490353>
- Hiraishi, H., 1984. Evaluation of Shear and Flexural Deformations of Flexural Type Shear Walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 17, 135–144. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.17.2.135-144>
- Hognestad, E., 1951. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. *University of Illinois Bulletin* 49.
- Hordijk, D.A., 1991. Local approach to fatigue of concrete. Ph.D. Thesis, University of Delft.
- IBC-SEAOC, 2007. Structural/ Seismic Design Manual, Volume 3: examples for concrete buildings. Sacramento, California.
- Jansen, D., Shah, S., 1997. Effect of length on compressive strain softening of concrete. *ASCE Journal of Engineering Mechanics* 123, 25–35.
- JSCE, 2007. Guidelines for concrete No. 15: Standard Specifications for Concrete Structures-2007 “Design”. Tokyo, Japan.
- Jünemann, R., 2016. Response of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings During the 2010, Chile Earthquake. Ph.D. Thesis, Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Jünemann, R., de la Llera, J.C., Hube, M.A., Vásquez, J., Chacón, M., 2016. Study of the damage of reinforced concrete shear walls during the 2010 Chile earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1621–1641. <https://doi.org/10.1002/eqe>
- Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S., Aoyama, H., 1983. Analysis of the full-scale seven-story reinforced concrete test structure. *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo, Series B* 37, 431–478.
- Karayannis, C.G., 2000. Smearred crack analysis for plain concrete in torsion. *Journal of Structural Engineering* 126, 638–645.
- Karthik, M.M., Mander, J.B., 2011. Stress-Block Parameters for Unconfined and Confined Concrete Based on a Unified Stress-Strain Model. *ASCE Journal of Structural Engineering* 137, 270–273. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000294](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000294) CE
- Kaufmann, W., 1998. Strength and Deformations of Structural Concrete Subjected to In-Plane Shear
-

Referencias

-
- and Normal Forces. Strength and Deformations of Structural Concrete Subjected to In-Plane Shear and Normal Forces. <https://doi.org/10.1007/978-3-0348-7612-4>
- Kent, D.C., Park, R., 1973. Cyclic load behaviour of reinforcing steel. *Strain* 9, 98–103. <https://doi.org/10.1111/j.1475-1305.1973.tb01816.x>
- Kent, D.C., Park, R., 1971. Inelastic behavior of reinforced concrete members with cyclic loading. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 4, 108–125.
- Kolozvari, K., 2013. Analytical Modeling of Cyclic Shear - Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. Ph.D. Thesis, University of California, Los Angeles.
- Kolozvari, K., Arteta, C., Fischinger, M., Gavridou, S., Hube, M., Isaković, T., Lowes, L., Orakcal, K., Vásquez, J., Wallace, J., 2018a. Comparative study of state-of-the-art macroscopic models for planar reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal* 115, 1637–1657. <https://doi.org/10.14359/51710835>
- Kolozvari, K., Biscombe, L., Dashti, F., Dhakal, R.P., Gogus, A., Gullu, M.F., Henry, R.S., Massone, L.M., Orakcal, K., Rojas, F., Shegay, A., Wallace, J., 2019. State-of-the-art in nonlinear finite element modeling of isolated planar reinforced concrete walls. *Engineering Structures* 194, 46–65. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.097>
- Kolozvari, K., Orakcal, K., Wallace, J.W., 2014a. Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. I: Theory. *Journal of Structural Engineering* 141, 04014135. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001059](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001059)
- Kolozvari, K., Terzic, V., Miller, R., Saldana, D., 2018b. Assessment of dynamic behavior and seismic performance of a high-rise RC coupled wall building. *Engineering Structures* 176, 606–620. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.100>
- Kolozvari, K., Tran, T.A., Orakcal, K., Wallace, J.W., 2014b. Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. II: Experimental Validation. *Journal of Structural Engineering* 141, 04014136. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001083](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001083)
- Kolozvari, K., Wallace, J.W., 2016. Practical Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls. *Journal of Structural Engineering* 142, G4016001. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001492](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001492)
- Kotsovos, M.D., Pavlović, M.N., 2004. Size effects in beams with small shear span-to-depth ratios. *Computers and Structures* 82, 143–156. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2003.10.001>
- Kotsovos, M.D., Pavlović, M.N., 1986. Non-linear finite element modelling of concrete structures: Basic analysis, phenomenological insight, and design implications. *Engineering Computations* 3, 243–250. <https://doi.org/10.1108/eb023663>
- Kwak, H., Kim, S., 2001. Bond – slip behavior under monotonic uniaxial loads. *Engineering Structures* 23, 298–309.
- Kwan, W.P., Billington, S.L., 2001. Simulation of Structural Concrete under Cyclic Load. *Journal of Structural Engineering* 127, 1392–1401.
- Lee, N., Bathe, K., 1993. Effects of element distortions on the performance of isoparametric elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 36, 3553–3576.
- Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 2017. An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region. Los Angeles, California.
-

Referencias

-
- Lowes, L.N., Lehman, D.E., Baker, C., 2016. Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D. SEAOC Convention. <https://doi.org/10.1093/cercor/bhs078>
- Lu, Y., Panagiotou, M., 2016. Three-dimensional beam-truss model for reinforced concrete walls and slabs - part 2: modeling approach and validation for slabs and coupled walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 45, 1707–1724. <https://doi.org/10.1002/eqe.2720>
- Malcolm, R.C., 2015. Seismic performance of reinforced concrete coupled walls. Master Thesis, University of Auckland.
- Mander, J.B., 1983. Seismic design of bridges piers. Ph.D. Thesis, University of Canterbury.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering* 114, 1804–1825.
- Markeset, G., Hillerborg, A., 1995. Softening of Concrete in Compression Localization and Size Effects. *Cement and Concrete Research* 25, 702–708.
- Massone, L.M., Orakcal, K., Wallace, J.W., 2006. Shear-Flexure Interaction for Structural Walls. *ACI Special Publication* 236–7.
- May, I.M., Duan, Y., 1997. A local arc-length procedure for strain softening. *Computers and Structures* 64, 297–303. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(96\)00172-1](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(96)00172-1)
- Menegotto, M., Pinto, P.E., 1973. Methods of analysis of cyclically loaded R.C. Plane frames including changes and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, en: Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads. Lisboa, Portugal, pp. 15–22.
- Mihaylov, B.I., Franssen, R., 2017. Shear-flexure interaction in the critical sections of short coupling beams. *Engineering Structures* 152, 370–380. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.024>
- Mikame, A., Uchida, K., Noguchi, H., 1991. A study of compressive deterioration of cracked concrete, en: Workshop on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, Columbia Univ., New York, N.Y.
- Miyahara, T., Kawakami, T., Maekawa, K., 1987. Nonlinear behavior of cracked reinforced concrete plate element under uniaxial compression. *Journal of JSCE* 378 6, 249–258. https://doi.org/10.2208/jscej.1987.378_249
- Moehle, J., 2015. Seismic design of reinforced concrete buildings. McGraw-Hill Education.
- Mohr, D.S., 2007. Nonlinear Analysis and Performance Based Design Methods for Reinforced Concrete Coupled Shear Walls. Master Thesis, University of Washington.
- Monti, G., Nuti, C., 1992. Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling. *Journal of Structural Engineering* 118, 3268–3284. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118)
- Murià-Vila, D., Arnau Delgado, O., Aguilar Silva, G.G., Arias Lara, D., Pérez-Liévana, K., 2020. Monitoring of a rehabilitated building in soft soil in Mexico and structural response to September 2017 earthquakes: Part 2: Numerical simulation. *Earthquake Spectra* 36, 238–261. <https://doi.org/10.1177/8755293020970973>
- Nabilah, A.B., Koh, C.G., Izian, A.K., Farah Nora, F.N.A., 2020a. Development of Finite Element Analysis for Intermediate Length Coupling Beams Considering Bond-Slip Interface.
-

Referencias

-
- International Journal of Concrete Structures and Materials 14, 1–10. <https://doi.org/10.1186/s40069-020-00409-w>
- Nabilah, A.B., Koh, C.G., Safiee, N.A., Mohd. Nasir, N.A., 2020b. Analysis of conventionally reinforced coupling beams using non-linear strut-and-tie model, en: Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings. ICE Publishing, pp. 429–439. <https://doi.org/10.1680/jstbu.18.00095>
- Naish, D., 2010. Testing and modeling of reinforced concrete coupling beams. Ph.D. Thesis, University of California.
- Naish, D., Fry, A., Klemencic, R., Wallace, J., 2013. Reinforced Concrete Coupling Beams-Part I: Testing. ACI Structural Journal 110, 1057–1066.
- Nakamura, H., Nanri, T., Miura, T., Roy, S., 2018. Experimental investigation of compressive strength and compressive fracture energy of longitudinally cracked concrete. Cement and Concrete Composites 93, 1–18. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.06.015>
- Nakamura, H., Takeshi, H., 1999. Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, en: US–Japan seminar on post-peak behavior of reinforced concrete structures subjected to seismic loads: recent advances and challenges on analysis and design. pp. 471–487.
- Nan Shiu, K., Takayanagi, T., Gene Corley, W., 1984. Seismic Behavior of Coupled Wall Systems. Journal of Structural Engineering 110, 1051–1066.
- Ngo, D., Scordelis, A.C., 1967. Finite element analysis of reinforced concrete beams. ACI Journal 64, 152–163.
- Nilsen-Nygaard, I., 2015. Structural Safety Assessment of Reinforced Concrete Structures with Nonlinear Finite Element Analyses and the Significance of the Modelling Uncertainty. Master's Thesis, Norwegian University of Science and Technology.
- Niroomandi, A., Pampanin, S., Dhakal, R.P., Ashtiani, M.S., 2016. Finite element analysis of RC rectangular shear walls under bi-directional loading, en: The New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Annual Technical Conference.
- Niroomandi, A., Pampanin, S., Dhakal, R.P., Ashtiani, M.S., Nokes, R., 2021. Experimental study on the effects of bi-directional loading pattern on rectangular reinforced concrete walls. Earthquake Engineering & Structural Dynamics ege.3433. <https://doi.org/10.1002/eqe.3433>
- Oesterle, R.G., Fiorato, A.E., Johal, L.S., Carpenter, J.E., Russell, H.G., 1976. Earthquake Resistant Structural Walls. Tests of Isolated Walls. Report NSF/RA-760815, Portland Cement Association (PCA).
- Orakcal, K., Massone, L.M., Wallace, J.W., 2006. Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses. PEER Report 2006/07, Pacific Earthquake Engineering Research Center. Los Angeles, California.
- Orakcal, K., Wallace, J.W., Conte, J.P., 2004. Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls-Model Attributes. ACI Structural Journal 101, 688–698. <https://doi.org/10.14359/13391>
- Ozselcuk, A., 1990. Experimental and Analytical Studies of Coupled Wall Structures. Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley.
- Panagiotou, M., Restrepo, J.I., Schoettler, M., Kim, G., 2012. Nonlinear Cyclic Truss Model for Reinforced Concrete Walls. ACI Structural Journal 109.
-

Referencias

-
- Park, H., Eom, T., 2007. Truss Model for Nonlinear Analysis of RC Members Subject to Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering* 133, 1351–1363. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:10\(1351\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:10(1351))
- Parra-Torres, P.F., 2015. Stability of Reinforced Concrete Wall Boundaries. Ph.D. Thesis, University of California.
- Paulay, T., Taylor, R.G., 1981. Slab coupling of earthquake-resisting shearwalls. *ACI Journal* 78, 130–140.
- PEER/ATC-72-1, 2010. Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Berkeley, CA.
- PEER/TBI, 2017. Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings (version 2.03). PEER Report 2017/06. Berkeley, California.
- Pérez-Liévana, K., 2019. Simulación numérica de la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco. Master Thesis, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Pérez-Liévana, K., Arnau Delgado, O., Murià-Vila, D., 2020. Influencia del modelado de losas de entrepiso en el comportamiento no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco, en: XXII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Aguascalientes, Aguascalientes. p. 0.
- Pettersen, J.S., 2014. Non-Linear Finite Element Analyses of Reinforced Concrete with Large Scale Elements. Master's Thesis, Norwegian University of Science and Technology.
- Pilakoutas, K., Elnashai, A.S., 1995. Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Cantilever Walls, Part I: Experimental Results. *ACI Structural Journal* 92, 271–281.
- Pimentel, M., 2011. Numerical modelling for safety examination of existing concrete bridges. Ph.D. Thesis, University of Porto.
- Pimentel, M., 2004. Modelação e análise de estruturas laminares de betão: Possibilidades e desafios. Master Thesis, University of Porto.
- Rashid, Y.R., 1968. Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear Engineering and Design* 7, 334–344. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(68\)90066-6](https://doi.org/10.1016/0029-5493(68)90066-6)
- Riks, E., 1979. An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems. *International Journal of Solids and Structures* 15, 529–551. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(79\)90081-7](https://doi.org/10.1016/0020-7683(79)90081-7)
- Robinson, J.R., 1961. Essais a l'effort tranchant de poutres a ame mince en béton armé. *Annales de Ponts et Chaussées* 131 (2), 225–255.
- Rodriguez, M., Botero, J.C., Villa, J., 1999. Cyclic stress-strain behavior of reinforcing steel including the effect of buckling. *Journal of Structural Engineering-Asce* 125, 605–612.
- Rosso, A., Almeida, J.P., Beyer, K., 2016. Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 14, 455–484. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9827-x>
- Rots J. G., B.J., 1989. Crack models for concrete: Discrete or smeared? fixed, multi-dimentional or rotating? *Heron* 34.
- Saatcioglu, M., Razvi, S.R., 1992. Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 118, 1590–1607.
-

Referencias

-
- Sagaseta, J., 2008. The influence of aggregate fracture on the shear strength of reinforced concrete beams. Ph.D. Thesis, University of London.
- Santhakumar, A.R., 1974. The ductility of coupled shear walls. Ph.D thesis, University of Canterbury.
- Selby, R.G., Vecchio, F.J., 1993. Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Report 93-02, University of Toronto, department of Civil Engineering.
- Shirai, N., Noguchi, H., 1989. Compressive deterioration of cracked concrete, en: Proc. ASCE Structures Congress 1989: Design, Analysis and Testing. ASCE, San Francisco, CA, USA, pp. 1–10.
- Surumi, R.S., Jaya, K.P., Greeshma, S., 2015. Modelling and Assessment of Shear Wall–Flat Slab Joint Region in Tall Structures. *Arabian Journal for Science and Engineering* 40, 2201–2217. <https://doi.org/10.1007/s13369-015-1720-z>
- Thomsen IV, J.H., Wallace, J.W., 2004. Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls-Experimental Verification. *Journal of Structural Engineering* 130, 618–630. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:4\(618\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618))
- 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, Rep. No. CU/ CEE-95/06. Potsdam, N.Y.
- Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., Jensen, J.J., 1987. Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design, en: In Proc. Symp. Utilization of High-Strength Concrete. Stavanger, Norway.
- Toprak, A.E., Bal, İ.E., Gülay, F.G., 2015. Review on the macro-modeling alternatives and a proposal for modeling coupling beams in tall buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 13, 2309–2326. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9720-z>
- Tran, T.A., Wallace, J.W., 2015. Cyclic testing of moderate-aspect-ratio reinforced concrete structural walls. *ACI Structural Journal* 112, 653–666. <https://doi.org/10.14359/51687907>
- Tripathi, M., Dhakal, R.P., Dashti, F., 2020. Nonlinear cyclic behaviour of high-strength ductile RC walls: Experimental and numerical investigations. *Engineering Structures* 222, 111116. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111116>
- Turgeon, J., 2011. The seismic performance of coupled reinforced concrete walls. Master Thesis, University of Washington.
- Van Mier, J.G.M., 1986. Multiaxial strain-softening of concrete - Part I: Fracture. *Materials and Structures* 19, 179–190. <https://doi.org/10.1007/BF02472035>
- Vasios, N., 2017. Nonlinear analysis of structures, the arc length method: formulation, implementation and applications. <https://doi.org/10.1201/9780203711255>
- Vásquez, J.A., Jünemann, R., De la Llera, J.C., Hube, M.A., Chacón, M.F., 2020. Three-dimensional nonlinear response history analyses for earthquake damage assessment: A reinforced concrete wall building case study. *Earthquake Spectra* 1–27. <https://doi.org/10.1177/8755293020944180>
- Vecchio, F.J., 2000. Disturbed stress field models for reinforced concrete: Formulation. *Journal of Structural Engineering* 126, 1070–1077.
- Vecchio, F.J., Collins, M.P., 1993. Compression response of cracked reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering* 119, 3590–3610.
-

Referencias

- Vecchio, F.J., Collins, M.P., 1986. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal* 83, 219–231.
- Vecchio, F.J., Collins, M.P., 1982. Response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses. Publication No. 82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 332.
- Vecchio, F.J., Selby, R.G., 1991. Toward compression-field analysis of reinforced concrete solids. *Journal of Structural Engineering* 117, 1740–1758.
- Villalobos, E., 2014. Seismic response of structural walls with geometric and reinforcement discontinuities. Ph.D thesis, Purdue University.
- Villalobos, E., Escolano-Margarit, D., Ramírez-Márquez, A.L., Pujol, S., 2017. Seismic response of reinforced concrete walls with lap splices. *Bulletin of Earthquake Engineering* 15, 2079–2100. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0051-0>
- Vulcano, A., Bertero, V. V., 1987. Analytical Models for Predicting the Lateral Response of RC Shear Walls: Evaluation of Their Reliability. Report UCB/EERC-87/19, Earthquake Engineering Research Center.
- Zhu, R.R.H., Hsu, T.T.C., 2002. Poisson effect in reinforced concrete membrane elements. *ACI Structural Journal* 99, 631–640. <https://doi.org/10.14359/12303>