



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

**COMPORTAMIENTO DE MUROS DE DIAFRAGMA ANTE CARGAS
LATERALES**

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

PRESENTA:
JESÚS MARTIN LEAL GRACIANO

DIRECTORES DE TESIS:
DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. JOSÉ HUMBERTO CASTORENA GONZÁLEZ, FACULTAD DE INGENIERÍA
MOCHIS (UAS)

COMITÉ TUTOR:
DR. ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA, INSTITUTO DE IN
DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ, CENAPRED
DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN, INSTITUTO DE INGENIERÍA

Ciudad Universitaria, Cd. Mx., Febrero 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

Secretario: DR. OSCAR LOPÉZ BÁTIZ

Vocal: DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

1^{er.} Suplente: DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN

2^{do.} Suplente: DR. JOSÉ HUMBERTO CASTORENA GONZÁLEZ

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mis directores de tesis, Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante y Dr. José Humberto Castorena Gonzáles, por haber confiado en mí para la realización de este proyecto. Al Dr. Juan José le agradezco su paciencia y por compartir sus conocimientos y gran experiencia en la investigación.

A los miembros del Jurado asignado, quienes también fueron los integrantes de mi comité tutor, por sus valiosos comentarios que enriquecieron esta tesis.

A CONACYT por otorgarme la beca durante mis estudios de doctorado.

A la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) y su Comité de Mampostería, por brindarme una beca de terminación de tesis.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, en particular al Posgrado en Ingeniería Civil por otórgame el grado de doctor.

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Sinaloa por brindar el Laboratorio de Estructuras para la realización del programa experimental incluido en esta tesis. Especialmente agradezco al M.C Roger Ulises Hernández por su gran disposición en ayudar en el desarrollo de las pruebas.

Al CENAPRED por el préstamo del equipo de adquisición necesario para la realización de los ensayos de los especímenes.

A la maestra Basilia Quiñónez Esquivel por sus consejos personales y profesionales. Siempre agradeceré a dios que nuestras vidas se cruzaran.

A mis amigos Judith y Jesús por involucrarse en este proyecto y por brindarme palabras de aliento cuando no me sentía tan animado.

A mi familia, por su apoyo incondicional, especialmente a mis padres, Reina y Miguel Ángel por su cariño.

A mi esposa Marilyn y mis dos hijos Evoleth y Martin por su amor; a mi esposa por su paciencia, por aguantarme en los malos ratos y disfrutar conmigo los mejores.

Gracias a Dios por permitirme cumplir este sueño; por brindarme una hermosa familia y grandes amigos.

DEDICATORIA

*A la memoria del Dr. Juan Ignacio
Velázquez Dimas*

RESUMEN

Se desarrolló una investigación experimental sobre el comportamiento de marcos de concreto reforzado con muros diafragma de mampostería. Las variables de estudio fueron la rigidez relativa muro/marco, el uso de elementos de confinamiento y el refuerzo horizontal. Se probaron seis especímenes a escala 1:2. Los resultados indican que la rigidez relativa muro/marco tiene un efecto relevante en la resistencia al agrietamiento en el muro y la resistencia máxima del sistema. Por otro lado, la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia lateral depende de la rigidez relativa muro/marco. Los elementos de confinamiento no incrementan la resistencia lateral ni la capacidad de desplazamiento del sistema; sin embargo, las dalas y castillos garantizan la estabilidad fuera del plano del muro y el contacto entre el muro y el marco. Además, se propone un modelo para predecir la respuesta de este sistema estructural ante carga lateral, el cual es nombrado, modelo de superposición. Los resultados indican que el modelo predice razonablemente bien la resistencia lateral y los momentos máximos en el marco a una distorsión dada, a juzgar por la comparación con los resultados experimentales.

ABSTRACT

An experimental investigation of the behavior of reinforced-concrete frames infilled with masonry walls was conducted. The study variables were the wall/frame stiffness ratio, the use of confining elements and horizontal reinforcement. Six specimens scaled 1:2 were tested. The results indicate that the wall/frame stiffness ratio has an important effect on the cracking strength of the walls and the maximum shear strength of the system. Moreover, the contribution of horizontal reinforcement to lateral strength depends on the wall/frame stiffness ratio. Confining elements surrounding the infill walls do not increase the lateral strength nor the displacement capacity of the system; however, they enhance the out-of plane stability of the wall and the contact conditions between the wall and frame. In addition, a model is proposed to predict the response of this structural system subject lateral loading, which is named, superposition model. The results indicate that the model predicts reasonably well their lateral strength and the maximum moments in the frame to a given drift, judging by the comparison with the experimental results.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	ii
DEDICATORIA.....	iii
RESUMEN	iv
COMENTARIO INTRODUCTORIO.....	viii
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Justificación.....	4
1.1.1 Estudio de la rigidez relativa muro/marco	4
1.1.2 El uso de elementos de confinamiento.....	5
1.1.3 El uso de refuerzo horizontal.....	6
1.1.4 Método para predecir la respuesta del sistema a carga lateral	7
1.2 Objetivos	7
1.2.1 Objetivo general	7
1.2.2 Objetivos específicos	7
1.3 Metodología.....	8
1.4 Organización del documento.....	10
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	12
2.1 Introducción.....	12
2.2 Comportamiento de marcos rellenos con muros diafragma ante carga lateral	12
2.2.1 Modos de falla.....	14
2.3 Antecedentes de las variables en estudio	17
2.3.1 Rigidez relativa muro/marco	17
2.3.2 Elementos de confinamiento.....	19
2.3.3 Refuerzo horizontal en las juntas de mortero.....	21
2.4 El modelo de la diagonal equivalente.....	23
2.5 Especificaciones de los Códigos de Diseño.....	26
2.5.1 Normas Técnicas Complementarias para Mampostería del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTCM-RCDF 2004)	26
2.5.2 Código canadiense (CSA S304.1-14).....	28
CAPÍTULO 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	32
3.1 Introducción.....	32
3.2 Descripción de los especímenes.....	32

3.2.1 Configuración de prototipos y su diseño	32
3.2.2 Escalamiento de los prototipos.	33
3.2.3 Configuración de los especímenes.	34
3.2.4 Propiedades de los materiales.....	34
3.2.5 Refuerzo	36
3.2.6 Geometría de los muros.....	37
3.3 Construcción de los especímenes	37
3.4 Marco de carga	40
3.5 Secuencia de carga	42
3.6 Instrumentación.....	44
3.6.1 Medición de las cargas	44
3.6.2 Medición de los desplazamientos	44
3.6.3 Medición de las deformaciones en el refuerzo.....	45
CAPÍTULO 4. RESULTADOS DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	47
4.1 Introducción.....	47
4.2 Relación de rigidez muro/marco.....	47
4.3 Curvas histeréticas.....	48
4.3.1 Detalles del espécimen MD3NSR.....	50
4.4 Patrón de agrietamiento.....	50
4.4.1 Observaciones generales	50
4.4.2 Agrietamiento en el muro	51
4.4.3 Agrietamiento en la viga.....	52
4.4.4 Agrietamiento en las columnas	52
4.5 Curvas envolventes.....	53
4.5.1 Rigidez inicial	54
4.5.2 Resistencia al agrietamiento	54
4.5.3 Resistencia a la fluencia	55
4.5.4 Resistencia máxima.....	57
4.5.5 Degradación de la resistencia y resistencia última	58
4.5.6 Distorsión y ductilidad	59
4.6 Disipación de energía	61
4.7 Fuerzas internas en las columnas.....	63
CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	68

5.1 Introducción.....	68
5.2 Efectos de la rigidez relativa muro/marco	68
5.3 Efectos de los elementos de confinamiento	69
5.4 Efectos del refuerzo horizontal.....	70
5.5 El Caso especial del espécimen MD6N	72
CAPÍTULO 6. PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA DE LOS ESPECÍMENES	73
6.1 Introducción.....	73
6.2 Predicción de la rigidez lateral	73
6.3 Predicción de la resistencia a carga lateral	74
6.3.1 Propiedades de la diagonal equivalente	74
6.3.2 Resistencia a carga lateral. Modelo de la diagonal equivalente.....	76
6.3.3 Resistencia a carga lateral. Modelo de superposición	77
6.4 Predicción de los momentos flectores en las columnas y vigas.....	80
6.4.1 Momentos flectores. Modelo de la diagonal equivalente	80
6.4.2 Momentos flectores. Modelo de superposición	81
6.5 Discusión de la predicción de la respuesta de los especímenes	83
6.5.1 Modelo de la diagonal equivalente.....	83
6.5.2 Modelo de Superposición.....	83
CONCLUSIONES.....	85
BIBLIOGRAFÍA	87
APÉNDICE A1. PRUEBAS REALIZADAS A LOS MATERIALES	91
APÉNDICE A2. PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS INTERNAS EN LAS SECCIONES INSTRUMENTADAS Y EL MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN AGRIETADA	102
APÉNDICE A3. CÁLCULO DE LA FUERZA DESARROLLADA POR EL REFUERZO HORIZONTAL F_h	105

COMENTARIO INTRODUCTORIO

El presente trabajo de investigación contribuyó a la actualización del Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Gobierno del Distrito Federal (NTCM, 2004), relativo al diseño de muros diafragma. En el Capítulo 4 de las nuevas normas publicadas en diciembre del 2017 (NTCM, 2017) se establecen recomendaciones para el análisis y diseño de muros diafragma de mampostería adaptadas a las expresiones del código canadiense (CSA S304.1-14, 2014). Las expresiones fueron adaptadas a los parámetros de resistencia usados en la norma mexicana y se verificó que los resultados de resistencia calculados con dichas expresiones dan resultados satisfactorios, al compararlos con los resultados experimentales que se presentan en este estudio.

En este documento se hace referencia a la edición 2004 de las NTCM ya que ésta fue la edición vigente durante la elaboración de la tesis. Sin embargo, se advierte que al momento de la publicación de la tesis, la edición 2017 de las normas mexicanas ya había sido publicada.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Un sistema estructural comúnmente usado en México para edificaciones de mediana altura como viviendas verticales y oficinas es el compuesto por marcos de concreto o acero con muros diafragma en las colindancias. De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Mampostería del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTCM-RCDF, 2004), un muro diafragma es aquel muro que se encuentra rodeado por las vigas y columnas de un marco estructural, al que proporciona rigidez ante cargas laterales.

El comportamiento de estructuras a base de marcos es, en la actualidad, mejor entendido que el de otros sistemas estructurales, ya que la teoría de barras proporcionada por la mecánica de materiales es una herramienta suficientemente precisa para su análisis. Sin embargo, cuando se incluyen muros en las crujías de los marcos el problema se complica. El problema se vuelve aún más complejo cuando el muro es de mampostería, ya que al ser un material compuesto por la unión de piezas con mortero no es isotrópico ni homogéneo.

Las edificaciones a base de marcos rellenos con muros diafragma se han utilizado desde inicios del siglo XIX en construcciones de mediana altura. Algunas propiedades de la mampostería hacen que sea un material ideal para muros diafragma tales como resistencia al fuego, apariencia y aislamiento térmico y acústico.

Dado que se construyen después del sistema estructural principal, los muros diafragma no soportan cargas verticales. Sin embargo ante cargas sísmicas, el efecto de los muros de relleno en el comportamiento del sistema depende de su conexión con el marco. La construcción de los muros diafragma debe ser controlada por el diseño, para lo cual se pueden describir dos enfoques para controlar el comportamiento sísmico de marcos rellenos con muros diafragma (Tomazevic, 1999):

- El muro se construye como un elemento secundario, no estructural. En este caso, los muros se deben separar de la estructura principal mediante detalles

constructivos especiales, por lo que el muro no impide al marco que se deforme ante un sismo.

- El muro se construye para resistir cargas sísmicas. En este caso, el efecto de los muros de relleno durante sismos son tomados en cuenta en el diseño. Se debe proporcionar un detallado adecuado de la conexión entre el muro y marco para garantizar el contacto entre ambos elementos.

Es práctica común que las edificaciones a base de marcos rellenos con muros diafragma de mampostería se diseñen considerando al marco como el principal elemento para resistir las cargas. Usualmente se considera la contribución de los muros como una reserva de resistencia. Sin embargo, esta consideración no siempre conduce a diseños más seguros (Drysdale et al. 1999). Las experiencias sísmicas ocurridas en el pasado han dejado el aprendizaje que dependiendo de las propiedades físicas y mecánicas del muro y el marco, y de sus condiciones de refuerzo, la presencia del muro puede producir efectos benéficos o adversos en el comportamiento de la estructura.

Existen evidencias de los efectos benéficos de los muros de relleno en el comportamiento sísmico de edificaciones a base de marcos cuando éstos son distribuidos uniformemente en elevación y en plana de la edificación. Tales efectos consisten en incrementar significativamente su rigidez y resistencia, reduciendo la demanda de deformación y mejorando la capacidad de disipación de energía del sistema. Hamburger y Meyer (2006) discutieron el mejor desempeño estructural y resistencia al fuego de edificios de marcos de acero rellenos con mampostería comparados con otros sistemas estructurales durante el terremoto de San Francisco de 1906. Murty y Jain (2000) anotaron el excelente desempeño de marcos de concreto reforzado rellenos con muros de mampostería durante terremotos moderados en la India.

En contrapartida, se han detectado efectos adversos en el comportamiento de marcos rellenos durante experiencias sísmicas pasadas. Al proporcionar mayor rigidez al marco, los muros diafragma atraen mayor carga sísmica. Si el marco no posee suficiente resistencia a carga lateral y/o ductilidad, la resistencia del sistema

se reduce drásticamente después del agrietamiento del muro. Por otro lado, crujiás rellenas con muros diafragma localizadas en forma asimétrica en elevación y en planta de la edificación conducen a mecanismos de falla adversos que desencadenan el colapso prematuro de la estructura. Saatcioglu et al. (2001) describió el pobre desempeño de marcos de concreto reforzado rellenos con muros diafragma durante el terremoto de Kocaeli, Turquía en 1999. Estudios recientes realizados por Ravichandran y Klingner (2011) demostraron que si la resistencia de los muros de relleno excede el 35% de la resistencia total de un entrespaño se pueden producir efectos indeseables en el comportamiento no lineal de la estructura, tales como pisos blandos.

Los modelos analíticos más utilizados para evaluar la resistencia y rigidez de marcos rellenos con muros diafragma son los modelos de la diagonal equivalente. Los modelos analíticos basados en el concepto de diagonal equivalente, los cuales consideran la estructura como un marco arriostrado mediante un elemento diagonal en compresión que reemplaza al muro, proveen una adecuada predicción del comportamiento global del sistema (Madia and Parsekian 2011). En estos modelos analíticos, se emplean numerosas ecuaciones empíricas a través de las cuales, los investigadores han intentado relacionar las propiedades físicas y mecánicas del marco y el muro con algunos parámetros estructurales tales como rigidez lateral y la longitud de contacto entre el marco y muro diafragma. Las ecuaciones anteriormente mencionadas son función de parámetros adimensionales tales como los propuestos por Stafford-Smith (1962) y Bazán (1980) que expresan la rigidez relativa entre muro y marco.

Hoy en día, en algunos países, los códigos incluyen recomendaciones para el análisis y diseño sísmico de edificios a base de marcos y muros diafragma. Para estimar las fuerzas en los muros diafragma, el código canadiense (CSA S304.1-14 2014) sugiere utilizar el método de la diagonal equivalente, el cual se basa en el modelo propuesto por Stafford-Smith (1962). El código canadiense toma en cuenta tres modos de falla para el muro: falla por tensión diagonal, falla por deslizamiento a lo largo de las juntas de mortero y falla por aplastamiento de la diagonal incluyendo efectos de esbeltez. El código de Nueva Zelanda (NZS 4230, 2004) especifica que

“Los muros de relleno deben ser diseñados como estructuras que responden elásticamente, a menos que se realice un estudio especial para determinar su ductilidad estructural”. El código Mexicano (NTCM, 2004) solo considera la falla debido a tensión diagonal mediante una expresión específica para muros diafragma. Esta expresión ignora el incremento de resistencia debido a la carga vertical sobre el muro.

A pesar de los esfuerzos realizados en el estudio de marcos rellenos con muros diafragma, todavía permanecen numerosas incertidumbres. El comportamiento del sistema es complejo ya que es afectado por un gran número de variables, tales como las propiedades de los materiales, las dimensiones de los elementos, la relación de aspecto del muro y las condiciones de refuerzo.

1.1 Justificación

1.1.1 Estudio de la rigidez relativa muro/marco

La relación de rigidez muro/marco tiene una influencia significativa en el comportamiento de marcos rellenos con muros diafragma.

Stafford-Smith (1962) propuso el parámetro adimensional ($\lambda_h \cdot h$) para expresar la rigidez relativa entre muro y marco. El parámetro $\lambda_h \cdot h$ se define en la ecuación (1.1)

$$\lambda_h \cdot h = h \left(\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_f I_c h'} \right)^{1/4} \quad (1.1)$$

donde h es la altura al centro de la viga, θ es el ángulo de inclinación de la diagonal con respecto a la horizontal, E_f es el módulo de elasticidad del concreto usado en los elementos del marco, I_c es el momento de inercia de la sección transversal de las columnas respecto al eje centroidal perpendicular al plano del marco, E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería y t y h' son el espesor y la altura del muro.

La rigidez relativa muro/marco determina la longitud de contacto entre estos elementos (Capítulo 2). De acuerdo con el código canadiense (CSA S304.1-14

2014), la longitud de contacto entre muro y marco afecta la rigidez lateral y la resistencia al aplastamiento de muro. Stafford-Smith (1962, 1967) y Stafford-Smith y Carter (1969) utilizaron el parámetro de rigidez relativa $\lambda_h h$ para predecir la rigidez y resistencia lateral de marcos rellenos de varios niveles.

1.1.2 El uso de elementos de confinamiento

Los muros de mampostería simple tienen una muy limitada capacidad de distorsión y su resistencia se degrada rápidamente después de que la primera grieta por tensión diagonal aparece. La mampostería confinada es una alternativa que incrementa considerablemente la capacidad de desplazamiento de los muros. Meli (1973) describió el comportamiento experimental de muros de mampostería sujetos a carga lateral alternada, incluyendo muros con dalas y castillos y muros reforzados interiormente (mampostería reforzada parcialmente rellena utilizando piezas con espesores típicos menores o iguales a 150 mm). Con base en los resultados experimentales y en la observación directa del efecto de los terremotos, Meli (1973) concluyó que los muros con dalas y castillos tienen un mejor comportamiento que los muros de mampostería simple y los reforzados interiormente, al juzgar por la gran ductilidad que pueden alcanzar los muros confinados a pesar del importante daño en el muro. Además, los castillos proporcionan un considerable incremento en la estabilidad fuera del plano del muro.

En la mayoría de las ocasiones los muros diafragma consisten en muros de mampostería simple. La principal razón para no utilizar elementos de confinamiento es que se considera que los elementos del marco ya proveen confinamiento y consecuentemente no se requieren dalas y castillos para este propósito. Sin embargo, el marco se separa del muro para pequeños desplazamientos laterales, es decir que el efecto de confinamiento se pierde desde etapas tempranas en la respuesta del sistema ante un sismo. Por otro lado, en muros confinados típicos, donde la rigidez lateral de los castillos es pequeña comparada con la del muro, los elementos de concreto no se separan del muro, manteniendo su efecto de confinamiento hasta la falla del sistema (Perez-Gavilán *et al.* 2015). Otras razones para no utilizar elementos de confinamiento son el costo adicional y la dificultad para

construir la dala de cerramiento, la cual debe estar en contacto con la viga del marco.

El proceso constructivo usado comúnmente en edificaciones a base de marcos y muros diafragma consiste en construir el marco y después los muros que rellenan las crujías del marco. Esta secuencia en la construcción tiene efectos positivos y negativos. El principal efecto positivo es que favorece a una mayor rapidez en la construcción debido a que es posible iniciar la construcción de los pisos superiores sin haber terminado de construir el piso inferior. La principal desventaja es que la contracción del material de relleno o deficiencia en la mano de obra pueden afectar las condiciones de contacto del muro y el marco. La presencia de dalas y castillos en muros diafragma garantiza el contacto entre muro y marco, ya que estos elementos son colados después de que el muro se construye, entre la mampostería y el marco. Se deben incluir castillos intermedios en muros largos. El espaciamiento entre castillos debe ser menor de 1.5 H o 4 m (NTCM, 2004).

1.1.3 El uso de refuerzo horizontal

Es necesario contar con información sobre la contribución del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros diafragma. La contribución del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros diafragma no se ha estudiado, y se asume que es similar a la que se presenta en muros confinados.

En muros confinados, el refuerzo horizontal incrementa significativamente su resistencia a corte y su capacidad de desplazamiento lateral. Las NTCM-RCDF (2014) establecen la ecuación (1.2) para estimar la contribución del refuerzo horizontal en la resistencia a cortante de muros confinados.

$$V_{SR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (1.2)$$

Donde η es el factor de eficiencia del refuerzo horizontal. Dicho factor de eficiencia se determinó con los resultados experimentales de cierto número de ensayos en muros de carga (Aguilar y Alcocer, 2001; Pineda y Alcocer, 2004; Zepeda y Alcocer, 2001). Debido a que no se cuenta con datos para el uso de este

factor en muros diafragma, las normas mexicanas proponen utilizar en ellos los mismos criterios y factores que para muros confinados.

Debido a que el marco se construye antes que los muros, es difícil proveer refuerzo horizontal en muros diafragma, ya que el refuerzo debe ser anclado en las columnas y no debe ser traslapado (NTCM, 2004). Si se incluyen castillos como parte de muros diafragma, debido a la secuencia de construcción, los castillos permiten la inclusión de refuerzo horizontal, el cual puede ser anclado apropiadamente sin ser traslapado.

1.1.4 Método para predecir la respuesta del sistema a carga lateral

Para el diseño de marcos rellenos con muros diafragma, se requiere un método sencillo para predecir la resistencia a carga lateral del sistema y los momentos flectores desarrollados en el marco, incorporando como parámetro la distorsión esperada, con el propósito de asociar la resistencia a un nivel de daño esperado.

Los modelos de puntal predicen apropiadamente la resistencia lateral del sistema, pero la distorsión asociada a dicha resistencia es significativamente menor a la del modelo real. Esto se debe a que en el modelo analítico se asume un comportamiento elástico del sistema hasta que alcanza su resistencia máxima.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Estudiar el comportamiento de marcos de concreto rellenos con muros diafragma de mampostería ante cargas laterales.

1.2.2 Objetivos específicos

- Estimar el efecto de la relación de rigidez muro/marco en la resistencia y ductilidad de marcos de concreto rellenos con muros diafragma de mampostería.
- Estimar el efecto del uso de elementos de confinamiento en la resistencia y ductilidad de marcos de concreto rellenos con muros diafragma de mampostería.

- Estimar el efecto del refuerzo horizontal en la resistencia y ductilidad de marcos de concreto rellenos con muros diafragma reforzados de mampostería.
- Establecer un procedimiento confiable para estimar la resistencia a carga lateral del sistema muro-marco y los elementos mecánicos desarrollados en el marco. Dicho método debe incorporar como parámetro la distorsión esperada, con el propósito de asociar la resistencia a un nivel de daño esperado.

1.3 Metodología

Para lograr los objetivos planteados se realizó un programa experimental en el que se ensayaron seis marcos, a escala 1:2, rellenos con muros diafragma, sometidos a carga lateral cíclica reversible. Todos los muros tuvieron la misma relación de aspecto. Los materiales, procedimientos de construcción y trabajadores para construir los especímenes fueron los mismos en todos los casos. La intención fue la de asegurar que las diferencias observadas en los distintos especímenes se debieran solamente a las variables de estudio. Para detectar cualquier variación en las características de los especímenes, se llevó un control detallado de las propiedades mecánicas de los materiales.

La carga vertical aplicada a los especímenes varió con las dimensiones de las columnas. Esta carga se aplicó directamente sobre las columnas, para simular que el marco resiste la carga vertical. La carga lateral se aplicó en forma distribuida en la viga del marco, para simular la transmisión de las fuerzas de inercia del sistema de piso.

Para estudiar la rigidez relativa muro/marco se varió el tamaño de las columnas del marco. Se hicieron dos grupos de especímenes: tres especímenes con columnas de 175x175 mm y tres con columnas de 250x250 mm.

Para estudiar el efecto del confinamiento, dos de los especímenes, con distintas dimensiones de columnas, no incluyeron elementos de confinamiento. Los cuatro restantes incluyeron castillos y dalas. Los muros sin confinamiento no podían

tener refuerzo horizontal debido a que se requieren los castillos para anclar el refuerzo.

Finalmente, el efecto del uso de refuerzo horizontal se estudió, haciendo que los muros de dos especímenes, con distintas dimensiones de columnas y con elementos de confinamiento, incluyeran refuerzo horizontal. Se mantuvo la separación y cuantía del refuerzo en ambos especímenes.

La denominación de los especímenes y el valor de las variables de cada uno de ellos se muestran en la Tabla 1.1

Tabla 1.1. Especímenes y variables de estudio

Especímen	Dimensiones de columna (mm)	Dimensiones de castillos y dalas (mm)	Refuerzo, $p_h \cdot f_{yh}$ (MPa)
MD3NSR	175x175	-	-
MD3N	175x175	65x100	-
MD3NRH	175x175	65x100	0.6
MD6NSR	250x250	-	-
MD6N	250x250	65x100	-
MD6NRH	250x250	65x100	0.6

Los especímenes se instrumentaron debidamente para poder registrar los desplazamientos laterales y las deformaciones en el refuerzo longitudinal de columnas y trabes, así como las deformaciones en el acero de refuerzo horizontal en los muros.

Con los resultados de los ensayos, se evaluó el comportamiento de los especímenes con base en la resistencia al agrietamiento, la resistencia máxima, las distorsiones laterales y las ductilidades correspondientes, así como el registro fotográfico del nivel y tipo de daño observado. Adicionalmente, se complementa el análisis con el estudio de la energía disipada en cada caso. La contribución del refuerzo a la resistencia de los muros que lo incluían se determinó estimando la fuerza total desarrollada por el refuerzo en los muros, considerando el comportamiento histerético del refuerzo.

Para poder proponer un método de diseño del sistema, se analizaron los elementos mecánicos desarrollados en los elementos del marco, utilizando las

mediciones de las deformaciones del refuerzo. Dichos elementos mecánicos se asociaron a los niveles de desplazamiento lateral y las resistencias observadas. La resistencia de los muros se determinó mediante las recomendaciones de código canadiense (CSA S304.1-14).

1.4 Organización del documento

El presente documento se organiza de la siguiente manera:

En el Capítulo 2 se presenta los aspectos teóricos relacionados con esta investigación incluyendo: el comportamiento de muros diafragma ante cargas laterales, una descripción de los antecedentes de las variables en estudio (relación de rigidez muro/marco, uso de elementos de confinamiento y refuerzo horizontal) y las especificaciones para el diseño de muros diafragma de los principales reglamentos.

En el Capítulo 3 se describe el programa experimental desarrollado. Se presentan los seis especímenes ensayados de manera que se distinguen las variables en estudio; se muestra el procedimiento constructivo de especímenes; se presenta el marco de carga usado durante los ensayos, el cual fue constituido con piezas de acero arregladas de tal manera que fue posible transmitir carga vertical y lateral a los especímenes; y se presenta la ubicación de los dispositivos para medir los parámetros de interés: cargas, desplazamientos y deformaciones.

En el Capítulo 4 se presentan los resultados de los ensayos, los cuales incluyen: las curvas de histéresis; el patrón de agrietamiento desarrollado en el muro, el marco y en la interface entre ellos; las curvas envolventes y sus puntos críticos (agrietamiento, fluencia, resistencia máxima y última); la energía disipada por cada espécimen; y los elementos mecánicos en el marco.

En el Capítulo 5 se discuten los resultados obtenidos en el programa experimental. La discusión se realiza en términos de la comparación del efecto de las variables en estudio en la resistencia lateral y ductilidad de los especímenes.

En el Capítulo 6 se presenta un procedimiento para predecir la resistencia a carga lateral de los especímenes y los elementos mecánicos desarrollados en el

marco. Los resultados son validados con los experimentales. Además se presenta una propuesta para el diseño de marcos de concrete rellenos con muros diafragma de mampostería.

Finalmente, se presentan las conclusiones del estudio con base en los resultados obtenidos en el programa experimental y en el procedimiento para la predicción de la respuesta de los especímenes.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1 Introducción

En este capítulo se describe el comportamiento global de marcos rellenos con muros diafragma y los efectos locales que la interacción entre muro y marco produce, que ha sido reportado en la literatura (sección 2.2). En la sección 2.3 se presentan los antecedentes de la rigidez relativa muro/marco, el uso de elementos de confinamiento y el refuerzo horizontal. Éstas son definidas como las variables de esta investigación. En la sección 2.4 se muestran algunos de los principales modelos basados en el concepto de diagonal equivalente, los cuales se propusieron para análisis de marcos rellenos. En la sección 2.5 se presentan las recomendaciones de las normas mexicanas (NTCM, 2004) y el código canadiense (CSA S304.1-14) para el análisis y diseño de estructuras a base de marcos y muros diafragma. El código canadiense es considerado por el autor como el más completo en cuanto al diseño de este sistema estructural.

2.2 Comportamiento de marcos rellenos con muros diafragma ante carga lateral

Los muros diafragma proporcionan rigidez y aumentan la resistencia del sistema ante cargas laterales. Para tales efectos, se requiere que los muros se construyan en contacto con el marco a lo largo de toda la interface. Debido a que las columnas tienen una mayor rigidez axial que el muro y a la secuencia en la construcción, el marco soporta la carga vertical.

A niveles bajos de carga lateral, el comportamiento del sistema muro-marco es elástico y está controlado mayormente por las características del muro. Esto se debe a que el muro es el elemento con mayor rigidez lateral en el plano. En esta etapa, la contribución del muro a la rigidez lateral total del sistema es máxima. El muro y el marco actúan como un sistema monolítico ya que no se presenta separación normal o deslizamiento tangencial en la interface. En esta etapa, el sistema se asemeja a un elemento "I", donde las columnas actúan como un patín en tensión y otro en compresión y el muro actúa como el alma que absorbe el cortante.

A medida que la carga lateral aumenta, las deformaciones se incrementan y ocurre la separación entre el muro y el marco a lo largo de la interface, excepto en la vecindad de las dos esquinas diagonalmente opuestas donde fuerzas de compresión se transmiten a través del muro (Drysdale, 1999), como se ilustra en la Figura 2.1. La separación se manifiesta mediante grietas provocadas por las diferentes características de deformación de los elementos (Crisafully, 1997).

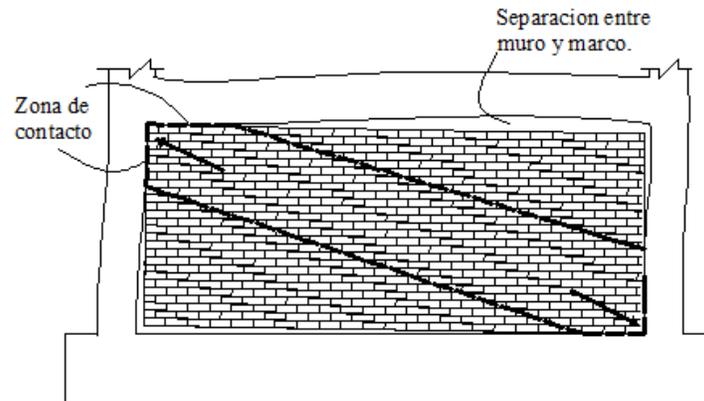


Figura 2.1. Configuración deformada de un marco relleno con un muro diafragma ante carga lateral

Después de que ocurre la separación en parte de la interface muro/marco, el muro reacciona contra el marco en una longitud reducida que se extiende a partir de las esquinas en contacto. Entonces, la estructura se comporta como un marco arriostrado por un elemento diagonal en compresión. Como resultado, los esfuerzos de compresión cerca de las esquinas en contacto aumentan significativamente. El muro se somete principalmente a esfuerzos de compresión a largo de la diagonal cargada. De manera que en la vecindad de las esquinas, el muro estará sujeto a compresión biaxial, mientras que la zona central del muro estará sometida a un estado de esfuerzos de tensión-compresión. A lo largo de la longitud de contacto, se generan esfuerzos normales y tangenciales, los cuales provocan que los diagramas de fuerzas internas en las columnas y vigas se modifiquen con respecto a los que ocurren en un marco sin muro diafragma. Cuando la carga lateral cambia de sentido, el mecanismo del marco arriostrado por un elemento axial en compresión se desarrolla en la otra diagonal, al igual que los efectos que se producen.

Con el incremento de la carga lateral, la separación entre muro y marco también se incrementa. El agrietamiento en el muro causa una reducción significativa de la rigidez lateral del sistema. Sin embargo, la carga sigue aumentando hasta alcanzar la resistencia máxima. A medida que la deformación aumenta, el marco tiene una participación mayor en la resistencia del sistema

En este nivel de carga, se pueden desarrollar diferentes patrones de agrietamiento en el muro, caracterizados principalmente por grietas diagonales, deslizamiento en las juntas de mortero y aplastamiento en las esquinas en compresión. En el marco se desarrollan articulaciones plásticas en los extremos de las columnas y vigas debido al incremento de los momentos flectores en esas zonas.

La rama descendente de la gráfica carga-desplazamiento del sistema es controlada principalmente por el marco. Cuando un muro es débil en comparación con el marco, se obtiene una rama de descarga suavizada y se desarrolla un mecanismo de falla dúctil. En el caso en el que el muro es más resistente que el marco, se puede generar falla prematura en el marco o el sistema degrada su resistencia rápidamente, lo cual genera que la rama de descarga tenga una pendiente pronunciada.

En la sección 2.2.1 se presentan los diferentes modos de falla que son usualmente observados en marcos rellenos con muros diafragma.

2.2.1 Modos de falla

Los distintos modos de falla que un muro diafragma puede desarrollar son: falla por tensión diagonal, falla por deslizamiento horizontal en las juntas y falla por compresión. Además, modos asociados a falla fuera del plano como el pandeo de la diagonal y el volteo.

Falla por tensión diagonal

La falla por tensión diagonal se asocia a tres patrones diferentes de agrietamiento: 1) el agrietamiento a través de las piezas, 2) el agrietamiento escalonado a través de las juntas de mortero y, 3) una combinación de los anteriores.

El primero de ellos ocurre porque el estado de esfuerzos generado por la carga lateral excede la resistencia a tensión de las piezas. Este tipo de agrietamiento ocurre cuando las juntas de mortero tienen una mayor resistencia que las piezas (Figura 2.2a). El agrietamiento escalonado consiste en la separación de la mampostería a lo largo de las juntas de mortero, siguiendo una trayectoria diagonal. Se genera cuando las juntas de mortero tienen una resistencia significativamente menor que las piezas.

Las grietas inician en la zona central del muro, donde los esfuerzos principales de tensión son mayores, y después se propaga hacia las esquinas.

Falla por deslizamiento

El deslizamiento en las juntas toma lugar a lo largo de un plano horizontal que ocasiona la separación del muro en dos o más partes. Se produce debido a la relación de aspecto del muro combinado con un esfuerzo perpendicular a las juntas bajo. La separación del muro provoca la libre deformación de las columnas, lo cual a su vez ocasiona que se formen articulaciones plásticas en ellas. Si el plano de deslizamiento se forma cerca de la altura media de las columnas, puede provocar el efecto de columna corta en el marco que puede conducir a la falla por cortante (Figura 2.2b).

Falla por compresión

Se identifican dos mecanismos de falla por compresión en el muro: 1) el aplastamiento de las esquinas cargadas del muro, el cual se produce debido a los elevados estados de esfuerzos de compresión biaxial en esas zonas (Figura 2.2c). Este tipo de falla se produce con mayor frecuencia cuando el marco es flexible ya que la longitud de contacto en las esquinas es menor que cuando el marco es robusto; 2) la falla por compresión de la diagonal, la cual está asociado al agrietamiento diagonal. Después del agrietamiento diagonal, la mampostería localizada entre las grietas se comporta como pequeños prismas axialmente cargados, los cuales, con el incremento del desplazamiento lateral, crecen ocasionando su inestabilidad.

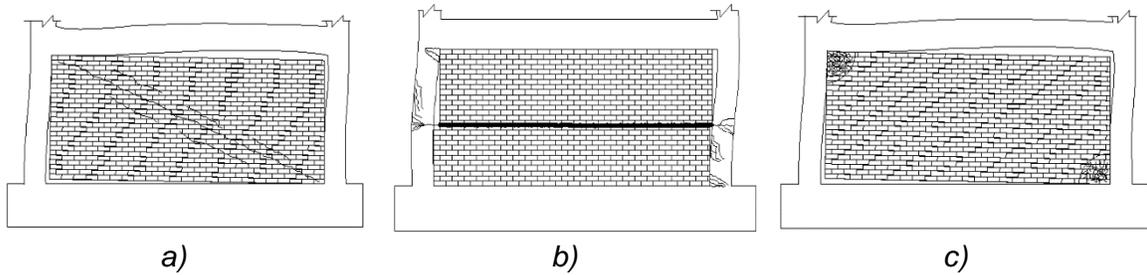


Figura 2.2. Daño en el muro. a) Agrietamiento por tensión diagonal, b) deslizamiento horizontal en la juntas, c) aplastamiento en las esquinas

Modos de falla en el marco

Los modos de falla que se pueden desarrollar en el marco son: falla por flexión, falla por cortante en las columnas y falla en la conexión viga-columna.

Las grietas por flexión comúnmente ocurren en los extremos de las columnas y vigas debido a que en esa zona los momentos son máximos (Figura 2.3a). La falla por cortante en las columnas puede ser el resultado de la interacción con el muro. Los cortantes máximos se presentan a lo largo de la longitud de contacto, cerca de las esquinas (Figura 2.3b). La resistencia a cortante de la columna depende principalmente del refuerzo transversal y la resistencia a cortante del concreto. Los grandes esfuerzos inducidos en la unión viga-columna pueden causar la formación de grandes grietas diagonales, las cuales se propagan a partir de la esquina interior a la exterior (Figura 2.3c). Estos esfuerzos normales y tangenciales a largo de la longitud de contacto producen el momento y la fuerza cortante mayores cerca de las esquinas del marco en comparación con otras zonas.

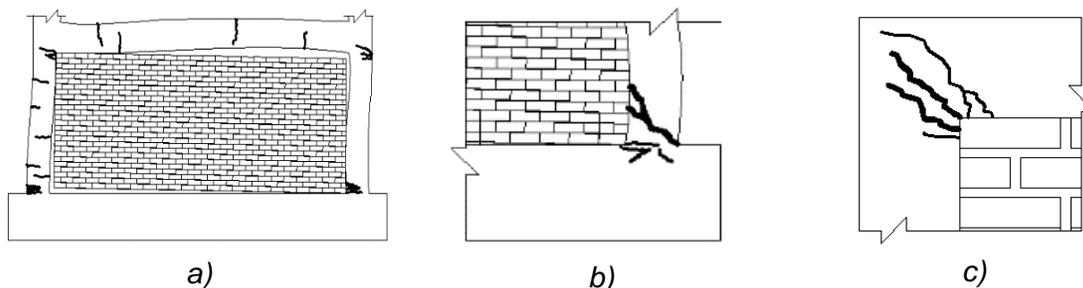


Figura 2.3. Daño en el marco. a) Grietas por flexión, b) falla de columna por cortante, c) falla en la unión viga-columna.

2.3 Antecedentes de las variables en estudio

2.3.1 Rigidez relativa muro/marco

La rigidez relativa muro/marco afecta el comportamiento global del sistema y determina en gran medida la interacción entre estos elementos. Sistemas compuestos por muros con idénticas características pero con columnas de diferente tamaño desarrollan un mecanismo de falla distinto. A medida que las columnas son más robustas son mayormente capaces de conservar la resistencia del sistema o que ésta disminuya lentamente una vez que el muro se ha agrietado.

A nivel local, la longitud de contacto entre muro y marco, la cual se extiende a partir de las esquinas, depende de la rigidez relativa entre estos elementos. Es en esta distancia donde el marco transfiere la carga al muro, y el muro la transfiere hasta la esquina opuesta en contacto al marco o a la cimentación. Con una menor longitud de contacto, la transferencia de los esfuerzos normales y tangenciales tiende a ser más concentrada, lo cual provoca fallas localizadas como el aplastamiento en el muro. Un sistema con marco robusto tiene una longitud de contacto mayor comparada con la que tendría un marco flexible y con el mismo muro.

Desde las primeras investigaciones sobre marcos rellenos con muros diafragma, se ha intentado relacionar sus propiedades físicas y mecánicas con parámetros estructurales como la rigidez lateral, la resistencia lateral y la longitud de contacto entre muro y marco. Algunos investigadores han propuesto parámetros adimensionales que expresan la rigidez relativa entre el muro y el marco. Stafford-Smith (1962) propuso el parámetro λh expresado en la ecuación (2.1)

$$\lambda_h \cdot h = h \left(\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_f I_c h'} \right)^{1/4} \quad (2.1)$$

donde h es la altura del marco medida al eje de la viga, θ es el ángulo de inclinación de la diagonal con respecto a la horizontal, E_f es el módulo de elasticidad del concreto usado en los elementos del marco, I_c es el momento de inercia de la sección transversal de las columnas respecto al eje centroidal perpendicular al plano

del marco, E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería y t y h' son el espesor y la altura del muro.

Se puede notar que valores crecientes de λh indican que el muro incrementa su rigidez respecto a la del marco. En la Figura 2.4 se muestra la variación de λh respecto a la longitud del claro entre columnas (L), considerando la altura de h del marcos constante. Se consideraron dos clases típicas de concreto y dos de mampostería que se utilizan en la práctica profesional (concreto: $f'_c = 35 \text{ MPa}$ y $f'_c = 20 \text{ MPa}$; mampostería: block y tabique). Las hipótesis consideradas para el dimensionamiento de los elementos del marco y el módulo de elasticidad de los materiales también se muestran en la Figura 2.4. El rango global de valores de λh es $[0.5, 4.8]$, el cual se puede considerar como valores típicos de λh . En la Figura 2.4 se observa que L tiene un efecto mayor en la variación de λh que las propiedades de los materiales, siendo el cociente ($\lambda h_{max}/\lambda h_{min}$) para cada curva igual a 6.07. El tipo de mampostería tiene una influencia mayor en el valor de λh que el tipo de concreto. El cociente ($\lambda h_{block}/\lambda h_{tab}$) es 1.50, mientras que el cociente ($\lambda h_{f'_c=35}/\lambda h_{f'_c=20}$) es igual a 1.07. La longitud del claro entre columnas no tiene un efecto en los cocientes ($\lambda h_{block}/\lambda h_{tab}$) y ($\lambda h_{f'_c=35}/\lambda h_{f'_c=20}$).

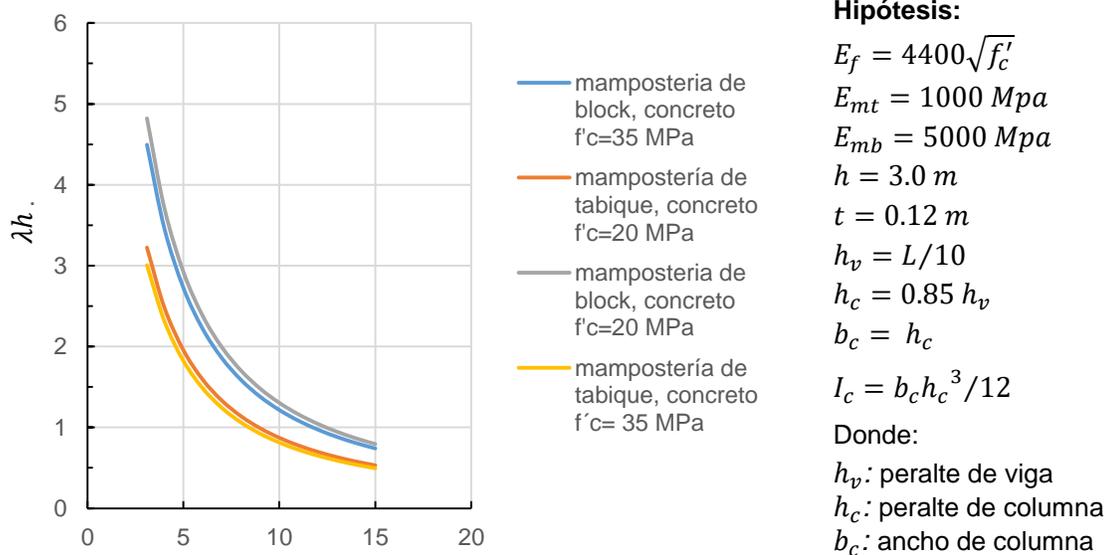


Figura 2.4. Gráficas λh – Longitud del claro entre columnas (m) para materiales y dimensiones típicas de marcos de concreto rellenos con muros de mampostería.

Se advierte que el análisis anterior constituye solo una estimación en el valor del parámetro λh bajo las hipótesis mostradas en la Figura 2.4. Sin embargo, en la práctica profesional podrían existir condiciones de dimensionamiento y propiedades de los materiales distintas a las consideradas. Además, se advierte que el parámetro λh fue primeramente propuesto para marcos de acero. En el caso de marcos de concreto reforzado en valor de I_c decrece significativamente a partir de que las columnas se agrietan.

Bazán (1980) estableció el parámetro adimensional β para relacionar la rigideces del marco circundante y la de un muro diafragma, el cual se define en la ecuación (2.2)

$$\beta = \frac{E_{cf} \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} \quad (2.2)$$

donde A_c es el área transversal bruta de las columnas y A_m es el área transversal del muro. Se observa que valores crecientes de β indican que el marco incrementa su rigidez respecto a la del muro, contrariamente a establecido con el parámetro λh . El rango de valores de β , para los mismos materiales e hipótesis para el dimensionamiento de marco consideradas para λh , es [2.0, 64.2].

2.3.2 Elementos de confinamiento

No se cuenta con información sobre la contribución de los elementos de confinamiento en el comportamiento de muros diafragma. Los efectos benéficos que los elementos de confinamiento proporcionan al comportamiento de un muro de mampostería son ampliamente reconocidos. Sin embargo, para muros diafragma se considera que no se requieren dadas y castillos puesto que el marco ya provee confinamiento. No obstante, el marco se separa del muro para pequeños desplazamientos laterales, es decir que el efecto de confinamiento se pierde desde etapas tempranas en la respuesta del sistema ante carga lateral. Además, debido a que el marco es construido antes que los muros, es difícil proveer refuerzo horizontal en las juntas de mortero. Si se incluyen castillos como parte de muros diafragma, los castillos permiten el anclaje del refuerzo horizontal.

El principal efecto benéfico de los elementos de confinamiento (daldas y castillos) es mantener la capacidad de carga de los muros después de su agrietamiento. Los muros de mampostería simple tienen una muy limitada capacidad de distorsión y su resistencia se degrada rápidamente después de que la primera grieta por tensión diagonal aparece. Para que el confinamiento sea eficiente, los castillos deben tener una significativa resistencia a fuerza cortante para mantener la capacidad de carga del muro.

Las daldas y castillos deben cumplir con los requisitos para elementos de concreto reforzado, en particular los relativos a traslape y anclaje de barras y los de recubrimiento. Las NTCM-RCDF (2004) cuentan con disposiciones precisas acerca de la distribución de los elementos de confinamiento en la estructura, de sus propiedades geométricas y de su refuerzo. Estos requisitos se presentan esquemáticamente en la Figura 2.6. La falla a corte del muro se alcanza al cizallarse el castillo, por lo que es recomendable que en los dos extremos de cada castillo se coloquen estribos a una separación no mayor de la mitad del peralte de la sección ($s \leq h_c/2$). Adicionalmente, el refuerzo longitudinal en los castillos proporciona al muro resistencia a flexión para subsanar la baja resistencia que tiene la mampostería a los esfuerzos de tensión.

Otro importante efecto de las daldas y castillos es ligar a los elementos estructurales entre sí, ya sean muros en una dirección con los de la dirección transversal, muros adyacentes y los muros con la losa, propiciando un trabajo conjunto de la estructura y evitando la posibilidad de que los muros se separen como en un castillo de naipes (Bazán y Meli, 2001). Además los castillos permiten anclar el refuerzo horizontal y proporcionan al muro estabilidad fuera del plano.

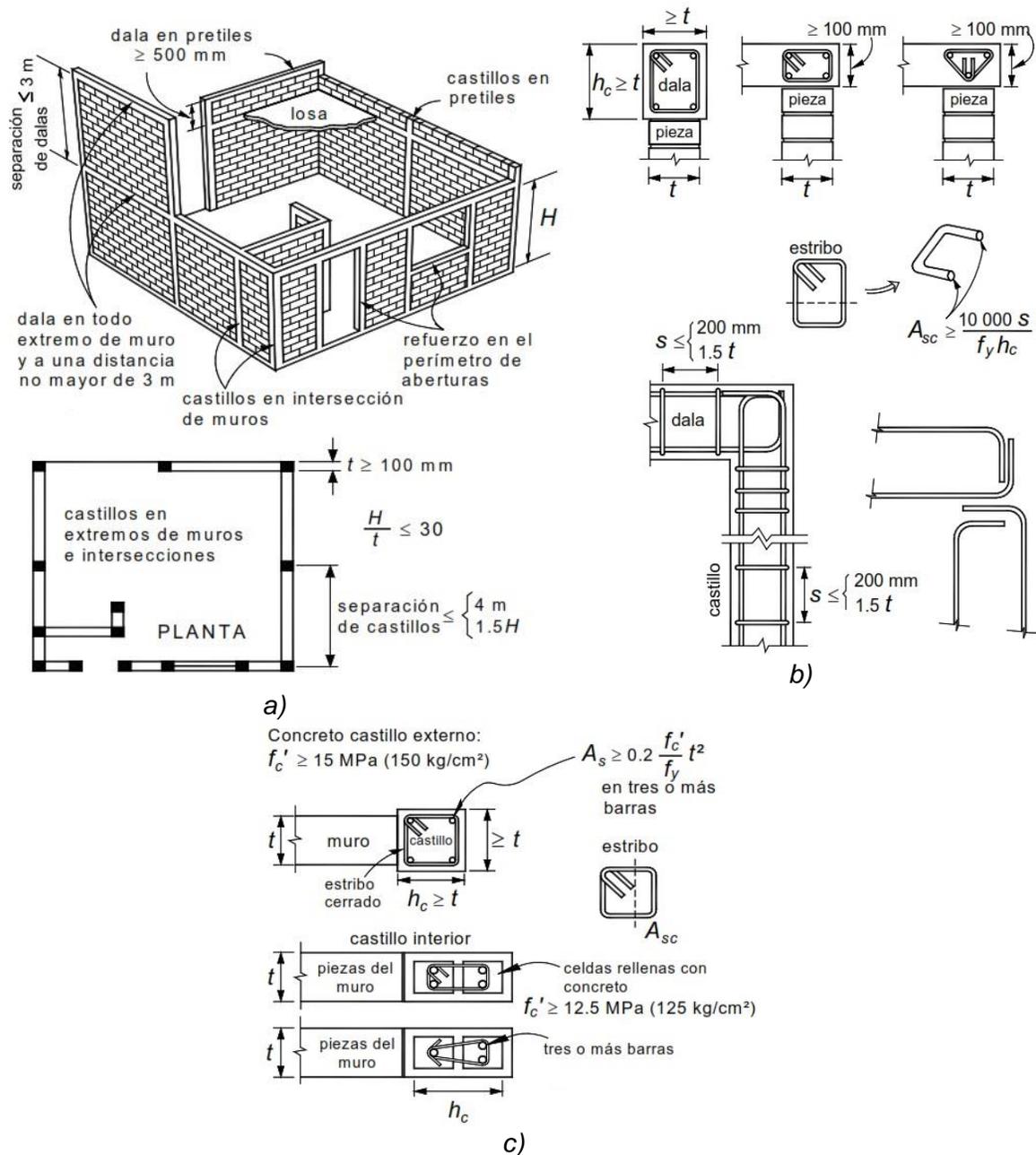


Figura 2.6. Requisitos para mampostería confinada (NTCM, 2004). a) Distribución de elementos de confinamiento en la estructura, b) refuerzo en dalas y castillos, vista en elevación, c) refuerzo en castillos, vista en planta.

2.3.3 Refuerzo horizontal en las juntas de mortero

No se cuenta con información suficiente sobre la contribución del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros diafragma. Flores (2014) ensayó cuatro muros diafragma con cuantía variable de refuerzo horizontal. Sin embargo, estos ensayos

aunque útiles, son muros que tienen una relación de aspecto H/L cercana a 1, por lo que no son representativos del tipo de muros diafragma que se utilizan en la práctica. Esto es debido a que el tamaño de las crujías en marcos típicos suelen ser entre 6 y 12 m, es decir relaciones de aspecto con un rango de valores entre 0.5 y 0.25.

La contribución del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros diafragma se asume que es similar a la que se presenta en muros confinados. En muros confinados de mampostería, el uso de refuerzo horizontal en las juntas normalmente mejora su comportamiento ante cargas laterales. Un aspecto generalmente aceptado sobre el refuerzo horizontal es el hecho que éste no afecta la rigidez inicial y la resistencia al agrietamiento de los muros confinados, pues se argumenta que el refuerzo se activa después de que aparece la primera grieta diagonal. El refuerzo produce un agrietamiento en el muro mayormente distribuido y el ancho de las grietas es menor que en el caso sin refuerzo. Además, retarda la degradación de la resistencia de la mampostería, lo cual incrementa la capacidad de deformación lateral y la ductilidad del sistema.

Los aspectos anteriormente mencionados se conocieron como resultado de solo unos pocos estudios experimentales, desarrollados principalmente en nuestro país (Aguilar y Alcocer, 2001; Pineda y Alcocer, 2004; Zepeda y Alcocer, 2001). Producto de estas investigaciones, en la edición 2004 de las Normas Técnicas Complementarias para Mampostería del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTCM-RCDF, 2004) se incluyó, por primera vez, expresiones para calcular la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a carga lateral de muros de mampostería.

El cálculo explícito de la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia ante carga lateral depende de un factor de eficiencia (η). Dicho factor de eficiencia se determinó con los resultados experimentales de cierto número de ensayos de muros de carga (Aguilar y Alcocer, 2001; Pineda y Alcocer, 2004; Zepeda y Alcocer, 2001). El factor depende de la cuantía de refuerzo, de tal manera que para valores del producto de la cuantía y el esfuerzo de fluencia del refuerzo ($\rho_h \cdot f_{yh}$) menores

a 0.6 MPa, η es igual a 0.6; para valores de $(\rho_h \cdot f_{yh})$ mayores a 0.9 MPa, el factor de eficiencia es igual a 0.2; y para valores de $(\rho_h \cdot f_{yh})$ entre 0.6 y 0.9 MPa, el valor de η tiene una variación lineal (Figura 2.5).

Debido a que no se cuenta con datos para el uso del factor de eficiencia en muros diafragma, las normas mexicanas proponen utilizar en ellos los mismos criterios y factores que para muros confinados. Por lo que se requiere contar con información sobre la contribución del refuerzo horizontal en muros diafragma para verificar la aplicabilidad de criterio y factores de eficiencia vigentes en las NTCM-RCDF (2004).

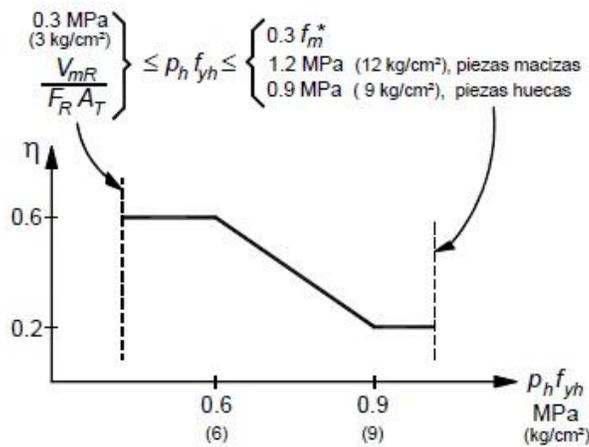


Figura 2.5. Factor de eficiencia η (NTCM, 2004)

2.4 El modelo de la diagonal equivalente

Cuando actúan cargas laterales sobre una estructura a base de marcos y muros diafragma, el sistema se deforma de manera que muro y marco se separan en dos esquinas opuestas, mientras que en las otras dos esquinas los muros reaccionan contra el marco en una longitud reducida (ver sección 2.2). Como resultado, la estructura se comporta como un marco arriostrado por un elemento diagonal en compresión. Este comportamiento sugirió a los investigadores que el efecto del muro puede ser representado por un elemento en compresión axial que conecta las dos esquinas diagonalmente opuestas en contacto con el marco. Se han establecido una gran variedad de modelos basados en el concepto de diagonal equivalente para evaluar la rigidez y resistencia lateral de este sistema estructural. Los modelos

consideran que los propiedades mecánicas y el espesor de la diagonal son iguales que los del muro. La variación entre un modelo y otro es el ancho de la diagonal (W).

La idea fue primeramente propuesta por Polyakov en 1956 (como lo reportan Madia y Parsekian (2011)). Después, Holmes (1961) propuso un modelo en el que el ancho de la diagonal es igual a un tercio de la longitud diagonal del muro. Subsecuentemente, algunos investigadores propusieron modelos más refinados. Stafford-Smith (1962) argumentó que el ancho de la diagonal depende de las propiedades físicas y mecánicas de ambos componentes, muro y marco. En el modelo de Stafford-Smith (1962), el ancho de la diagonal se determina por medio de las ecuaciones (2.1) y (2.3–2.6)

$$\lambda_L \cdot L = L \left(\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_f I_v L'} \right)^{1/4} \quad (2.3)$$

$$\frac{\ell_c}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} \quad (2.4)$$

$$\frac{\ell_v}{L} = \frac{\pi}{\lambda L} \quad (2.5)$$

$$W = \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \quad (2.6)$$

donde L es la longitud centro a centro de columnas, L' es la longitud del muro, I_v es el momento de inercia de la viga respecto al eje centroidal perpendicular al plano del marco, ℓ_c es la longitud de contacto entre el muro y la columna, ℓ_v es la longitud de contacto entre el muro y la viga y W es el ancho de la diagonal. El modelo se ilustra en la Figura 2.7.

En México, Bazán (1980) estableció la ecuación (2.7) para calcular el ancho de la diagonal (W_0), producto de correlacionar los resultados numéricos obtenidos de análisis con elemento finito.

$$W_0 = (0.35 + 0.022 \cdot \beta) \cdot h \quad (2.7)$$

donde β es el parámetro adimensional que expresa la rigidez relativa entre muro y marco definido en la ecuación (2.2).

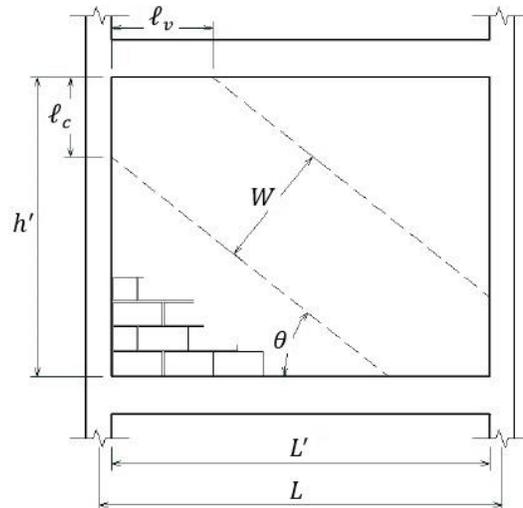


Figura 2.7. Modelo de la diagonal equivalente propuesto por Stafford-Smith (1962).

Hendry (1981) propuso un modelo en el cual el ancho de la diagonal corresponde a la mitad del propuesto por Stafford-Smith (1962). El modelo de Hendry fue adoptado por el código canadiense (CSA S304.1-14).

El Masonry Standards Joint Committee (MSJC, 2010) también establece un modelo basado en el concepto de la diagonal equivalente, en el cual el ancho de la diagonal (W_s) se calcula mediante la ecuación (2.8). Esta ecuación es una interpretación de los análisis de Flanagan (2001), los cuales se realizaron a partir de datos experimentales.

$$W_s = \frac{0.3}{\lambda_h \cos \theta} \quad (2.8)$$

donde λ_h y θ son los mismos parámetros expresados en la ecuación en la ecuación (2.1). El código de Nueva Zelanda (NZS 4230, 2004) establece que el ancho de la diagonal equivalente (W_d) debe ser calculado igual a una cuarta parte de su longitud (ecuación 2.9)

$$W_d = \frac{\sqrt{L^2 + h^2}}{4} \quad (2.9)$$

donde L y h son la longitud y altura del marco, como se definió anteriormente.

2.5 Especificaciones de los Códigos de Diseño

2.5.1 Normas Técnicas Complementarias para Mampostería del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTCM-RCDF 2004)

Definición

De acuerdo con las NTCM-RCDF (2004), un muro diafragma es aquel muro que se encuentra rodeado por las vigas y columnas de un marco estructural, al que proporcionan rigidez ante cargas laterales. Estas normas contienen especificaciones para el diseño de muros diafragma en su capítulo 4.

Requisitos generales

Para evitar volteo de muros diafragma, las normas mexicanas consideran el uso de elementos de unión entre el marco y el muro, o bien, el uso de elementos de confinamiento o refuerzo interior (Figura 2.8). Se debe notar que se considera que los elementos de confinamiento no tienen un efecto en la resistencia y ductilidad del muro.

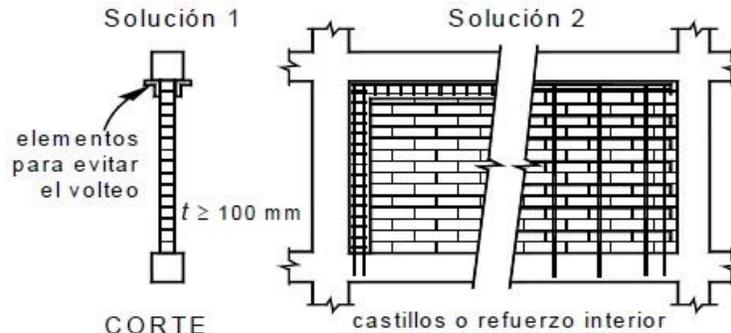


Figura 2.8. Detallado de muros diafragma para evitar volteo (NTCM-RCDF 2004).

Acerca de la interacción muro-marco, las NTCM-RCDF (2004) establecen que “Las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero (Figura 2.9). El valor de esta carga será al menos igual a la resistencia a fuerza cortante en el plano del muro diafragma”.

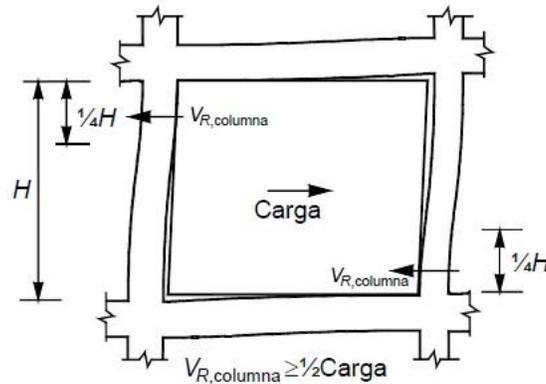


Figura 2.9. Interacción Marco-Marco (NTCM-RCDF 2004).

Resistencia a fuerza cortante de un muro diafragma según las NTCM-RCDF, 2004

De acuerdo con esta norma, la resistencia a fuerza cortante en el plano de un muro diafragma es igual a la suma de la fuerza cortante resistida por la mampostería y la fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal, en caso de que se incluya.

La fuerza cortante resistente de diseño de la mampostería (V_{mR}) se debe determinar con la ecuación 2.10

$$V_{mR} = F_R (0.85 v_m^* A_T) \quad (2.10)$$

donde F_R es un factor de reducción de resistencia igual a 0.70, v_m^* es la resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes y A_T es el área bruta de la sección transversal del muro.

La fuerza cortante resistente de diseño del refuerzo horizontal (V_{sR}) se debe calcular mediante la ecuación 2.11

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T \quad (2.11)$$

donde η es el factor de eficiencia del refuerzo, ρ_h es la cuantía del refuerzo y f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo horizontal.

Modelo de análisis

Para obtener las fuerzas de diseño en muros diafragma, las NTCM-RCDF (2004) no establecen un modelo específico de análisis.

2.5.2 Código canadiense (CSA S304.1-14)

Definición

Los muros diafragma son reconocidos por el reglamento canadiense como “Infill walls”. El reglamento contiene especificaciones para este tipo de elementos en sus secciones 7.13 y 10.12. Este código define a los muros diafragma como aquellos muros construidos dentro de un marco estructural para contribuir a la resistencia a carga axial y lateral de la estructura. De acuerdo con este reglamento, los muros diafragma solo son permitidos en zonas de baja sismicidad.

Requisitos generales

De acuerdo con este reglamento, los muros diafragma deben ser tratados como muros de cortante y deben de ser capaces de resistir fuerzas en el plano y fuera del plano. Para determinar la distribución de la carga, se debe tomar en cuenta la rigidez de los muros trabajando con el marco circundante. Los muros diafragma deben ser diseñados para resistir carga vertical transmitida a ellos por el marco. El marco y sus conexiones deben ser capaces de resistir las fuerzas cortantes adicionales inducidas por la acción del muro.

Resistencia a fuerza cortante de un muro diafragma según CSA S304.1-14

El reglamento canadiense provee un conjunto de recomendaciones para estimar la resistencia a cortante de la mampostería. El reglamento toma en cuenta varios mecanismos de falla: por compresión de la diagonal, por deslizamiento en las juntas, y por tensión diagonal.

La resistencia a tensión diagonal (V_m) se calcula mediante la ecuación (2.12)

$$V_m = \phi_m (v_m b_w d_v + 0.25 P_d) \gamma_g \quad (2.12)$$

donde v_m es la resistencia cortante de la mampostería, b_w es el ancho total de muro, d_v es el peralte efectivo del muro igual a $0.80 L'$, P_d es la carga de compresión axial sobre el muro, la cual debe ser tomada igual a cero para muros diafragma y γ_g es un factor que toma en cuenta si los muros son rellenos parcialmente con mortero (“ground”) o no rellenos para el caso de piezas huecas, y

para muros de piezas solidas debe ser considerado igual a 1.0. La resistencia v_m se calcula con la ecuación 2.13

$$v_m = 0.16 \left(2 - \frac{M_f}{V_f \cdot d_v} \right) \sqrt{f'_m} \quad (2.13)$$

donde M_f y V_f son el momento y cortante factorizados actuando sobre el muro. El cociente $M_f/V_f \cdot d_v$ no debe ser menor a 0.25 y ni mayor a 1.0. En el caso de muros diafragma, $M_f = V_f \cdot h'$, por lo que la ecuación 2.13 se puede escribir

$$v_m = 0.16 \left(2 - \frac{h'}{d_v} \right) \sqrt{f'_m} \quad (2.13')$$

La resistencia al deslizamiento en las juntas se estima usando la ecuación (2.14)

$$V_{sr} = 0.16 \phi_m \sqrt{f'_m} \cdot A_{uc} + \phi_m \mu P_1 \quad (2.14)$$

donde A_{uc} es al área no agrietada de la sección transversal ($A_{uc} = t_e \cdot d_v$); μ es el coeficiente de fricción; y P_1 es la fuerza de compresión actuando normal a las juntas.

La resistencia a compresión de la diagonal (P_r) se calcula con la ecuación (2.15)

$$P_r = (0.85 \chi \phi_m f'_m) \cdot A_e \quad (2.15)$$

donde:

- f'_m es la resistencia a compresión de la mampostería en dirección normal a las juntas.
- χ es un factor que se utiliza para tomar en cuenta la dirección de los esfuerzos de compresión en la mampostería relativa a la dirección usada para determinar f'_m . En el caso particular de “infill walls”, el reglamento establece que la resistencia a compresión de la diagonal debe calcularse usando la resistencia a compresión de la mampostería en dirección paralela a las juntas horizontales de mortero, por lo que χ debe considerarse igual a 0.5.

- A_e es el área efectiva de la sección transversal de la diagonal ($A_e = t_e \cdot w_e$), la cual debe ser considerada menor que área transversal del muro paralelo o normal a las juntas horizontales.
- Los parámetros t_e y w_e se definen en el siguiente punto.

Para determinar la resistencia a compresión de la diagonal (P_r), se consideran los efectos de esbeltez de acuerdo a la sección 7.7.5 del CSA S304.1-14.

Modelo de análisis

El reglamento canadiense (CSA S304.1-14) considera el modelo de la diagonal equivalente para el análisis de estructuras a base de muros diafragma, en el cual el muro de relleno es remplazado por un elemento axial en compresión, cuyas propiedades se definen a continuación.

El ancho de la diagonal se determina mediante las ecuaciones (2.16), (2.17) y (2.18)

$$W = \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \quad (2.16)$$

$$\ell_c = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_f \cdot I_c \cdot h'}{E_m \cdot t_e \cdot \sin(2\theta)}} \quad (2.17)$$

$$\ell_v = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_f \cdot I_v \cdot L'}{E_m \cdot t_e \cdot \sin(2\theta)}} \quad (2.18)$$

donde ℓ_c y ℓ_v son la longitud de contacto entre el marco y el muro en dirección vertical y horizontal, respectivamente; E_m y E_f son el módulo de elasticidad de la mampostería y del material en el marco, respectivamente; h' y L' son la altura y la longitud de muro; t_e es el espesor efectivo del muro; I_c y I_v son el momento de inercia de las columnas y la viga del marco, respectivamente; θ es el ángulo de inclinación de la diagonal, medido respecto a la horizontal.

En el cálculo de la resistencia a compresión de la diagonal se debe tomar en cuenta el ancho efectivo de la diagonal (W_e), el cual se estima de acuerdo a la ecuación (2.19)

$$W_e = \min(W/2, l_s/4) \quad (2.19)$$

donde l_s es la longitud de la diagonal, calculada mediante la ecuación (2.20).

$$l_s = \sqrt{h^2 + L'^2} \quad (2.20)$$

CAPÍTULO 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Introducción

En esta investigación se ensayaron seis especímenes cuyas variables fueron la relación de rigidez muro/marco, el refuerzo horizontal en las juntas de mampostería y el uso de elementos de confinamiento en el muro. Los criterios de selección de las variables fueron: 1) su relevancia en el comportamiento estructural, 2) la falta de información sobre sus efectos en el comportamiento de los muros diafragma, y 3) su aplicabilidad en la vida profesional. Una importante característica de los muros ensayados es su relación de aspecto (H/L), ya que en gran parte de la literatura revisada los muros tuvieron un valor de H/L cercano a uno (muros cuadrados) aunque en la práctica es más común observar muros largos, puesto que elementos robustos como las columnas normalmente se ubican a distancias de entre los seis y doce metros.

En la sección 3.2 se muestra la geometría de los especímenes de ensaye y las características de refuerzo; el procedimiento constructivo de los especímenes se detalla en la sección 3.3; en la sección 3.4 se presenta el marco de carga usado para transmitir las cargas a los especímenes; en la sección 3.5 se describe la historia de carga y/o desplazamientos impuestos a los especímenes durante las pruebas; y en la sesión 3.6 se muestra la instrumentación interna y externa utilizada en los ensayos para medir las cargas, desplazamientos y las deformaciones desarrollados por los especímenes.

3.2 Descripción de los especímenes

3.2.1 Configuración de prototipos y su diseño

Para el diseño de los especímenes con distinta dimensiones de columnas se analizaron y diseñaron dos edificios prototipo, uno de tres y otro de seis niveles de acuerdo a las especificaciones establecidas por las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto de Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTCC, 2004). El análisis de los edificios se realizó con fuerzas laterales estáticas, las cuales variaron linealmente con la altura; se utilizó un

coeficiente sísmico igual a 0.40 y un factor de reducción sísmico $Q=3$. Los marcos fueron diseñados para resistir el 80% de las cargas laterales totales, sin la contribución de los muros de mampostería.

La planta de los edificios prototipo consistió en tres crujías de 7 metros en cada dirección y la altura de entrepiso se mantuvo constante igual a 3 metros. Se incluyeron muros diafragma de mampostería en los marcos de colindancia, ejes A y D, y en dirección X, se localizaron muros de concreto en los marcos de los ejes 1 y 4 (Figura 3.1). Los especímenes se construyeron con base en la crujía central del piso inferior de los edificios prototipo.

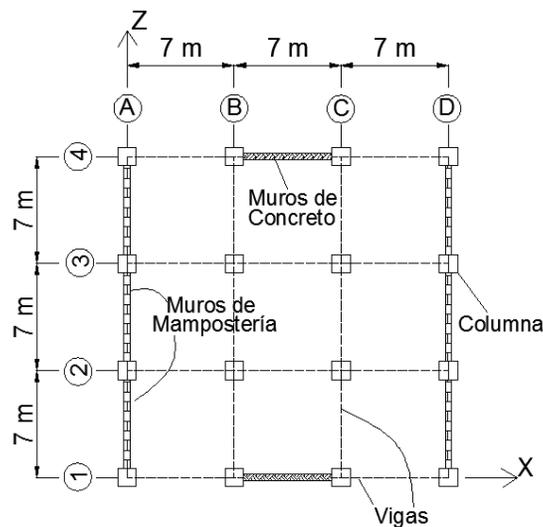


Figura 3.1. Configuración en planta de los prototipos.

3.2.2 Escalamiento de los prototipos.

Debido a limitaciones de espacio en el laboratorio, los especímenes se construyeron a escala 1:2. El principal criterio de escala fue preservar el esfuerzo. En la Tabla 3.1 se presentan los factores de escala para el área, las fuerzas y momentos flectores.

Tabla 3.1. Factores de escala

	dimensiones	área	cargas/fuerzas	momentos
Factor de escala	2	4	4	8

El porcentaje de refuerzo longitudinal de los elementos obtenidos en el diseño de los prototipos se preservó en los modelos a escala. El tamaño máximo de agregado típico para el concreto de 3/4 pulg se redujo a 1/2 pulg, mientras que el

tamaño máximo típico de la arena para el mortero igual a 4.76 mm (#4) se redujo a 2.38 (#8). Sin embargo, las resistencias a compresión del concreto y el mortero, supuestas para el diseño de los prototipo, de 250 kg/cm² y 125 kg/cm², respectivamente, se preservó aproximadamente en los modelos a escala. El promedio de las resistencias se muestran en la Tabla 3.2 y Tabla 3.3.

3.2.3 Configuración de los especímenes.

Se construyeron seis especímenes en pares (Figura 3.2). Los especímenes en cada par tuvieron idénticas características excepto por el tamaño de los elementos del marco, ya que en un caso representaron a los elementos del marco del edificio prototipo de tres pisos mientras que el otro correspondieron a los elementos del marco del edificio prototipo de seis pisos.

En el primer par de especímenes no se incluyeron elementos de confinamiento ni refuerzo horizontal (especímenes MD3NSR y MD6NSR). En el segundo par, se agregaron dalas y castillos al muro diafragma (especímenes MD3N, y MD6N). Debido a la relación de aspecto del muro, se incluyó un castillo central. Finalmente, en el tercer par, se agregó refuerzo horizontal en las juntas de mortero y se ancló a los castillos (especímenes MD3NRH y MD6NRH). En la Tabla 1.1 se resumen las características de los especímenes.

3.2.4 Propiedades de los materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales se obtuvieron a partir de los procedimientos y métodos de ensayo establecidos por el Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE) correspondientes. Los resultados obtenidos en general tuvieron una baja dispersión. La descripción detallada de las prueba a los materiales se presenta en el Apéndice A1. En la Tabla 3.2 se presenta un resumen de los valores promedio de las propiedades de los materiales. En la Tabla 3.3 se presentan las propiedades mecánicas del acero, el cual se obtuvo de un mismo lote para la construcción de todos los especímenes.

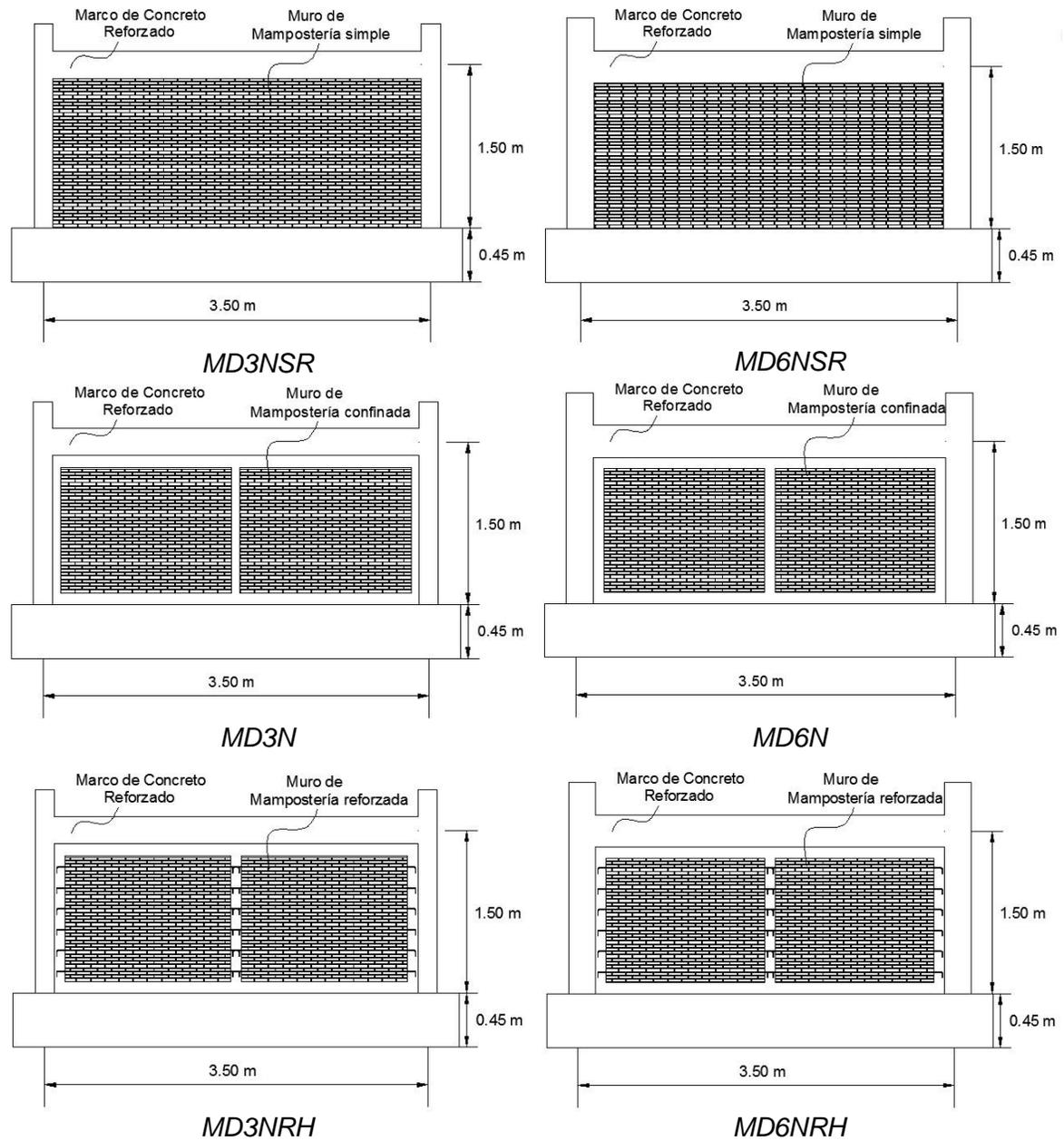


Figura 3.2. Especímenes ensayados.

Tabla 3.2. Propiedades promedio de los materiales. Unidades en MPa.

Especímen	Concreto en el marco		Concreto en dalas y castillos		Mampostería			Piezas	Mortero
	f'_{cf}	E_{cf}	f'_{cc}	E_{cc}	f_m	v_m	E_m	f_p	f_j
MD3NSR MD6NSR	26.12	22402	-	-	3.49	0.63	725	9.36	16.82
MD3N MD6N	19.03	19490	15.07	17220	3.4	0.53	703	9.36	15.01
MD3NRH MD6NRH	19.95	19719	13.3	15661	3.34	0.59	693	9.36	8.01

Tabla 3.3 Propiedades mecánicas del acero. Unidades en MPa.

Varillas de acero	F_y	E_s	$F_{m\acute{a}x}$
Refuerzo en el marco. varilla de 1/2 pulg	438	194196	676
Refuerzo en las juntas de mortero. varilla de 5/32 pulg	644	188688	719

3.2.5 Refuerzo

En las Figuras 3.3 y 3.4 se ilustran detalles del refuerzo y dimensiones de los marcos de los especímenes correspondientes a los edificios prototipo de tres y seis niveles, respectivamente.

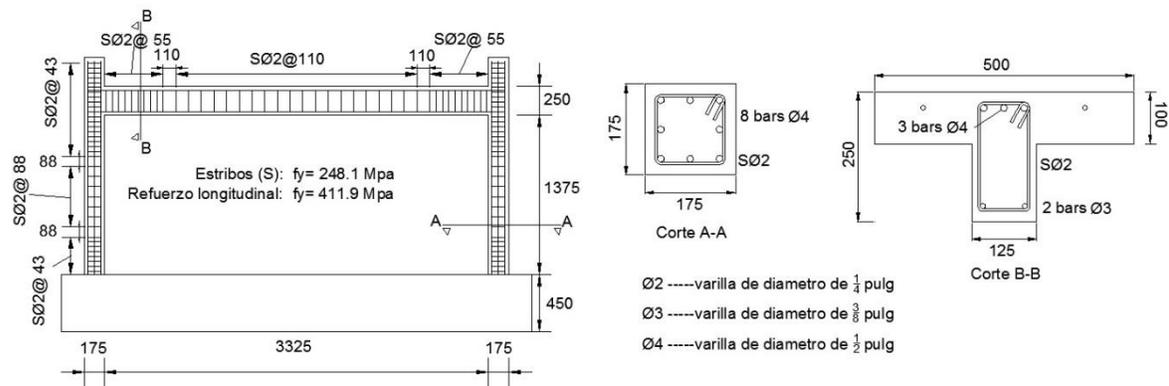


Figura 3.3. Detalles del refuerzo y dimensiones (en milímetros) del marco de los especímenes con columna de menor tamaño.

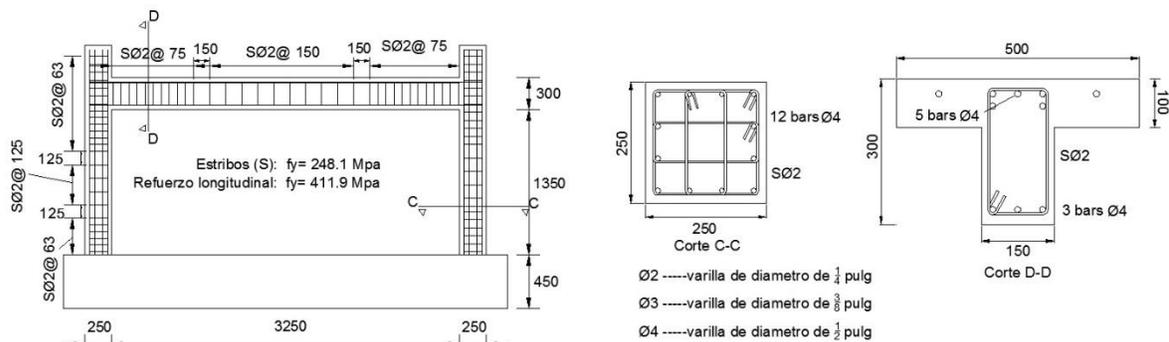


Figura 3.4. Detalles del refuerzo y dimensiones (en milímetros) del marco de los especímenes con columna de mayor tamaño.

El refuerzo longitudinal en columnas y vigas consistió en barras de acero Grado 42 de 1/2 pulg (No. 4) y 3/8 pulg (No. 3) de diámetro con estribos de alambón de 1/4 pulg (No. 2) de diámetro. En las columnas, la cuantía de refuerzo fue 3.3% en especímenes de columnas de tamaño menor mientras que en especímenes de

columnas de tamaño mayor fue 2.4%. El espaciamiento de los estribos fue reducido en los extremos de los elementos ya que se podrían desarrollar articulaciones plásticas en esas zonas.

El refuerzo horizontal en el muro consistió en una barra de acero Grado 60 de 5/32 pulg de diámetro colocada a cada seis hiladas.

3.2.6 Geometría de los muros

Las dimensiones globales del muro correspondiente al edificio prototipo de tres pisos fueron 1375 mm de altura y 3325 mm de longitud, teniendo una relación de aspecto igual a 0.414. Las dimensiones globales del muro correspondiente al edificio prototipo de seis niveles fueron 1350 mm de altura y 3250 mm de longitud, teniendo una relación de aspecto H/L igual a 0.415. Las dimensiones nominales de las piezas (tabiques rojo recocido) fueron 25x65x125 mm y juntas de mortero fueron de un espesor igual a 7 mm. Los detalles del refuerzo y dimensiones en los muros se muestran en la Figura 3.5.

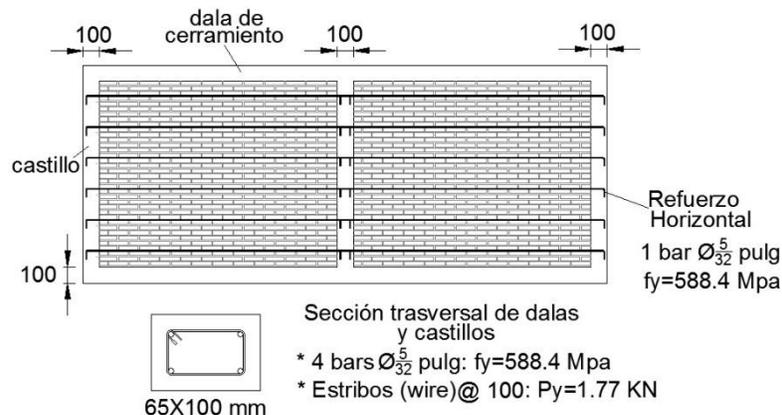


Figura 3.5. Detalles del refuerzo y dimensiones del muro diafragma con elementos de confinamiento

3.3 Construcción de los especímenes

Los especímenes se construyeron en pares. Cada uno se desplantó en una viga de cimentación de concreto reforzado de 4.20x1.00x0.45 m, construida en el sitio. Se construyeron dos vigas de cimentación. Cada una se usó en tres ensayos. Con el objetivo de anclar las columnas del marco, las vigas de cimentación tuvieron aberturas verticales cerca de sus extremos. Las aberturas se formaron mediante

poliestireno, el cual fue removido después del colado de la cimentación (ver Figura 3.6a). El acero de refuerzo de la cimentación cruzaba las aberturas por lo que el refuerzo de las columnas fue atado a él. Después de que se ensayó un espécimen, el concreto en las aberturas y el refuerzo de las columnas fueron retirados y la cimentación se reutilizó para el siguiente espécimen. Se utilizó una plantilla metálica, que se alcanza a distinguir en la Figura 3.6a, para localizar los tubos de 1 ½ pulg de diámetro utilizados para pasar las anclas de sujeción de la cimentación a la losa de reacción.

En cada espécimen, el marco se construyó primero y, después de siete días de fraguado, el muro diafragma. Monolíticamente con la viga del marco se coló una losa de 100 mm de espesor, a la cual, mediante una platilla de acero (similar a la utilizada en el colado de la cimentación), se localizaron tubos de 5/8 pulg de diámetro utilizados para pasar los tornillos usados para sujetar la viga metálica a la losa que se utilizaría para transmitir la carga lateral al marco. La losa fue armada con varillas de 3/8 pulg de diámetro a cada 200 mm (Figura 3.6b).

Para los muros con elementos de confinamiento, la dala de desplante se construyó sobre la cimentación, y los castillos fueron anclados a ella. En la Figura 3.6c se observa la colocación de las primeras piezas sobre la dala de desplante del espécimen MD3N y los castillos anclados en la dala. En esta Figura podemos comparar el tamaño de las piezas con la mano del albañil. En especímenes sin elementos de confinamiento, el muro fue colocado directamente sobre la cimentación. Los castillos se colaron después de que el muro de mampostería se construyó, de manera que la mampostería desempeñó la función de cimbra por un lado en el caso de los castillos extremos y por dos de sus lados en el castillo central. Los castillos extremos se colaron en contacto con las columnas del marco (Figura 3.6d). En los especímenes sin dalas y ni castillos, la mampostería estuvo en contacto con el marco mediante el mismo mortero utilizado en las juntas. En los especímenes MD3NRH y MD6NRH el refuerzo horizontal se colocó a cada seis hiladas conforme se avanzó en la construcción del muro. La primera barra se colocó en la tercera hilada, de manera que el refuerzo fue uniformemente repartido en la altura del muro. El anclaje del refuerzo horizontal se realizó mediante ganchos, los

cuales se introdujeron en el interior de los castillos (Figura 3.6e). Con el objetivo de garantizar que el marco y el muro estuvieran en contacto, se construyó una dala de cerramiento utilizando el sistema de colado mostrado en la Figura 3.6f. Se vertió un concreto con un revenimiento mayor a 180 mm a través de ventanas con suficiente presión hidrostática para rellenar completamente la dala de cerramiento. Cuando el concreto fraguó, el exceso de concreto se removió mediante un dispositivo de corte. Sobre cada columna se ancló una placa acero de 3/4 pulg de espesor, la cual se utilizó para sujetar el sistema para la aplicación de la carga vertical.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3.6. Etapas de construcción de los especímenes. a) Construcción de la cimentación, b) detalle del refuerzo en losa y viga del marco, c) desplante del muro y anclaje de castillos, d) construcción del muro, e) anclaje del refuerzo horizontal, f) construcción de dala de cerramiento.

3.4 Marco de carga

El marco de carga se muestra en las Figuras 3.7, 3.8 y 3.9. El marco de carga se diseñó con base en la ubicación de los puntos de anclaje del piso fuerte y el muro de reacción del laboratorio. Los especímenes de prueba se ensayaron en voladizo. Para ello, la viga de cimentación en la cual se desplantaron (ver sección 3.3) se empotró al piso fuerte del Laboratorio. El anclaje de la viga de cimentación se realizó por medio de doce barras de acero de 1 ½ pulg de diámetro espaciadas uniformemente a cada 0.70 m (Figura 3.7).

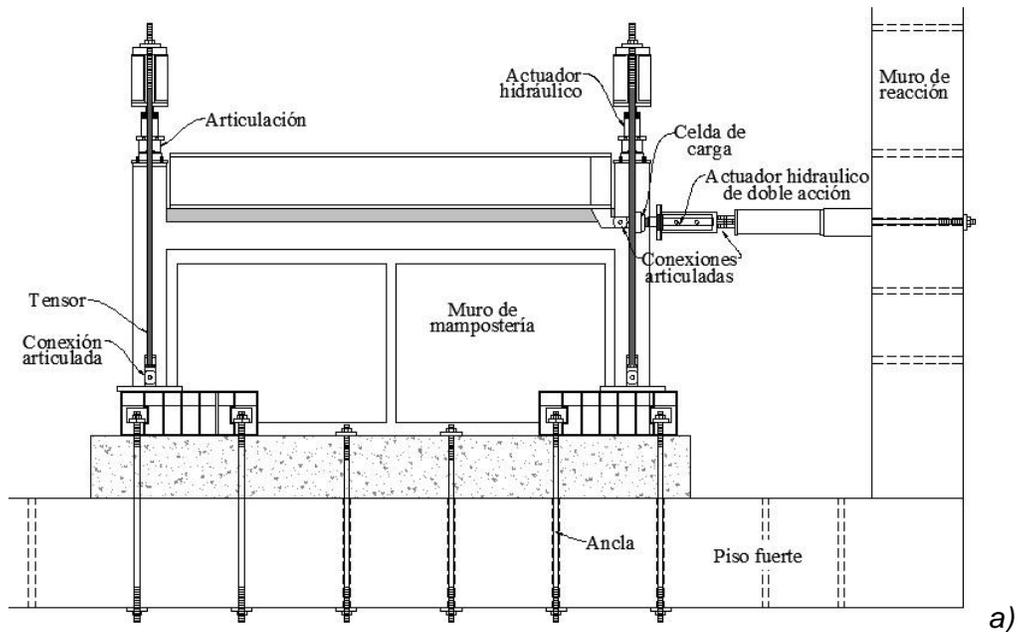
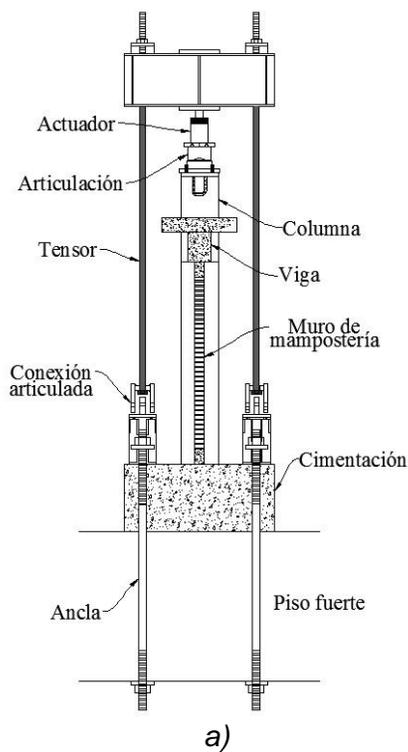


Figura 3.7. Marco de carga completo. a) Diagrama, b) fotografía

La carga vertical se aplicó en la parte superior de cada columna. La carga se aplicó mediante actuadores hidráulicos manuales, los cuales reaccionaron contra una viga de acero anclada a la cimentación con un tensor por cada lado del muro (Figura 3.8a). La carga vertical representó las cargas gravitacionales de los pisos superiores y la carga muerta del piso inferior. El peso de la viga de acero colocada sobre la viga de concreto del espécimen, usada para transferir la carga lateral, representó la carga viva del piso inferior. En las Figuras 3.8b y 3.8c se muestran detalles de las conexiones del sistema de aplicación de carga vertical.



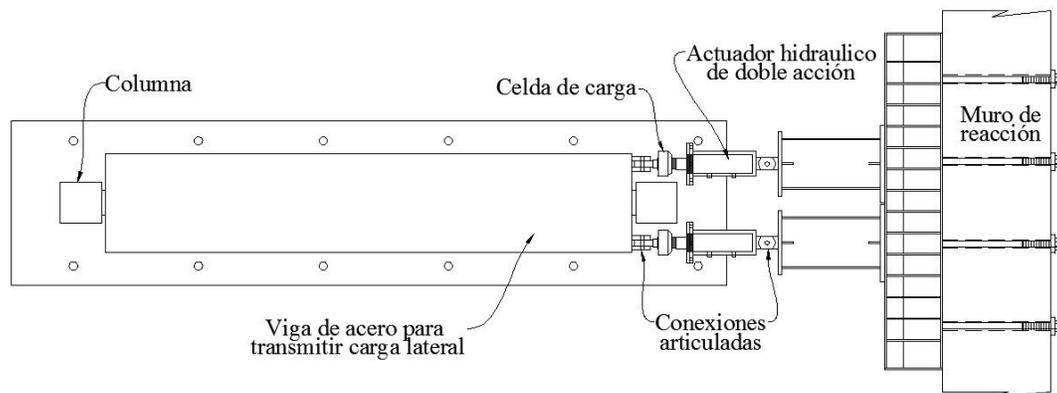
b)



c)

Figura 3.8. Arreglo de piezas de acero utilizado para aplicar carga vertical. a) Diagrama, b) detalle de piezas superiores, c) detalle de piezas inferiores.

La carga lateral se aplicó utilizando dos actuadores hidráulicos de doble acción, como se muestra en la Figura 3.9a. Los actuadores se conectaron mediante pasadores a una viga de acero, la cual se conectó a la viga de concreto del espécimen por medio de tornillos de 5/8 pulg espaciados a cada 0.25 m; por lo que la carga lateral fue uniformemente transferida al espécimen, simulando la acción sísmica. En las Figuras 3.9b y 3.9c se muestran detalles de las conexiones del sistema de aplicación de carga lateral.



a)



b)



c)

Figura 3.9. Arreglo de piezas de acero utilizadas para aplicar carga lateral. a) Diagrama, b) vista frontal, c) vista en planta

3.5 Secuencia de carga

Los ensayos iniciaron con la aplicación de la carga vertical sobre las columnas, la cual se mantuvo constante durante la prueba. La magnitud de la carga se determinó a partir de un análisis por carga gravitatoria de los correspondientes edificios prototipo. El hecho de aplicar la carga vertical directamente sobre las columnas se justifica basándose en las siguientes suposiciones: 1) el marco y el sistema de piso se construyen antes que los muros, por lo que el peso de los pisos superiores se transfiere a las columnas y 2) las columnas son axialmente más rígidas que los muros. Similares consideraciones fueron tomadas en cuenta en estudios previos, los cuales utilizaron marcos de carga similares (Crisafully 1977 y Mehrabi et al. 1996). Un análisis elástico utilizando un modelo de elemento finito de los dos edificios prototipo demostró que las columnas en el piso inferior soportan más del 98% de la carga viva total.

La magnitud de la carga vertical en cada columna de los especímenes correspondientes a los edificios prototipo de tres pisos fue 120.17 kN, mientras que en la de los especímenes correspondientes a los edificios prototipo de seis pisos fue 245.20 kN. El peso de la viga de acero sobre el espécimen fue 12.75 kN. Con el objetivo de preservar los esfuerzos por carga vertical, la carga fue una cuarta parte de las calculadas para el edificio prototipo.

Antes de iniciar el ensaye, se estimó la resistencia al agrietamiento del muro con base a las recomendaciones de las normas mexicanas. La carga lateral de agrietamiento estimada fue 60 kN. La carga lateral se aplicó con base al procedimiento de ensaye descrito en el Apéndice A de las NTCM-2004, el cual se describe en la Figura 3.10. Los primeros dos ciclos fueron controlados por carga hasta el 25% de la carga de agrietamiento estimada; los siguientes dos ciclos hasta el 50% de la carga de agrietamiento estimada y dos más hasta el 100% de la carga de agrietamiento. Subsecuentemente, los ensayes fueron controlados por desplazamiento. Se aplicaron distorsiones con incrementos de 0.002, haciendo dos ciclos por cada incremento.

Cuando el espécimen alcanzó una distorsión de 0.02, el incremento de distorsión cambió a 0.004. Este cambio no se encuentra especificado en las NTCM-2004, ya que este procedimiento fue diseñado principalmente para muros de mampostería confinada, no para muros diafragma.

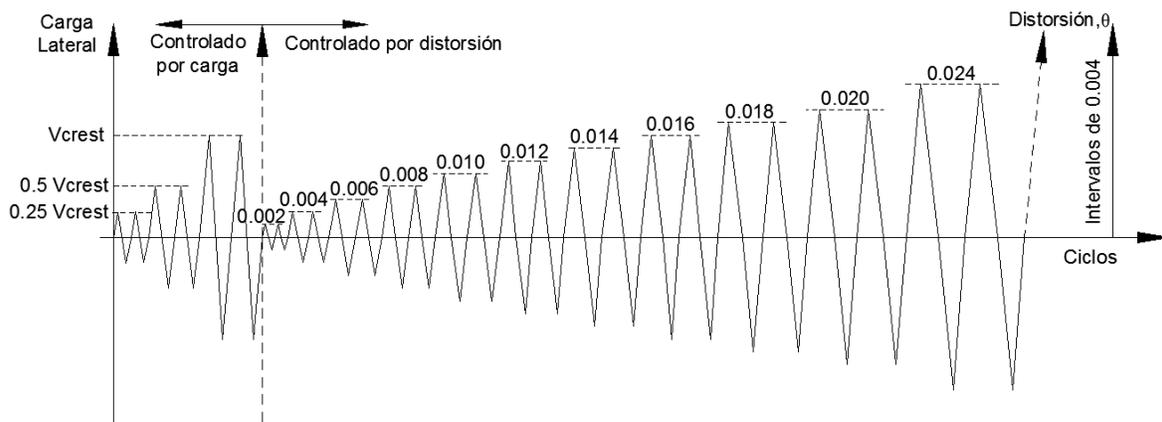


Figura 3.10. Protocolo de ensaye

3.6 Instrumentación

3.6.1 Medición de las cargas

La carga lateral se midió durante el ensaye de los especímenes por medio de dos celdas de carga (una por cada actuador) conectadas a un sistema de adquisición de datos TDS-530 de la marca Tokio Sokki Kenkyujo Co. La carga vertical se midió mediante un manómetro el cual fue previamente calibrado por medio de una celda de carga.

3.6.2 Medición de los desplazamientos

La configuración deformada de los especímenes se midió mediante 20 medidores de desplazamiento (Figura 3.11). Cinco de ellos se colocaron a lo largo de la altura de una columna para definir su perfil deformado (dispositivos DP1 a DP5). Dos medidores se colocaron sobre las columnas, uno sobre cada columna, para medir su acortamiento o alargamiento, dependiendo del sentido de la carga lateral (dispositivos DC1 y DC2). Otros seis dispositivos se colocaron en las diagonales de los dos paneles del muro (dos por panel) con el objetivo de determinar la distorsión angular de cada panel y dos en las diagonales del muro completo (DD1 a DD6). Los medidores DD5 y DD6 en la cara opuesta, no se muestran en la Figura 3.11. Se colocaron medidores de deformación en el perímetro del muro, cuatro horizontales (DH1 a DH4) y dos verticales (DV1 y DV2). Además, se colocó un dispositivo en la base de cimentación para medir el movimiento de cuerpo rígido del espécimen (DR).

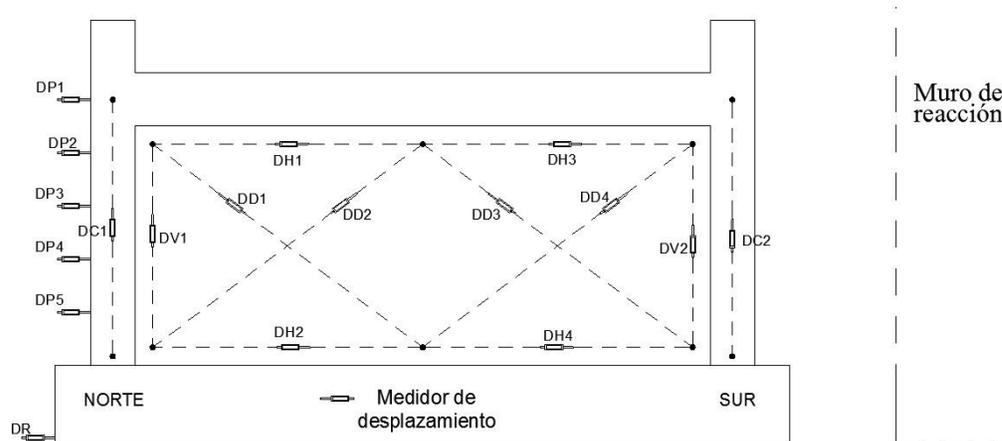


Figura 3.11. Instrumentación externa

3.6.3 Medición de las deformaciones en el refuerzo

El refuerzo longitudinal y transversal de una de las columnas y la viga de cada espécimen se instrumentó mediante extensómetros (“strain gages”) adheridos. Debido a la simetría en todos los casos, se decidió concentrar los extensómetros en la columna norte y el extremo norte de la viga de cada espécimen.

Se instrumentó el refuerzo longitudinal y transversal de la columna en tres secciones (SC1, SC2 y SC3) y tres en la viga (ST1, ST2 y ST3). La ubicación de las secciones instrumentadas se muestra en la Figura 3.12a. La sección SC1 se ubicó al pie de la columna, a 25 mm de la base de cimentación; la sección SC3 se localizó en la zona superior de la columna, a 25 mm la conexión viga-columna; y la sección SC2 se ubicó abajo de la sección SC3, a una distancia igual a 2 veces la separación de estribo en los extremos de las columnas (Sec). La sección ST1 se localizó a 25 mm del paño de la conexión norte viga-columna; la separación de las secciones instrumentadas en la viga fue igual a 2 veces la separación del estribo en los extremos de la viga (Set).

Debido a que las cargas se aplicaron en el plano de muro, se consideró que la variación de las deformaciones en la sección sería sustancialmente menor en dirección perpendicular a la carga lateral. La ubicación de los extensómetros en las secciones instrumentadas de ambos, columna y viga, de los especímenes se muestra en la Figura 3.12b y 3.12c. Las deformaciones del refuerzo longitudinal se usaron para calcular las fuerzas internas en cada sección (Apéndice A2).

Se colocaron extensómetros en las varillas de refuerzo horizontal de las juntas. Se colocaron dos extensómetros por barra. Los extensómetros se ubicaron a lo largo de la diagonal del panel norte de cada muro (Figura 3.12a). Estas mediciones se utilizaron para determinar la fuerza desarrollada por el refuerzo horizontal (Apéndice A3).

CAPÍTULO 4. RESULTADOS DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados de los ensayos de los seis especímenes descritos en el capítulo 3. Los resultados se presentan en términos de la comparación con las variables en estudio: rigidez relativa muro/marco, el uso de elementos de confinamiento y el uso de refuerzo horizontal.

En la sección 4.2 se presenta el valor del parámetro de rigidez relativa de Stafford-Smith (1962) para cada espécimen. Las curvas de histéresis se muestran en la sección 4.3. En la sección 4.4 se describe el patrón de agrietamiento desarrollado en los especímenes, incluyendo el agrietamiento en el muro, en las columnas y viga, y en la interface muro-marco. En la sección 4.5 se presentan las curvas envolventes carga-distorsión de los especímenes, las cuales incluyen sus puntos críticos: agrietamiento, fluencia, resistencia máxima y resistencia última. Se comparan los valores de carga y distorsión desarrollados por los especímenes a los puntos críticos. Adicionalmente, se obtuvo un modelo elastoplástico para cada espécimen, cuya distorsión a la fluencia se utilizó para calcular la ductilidad a la resistencia máxima y a la resistencia última de los especímenes. En la sección 4.6 se presenta la energía disipada por los especímenes durante su ensaye, la cual se calculó como el área encerrada en el diagrama fuerza-desplazamiento de cada ciclo. En la sección 4.7 se presentan las fuerzas internas desarrolladas en tres secciones transversales de una de las columnas de cada espécimen.

4.2 Relación de rigidez muro/marco

La medida utilizada para caracterizar la rigidez relativa entre el muro y el marco es el parámetro propuesto por Stafford-Smith (1962). En la Tabla 4.1 se presenta el valor de este parámetro para cada espécimen. El cálculo se realizó mediante la ecuación (4.1)

Tabla 4.1. Parámetro de Rigidez Relativa de Stafford Smith (1969) para cada Especímen.

	MD3NSR	MD3N	MD3NRH	MD6NSR	MD6N	MD6NRH
λh	2.03	2.10	2.10	1.46	1.51	1.51

$$\lambda h = h \left(\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_f I_c h'} \right)^{1/4} \quad (4.1)$$

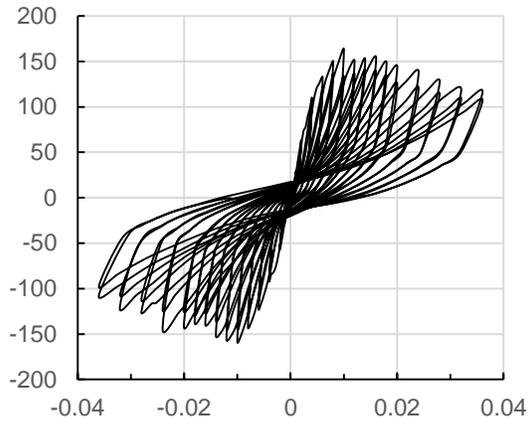
Debido a que la variación en el valor de este parámetro es por el tamaño de las columnas, en esta tesis se discuten los resultados en términos del tamaño de las columnas en lugar del parámetro λh . Sin embargo, se advierte que el uso de λh es una manera más formal de describir el comportamientos de cualquier variable con la rigidez relativa muro-marco.

4.3 Curvas histeréticas

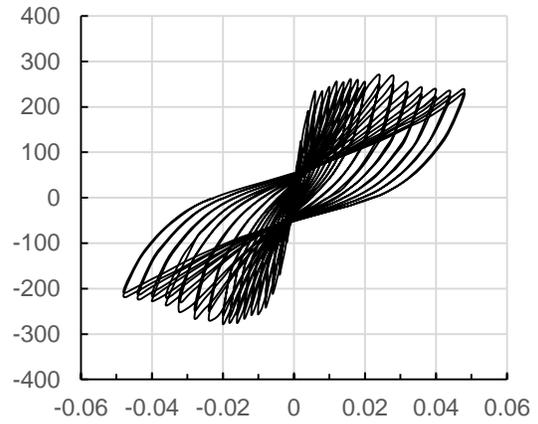
Las curvas histeréticas se presentan en la Figura 4.1. La estabilidad de los ciclos, juzgada por lo bien que el ciclo de repetición se aproximó al primer ciclo en cada incremento de desplazamiento, fue, en general, muy buena. Sin embargo, se observó que los ciclos fueron más estables en los especímenes con columnas de tamaño mayor. Se observó una baja degradación de resistencia en todos los casos. También se presentó un efecto de estrechamiento (“pinching”) de la rama de descarga, aunque fue más pronunciado el efecto para los especímenes con columnas más pequeñas. Se observa también que la rama de carga intersecta el eje vertical, aproximadamente, al mismo nivel de carga lateral.

El primer espécimen ensayado fue el MD6N. Para este espécimen, una vez que la distorsión alcanzó un valor de 0.02, se intentó llevarlo a la falla. Sin embargo, el LVDT utilizado para medir su distorsión alcanzó el límite de su capacidad de medición al alcanzar el sistema una distorsión igual a 0.0335. El espécimen se descargó (por carga lateral) y se reemplazó el dispositivo por uno de mayor capacidad. La prueba se reinició con la rama negativa hasta una distorsión de 0.0335 para preservar la simetría del ensaye. Entonces, se decidió que la prueba debería de continuar normalmente con incrementos de distorsión de 0.004.

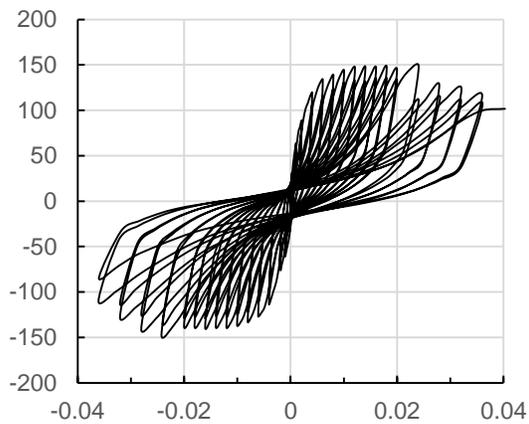
En el caso del espécimen MD6NRH, hubo una fuga de aceite en uno de los actuadores usados para aplicar la carga lateral. Esto explica las anomalías observadas en el ciclo alrededor de 0.025 de distorsión. El problema fue reparado, y la prueba continuó normalmente.



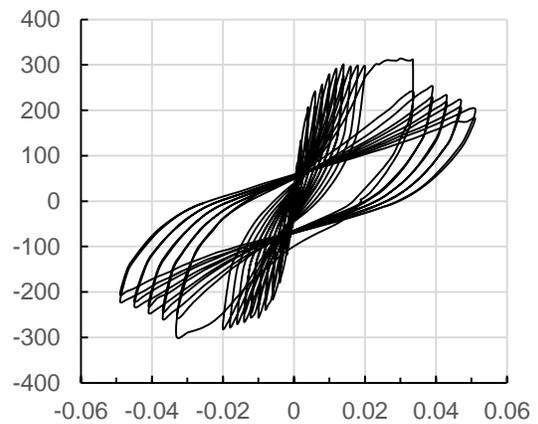
MD3NSR



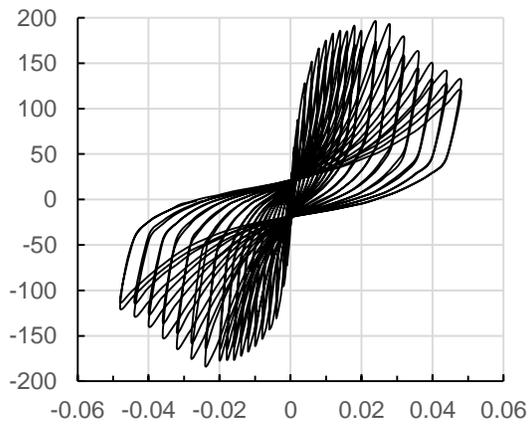
MD6NSR



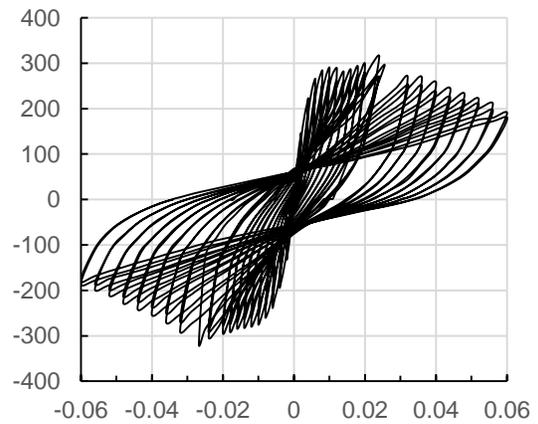
MD3N



MD6N



MD3NRH



MD6NRH

Figura 4.1. Curvas histeréticas carga lateral (kN) – distorsión (mm/mm).

4.3.1 Detalles del espécimen MD3NSR

El espécimen MD3NSR presentó una grieta de contracción en la interface muro/columna en ambos lados del muro. Esta grieta tuvo un considerable efecto en la curva carga-desplazamiento como se muestra en la Figura 4.2, donde se muestran los terceros ciclos de las curvas de los especímenes MD3NSR y MD3N. El lazo del espécimen MD3NSR inicia con una muy baja pendiente, ya que el marco tomó casi toda la carga porque no estaba en contacto directo con el muro. Cuando el marco alcanzó al muro, un abrupto cambio de pendiente es claramente observado a un desplazamiento lateral de alrededor de 0.6 mm. El hueco entre el muro y el marco no afectó la resistencia, como puede ser observado por comparación con el lazo del espécimen MD3N.

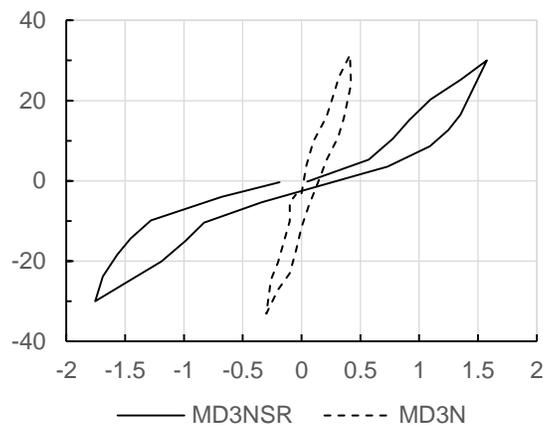


Figura 4.2. Lazo correspondiente al tercer ciclo de la curva carga lateral (kN) – desplazamiento (mm) de los especímenes MD3NSR y MD3N

4.4 Patrón de agrietamiento

4.4.1 Observaciones generales

Se desarrollaron patrones similares de agrietamiento en los seis especímenes ensayados. En la primera etapa de los ensayos, la separación entre muro y marco se manifestó por medio de grietas en la interface de estos elementos. A medida que el ensayo progresó, la separación entre el muro y el marco incrementó. La separación máxima que se desarrolló en el espécimen MD3NSR fue 18 mm. Fue evidente que, de acuerdo al sentido de la carga lateral, se desarrolló el contacto entre muro y marco en dos esquinas diagonalmente opuestas, mientras que en las

otras dos esquinas opuestas se desarrolló separación del muro y marco. No se observó separación entre la viga de cimentación y el muro, y entre el muro y la viga del marco; sin embargo, se observó deslizamiento a todo lo largo de la interface muro-viga, iniciando desde las primeras etapas del ensaye. No se observó separación entre los elementos de confinamiento y el muro.

4.4.2 Agrietamiento en el muro

La primera grieta diagonal en cada espécimen se detectó por inspección visual. Se desarrolló en la zona central del muro, en los especímenes sin elementos de confinamiento, y en la zona central de uno de los paneles en el caso de los especímenes con dalas y castillos. Los especímenes sin elementos de confinamiento desarrollaron una primera grieta inclinada bien definida, mientras que los especímenes con dala y castillos desarrollaron grietas en el muro que fueron más distribuidas. El par de especímenes con refuerzo horizontal desarrolló el agrietamiento mayormente distribuido, en comparación con aquellos especímenes que no incluían refuerzo.

La distorsión al primer agrietamiento diagonal en la mayoría de los especímenes fue 0.0014, la cual coincide con las distorsiones al primer agrietamiento para muros de mampostería confinada reportada en estudios previos (Meli 1973 y Pérez-Gavilán et al 2015). Los valores de carga lateral y distorsión al primer agrietamiento de cada espécimen se muestran en la Tabla 4.2 y Tabla 4.3, respectivamente.

Después del primer agrietamiento, una combinación de grietas inclinadas y deslizamientos horizontales se desarrollaron en el muro. A medida que el ensaye progresó, los deslizamientos horizontales predominaron, impidiendo que se desarrollaran grietas inclinadas adicionales. En el caso de los especímenes con elementos de confinamiento, los planos de deslizamiento se desarrollaron cada seis hiladas, lo cual, para muros con refuerzo horizontal, no coincidió con la posición del refuerzo horizontal. En los especímenes MD3NSR y MD6NSR, solo dos planos principales de deslizamientos se formaron a la altura media del muro.

4.4.3 Agrietamiento en la viga

Se desarrollaron grietas en los extremos de la viga del marco, casi simultáneamente con primer agrietamiento inclinado. El promedio de la distorsión al agrietamiento en la viga fue 0.0012, en ambos, especímenes con columnas de tamaño menor y mayor. La correspondiente carga lateral promedio fue 61.7 kN y 95.3 kN, respectivamente. A medida que el ensaye avanzó, el agrietamiento se extendió hacia la longitud central de la viga. La Figura 4.3 muestra el patrón de agrietamiento y la curva histerética del espécimen MD3NSR hasta 0.004 de distorsión. Se observa simetría en el agrietamiento y en la curva.

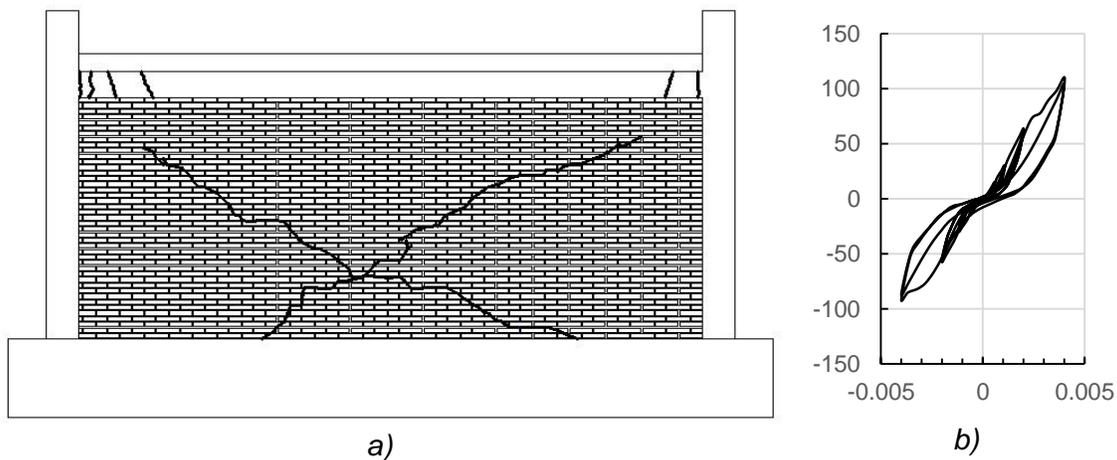


Figura 4.3. Resultados del ensaye del espécimen MD3NSR hasta $\Delta = 0.004$. a) Patrón de agrietamiento, b) curva histerética carga lateral (kN) – distorsión (mm/mm)

4.4.4 Agrietamiento en las columnas

Las grietas de flexión primero aparecieron al pie de las columnas. Estas grietas se desarrollaron cuando el muro estaba en contacto con dicha zona del marco, es decir, los momentos de flexión fueron mayores en las equinas de contacto. Las grietas de flexión se extendieron hacia la zona central de las columnas a medida que el ensaye progresó.

La fluencia en el refuerzo longitudinal de las columnas se detectó mediante extensómetros localizados en los extremos de las mismas (ver sección 3.6.3). Los medidores de deformación registraron que la fluencia ocurrió primeramente al pie de la columna, lo cual concuerda con que el agrietamiento se observó primero en aquella zona. En los especímenes con columnas de tamaño menor la fluencia se

alcanzó a una distorsión de 0.012. En especímenes con columnas de tamaño mayor la fluencia se registró a 0.010 de distorsión.

En todos los especímenes, el modo dominante de falla del sistema fue una combinación de deslizamiento en el muro y falla por tensión diagonal en la conexión viga-columna del marco. El patrón de agrietamiento final del espécimen MD3NRH se muestra en la Figura 4.4. Se incluye el detalle de la falla en la conexión viga-columna.



Figura 4.4. Patrón de agrietamiento final del espécimen MD3NRH. a) Agrietamiento en el muro, b) falla en la conexión viga-columna

4.5 Curvas envolventes

Las curvas envolventes de los especímenes se muestran en la Figura 4.5, incluyendo sus puntos críticos: primer agrietamiento (γ_{cr}, V_{cr}), fluencia (γ_{ys}, V_{ys}), resistencia máxima (γ_{max}, V_{max}), y falla o resistencia última (γ_U, V_U). Usualmente, el primer agrietamiento es asociado a un cambio en la pendiente de la curva envolvente; sin embargo, en estos ensayos, el agrietamiento no tuvo un efecto aparente en la gráfica carga-distorsión. El cambio significativo en la pendiente de cada curva envolvente, que se definió como el punto de fluencia, ocurrió después. La falla del espécimen se definió en aquel punto de la envolvente donde la resistencia del sistema se redujo al 80% de la resistencia máxima. También se muestra el punto de fluencia del modelo elastoplástico equivalente (γ_y, V_y). Para la determinación de modelo elastoplástico equivalente se utilizó el procedimiento descrito en el ASCE–SEI 41-13, antes FEMA 356, sin considerar endurecimiento o

degradación de resistencia. El modelo se obtiene igualando el área bajo la curva del modelo elastoplástico con la de la envolvente experimental hasta la distorsión última y logrando que la intersección de la rama ascendente del modelo elastoplástico con la envolvente experimental se dé a un nivel de carga igual a $0.6 V_y$, donde V_y es la resistencia del modelo elastoplástico.

En la Tabla 4.2 se resume los valores de la carga lateral correspondientes a los puntos críticos y en la Tabla 4.3 se presentan las distorsiones.

4.5.1 Rigidez inicial

A niveles bajos de desplazamiento lateral, el muro de mampostería y el marco actuaron como un sistema estructural monolítico compuesto. En esta etapa, cada curva carga-distorsión puede ser idealizada por medio de una línea recta cuya pendiente es la rigidez inicial, K_i , del espécimen. La rigidez inicial se calculó como la pendiente de la línea que conecta el punto máximo del primer ciclo y el origen. El valor de la rigidez inicial de cada espécimen se presenta en la Tabla 4.2. Para tener una primera estimación de la rigidez inicial del sistema, se desarrolló un análisis elástico con elementos finitos para cada muro, utilizando el promedio de las propiedades mecánicas de los materiales presentadas en la Tabla 3.2 y Tabla 3.3 (capítulo 3), y una relación de Poisson $\nu=0.25$ como lo recomienda las NTCM (2004) para el análisis. En los modelos se utilizaron elementos planos de 100X100 mm para representar el muro y los elementos de confinamiento. La rigidez inicial de cada modelo numérico (K_{in}) se presenta en la Tabla 4.2.

4.5.2 Resistencia al agrietamiento

La resistencia al agrietamiento promedio de los especímenes con columnas de tamaño menor fue 74.5 kN con un rango de [68.6, 78.0]; y para los especímenes con columnas de tamaño mayor, 109.5 kN con un rango de [98.9, 115.4]. El efecto de utilizar elementos de confinamiento fue inconsistente con el tamaño de las columnas. En el grupo de especímenes con columnas pequeñas, incluir elementos de confinamiento decreció ligeramente la resistencia al agrietamiento de 78.0 kN, espécimen sin confinamiento (MD3NSR), a 76.9 kN, espécimen con elementos de confinamiento (MD3N); mientras que en el grupo de especímenes con columnas

grandes el uso de confinamiento incrementó la resistencia al agrietamiento de 98.9 kN a 115.4 kN (un incremento de 16.7%).

Por otro lado, el efecto del refuerzo horizontal redujo consistentemente la resistencia al agrietamiento de 76.9 a 68.6 kN para especímenes con columnas de tamaño menor, y de 115.4 a 114.4 kN para especímenes con columnas de tamaño mayor. El tamaño de las columnas tuvo un efecto considerable en la resistencia al agrietamiento: el cociente $V_{cr}(6N)/V_{cr}(3N)$ para los correspondientes modelos con columnas de tamaño mayor y menor fue, en promedio, 1.47. Sin embargo, el valor promedio de este cociente incrementó con el uso de elementos de confinamiento y refuerzo horizontal, de 1.27 para especímenes sin confinamiento a 1.50 para especímenes con confinamiento, y a 1.67 con el uso de refuerzo horizontal.

4.5.3 Resistencia a la fluencia

La fluencia en las curvas carga lateral - distorsión no ocurrió cuando se detectó el primer agrietamiento. No fue hasta que la primera grieta diagonal se extendió y alcanzó los extremos del muro que la fluencia en las curvas envolventes se pudo observar (Figura 4.5).

La resistencia a la fluencia fue, en promedio, 98.5% mayor que la resistencia al agrietamiento (rango para V_{ys}/V_{cr} de [1.40, 2.36]). El uso de elementos de confinamiento no afectó significativamente este cociente, el cual tuvo un valor promedio de 1.82 para muros con confinamiento y 1.88 para muros sin confinamiento. El refuerzo horizontal, sin embargo, tuvo un impacto mayor en el valor promedio de V_{ys}/V_{cr} : para muros con refuerzo, el valor promedio de este cociente fue 2.26, el cual es 22.1% mayor que el cociente promedio para muros sin refuerzo horizontal igual a 1.85.

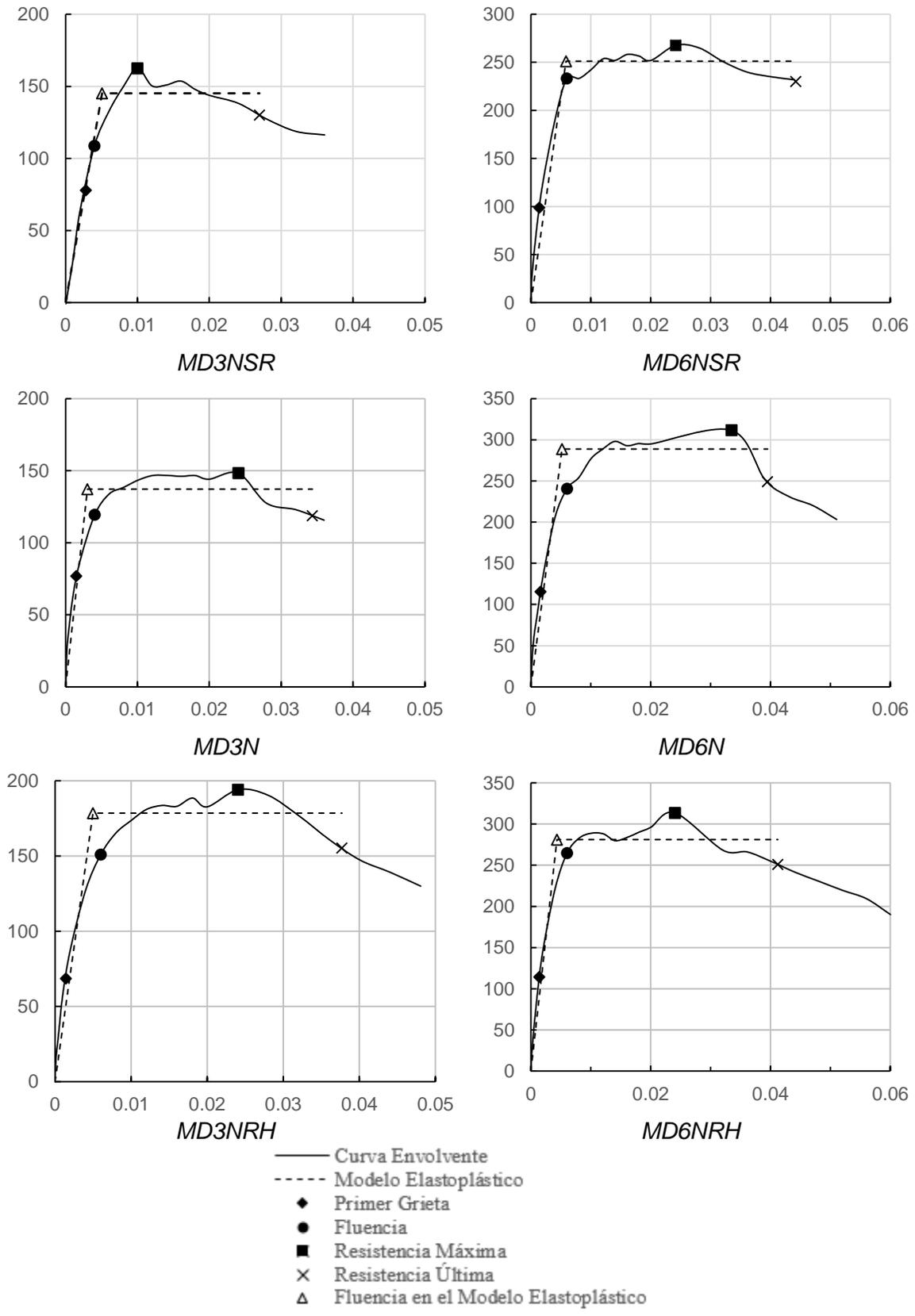


Figura 4.5. Curvas Envolventes positivas carga lateral (kN) - distorsión (mm/mm).

El tamaño de las columnas tuvo también un efecto considerable en la resistencia a la fluencia del sistema: el valor promedio del cociente $V_{ys}(6N)/V_{ys}(3N)$ para los modelos correspondientes con columnas de tamaño mayor y menor fue 1.97. El tamaño de las columnas tuvo también un impacto en el cociente V_{ys}/V_{cr} : en especímenes con columnas de tamaño menor, el valor promedio de este cociente fue 1.72, mientras que para especímenes con columnas de tamaño mayor el cociente promedio fue 2.25, un 31.3% mayor.

4.5.4 Resistencia máxima

La resistencia máxima fue, en promedio, 27.5% mayor que la resistencia a la fluencia (rango para V_{max}/V_{ys} de [1.15, 1.49]), con solo una pequeña diferencia con el tamaño de las columnas: el valor promedio de este cociente para especímenes con columnas de tamaño menor fue 1.34, y para especímenes con columnas de tamaño mayor fue 1.21.

El efecto de los elementos de confinamiento en la relación V_{max}/V_{ys} no fue relevante: el valor promedio de este cociente para especímenes con confinamiento fue 1.27, mientras que para aquellos especímenes sin confinamiento fue 1.32. La resistencia máxima de los especímenes con elementos de confinamiento comparada con la de los especímenes sin confinamiento fue inconsistente con el tamaño de las columnas. En el grupo de especímenes con columnas de tamaño menor la resistencia decreció 8.8%, mientras que en el grupo de especímenes con columnas de tamaño mayor el valor de V_{max} incrementó 16.3% (Tabla 4.2).

El efecto del refuerzo horizontal en la relación V_{max}/V_{ys} no fue tampoco relevante: el valor promedio de este cociente para especímenes con refuerzo fue igual a 1.24. Sin embargo, la resistencia máxima del espécimen con columnas de tamaño menor, elementos de confinamiento y con refuerzo horizontal (MD3NRH) fue 30.9% mayor que la resistencia del espécimen con similares características pero sin refuerzo horizontal (MD3N). La misma comparación para los especímenes con columnas de tamaño mayor no implica cambio en la resistencia máxima.

El tamaño de las columnas tuvo un considerable efecto en la resistencia lateral máxima del sistema. El valor promedio del cociente $V_{max}(6N)/V_{max}(3N)$, para los modelos correspondientes con columnas de tamaño mayor y menor fue 1.79. El mayor valor del cociente $V_{max}(6N)/V_{max}(3N)$ fue para el caso de los especímenes con elementos de confinamiento pero sin refuerzo, igual a 2.10.

4.5.5 Degradación de la resistencia y resistencia última

La degradación de la resistencia fue muy lenta en todos los casos, como se observó en los ensayos realizado por otros autores (Crisafulli 1997 y Mehrabi et al 1996). El proceso de degradación de la resistencia se caracterizó por el deterioro de los planos de deslizamiento, propagación de las grietas en los extremos de la viga y en la base de las columnas, y aplastamiento de la mampostería, especialmente en las esquinas del muro, cada uno de los cuales ocurrió gradualmente a medida que la distorsión incrementó.

La falla de los especímenes se consideró cuando la resistencia del sistema se redujo a 80% de la resistencia máxima. En los especímenes con elementos de confinamiento, la resistencia a corte del castillo intermedio tuvo un efecto importante en la resistencia lateral máxima de sistema. Durante los ensayos se observó que cuando se aplicó el ciclo correspondiente a la resistencia máxima, el castillo intermedio falló, mediante una grieta que lo cruzó. Al aplicar un nuevo incremento en la distorsión el espécimen no pudo alcanzar la carga máxima del incremento previo.

Tabla 4.2. Rigidez inicial y resistencia a cortante para los puntos críticos de la envolvente y el modelo elastoplástico (kN y mm).

Espécimen	K_i	K_{in}	V_y^+	V_{cr}^+	V_{ys}^+	V_{max}^+	V_U^+	V_{ys}^+/V_{cr}^+	V_{max}^+/V_{ys}^+
MD3NSR	19.7	66.9	145.2	78.0	108.9	162.6	130.0	1.40	1.49
MD3N	88.7	93.3	137.1	76.9	119.4	148.2	118.6	1.55	1.24
MD3NRH	103.7	91.3	178.4	68.6	150.9	194.0	155.2	2.20	1.29
MD6NSR	117.8	100.6	251.2	98.9	233.4	267.7	214.2	2.36	1.15
MD6N	123.9	133.0	288.7	115.4	240.4	311.4	249.1	2.08	1.30
MD6NRH	115.4	130.7	281.2	114.4	264.7	313.7	251.0	2.31	1.19

Se observó, que después de la falla en el plano, la estabilidad lateral del muro estaba comprometida, especialmente en aquellos especímenes sin elementos de confinamiento; sin embargo, debido a que no se aplicaron cargas fuera de plano, no hubo evidencias de este fenómeno en las gráficas carga - distorsión.

4.5.6 Distorsión y ductilidad

Se obtuvo la ductilidad a la resistencia máxima (μ_{max}) y a la resistencia última (μ_U). La ductilidad se calculó como la relación de la distorsión desarrollada por cada espécimen con respecto a la distorsión del punto de fluencia del modelo elastoplástico. En la Tabla 4.3 se presenta la distorsión a los puntos críticos de la curva envolvente y las ductilidades de cada espécimen.

La distorsión al agrietamiento fue consistentemente cercano a 0.0014, excepto para el modelo MD3NSR debido a la separación prematura del muro y el marco mencionada en la sección 4.3.1. Por esta razón, las distorsiones y ductilidades del espécimen MD3NSR no pueden ser comparadas con las distorsiones y ductilidades de los otros modelos. Consecuentemente, estos valores son excluidos de la comparación y los valores promedio descritos a continuación.

Las distorsiones a la fluencia y a la resistencia máxima fueron muy consistentes. El primer valor de ellos fue aproximadamente 0.006 (valor promedio igual a 0.0056), y el último fue aproximadamente igual a 0.024 (valor promedio de 0.026).

El promedio global de la distorsión a la falla fue 0.0394 con pequeñas diferencias con el tamaño de las columnas. En los especímenes con columnas de tamaño menor, no fue posible determinar el efecto del uso de los elementos de confinamiento en la capacidad de desplazamiento debido a la separación prematura muro-marco del espécimen MD3NSR. Sin embargo, para los especímenes con columnas de tamaño mayor el desplazamiento lateral a la falla decreció 10.6%. El efecto de refuerzo horizontal fue mayor en los especímenes con columnas de tamaño menor, con un incremento de 9.9%, mientras que para los especímenes de tamaño mayor la distorsión solo incrementó 4.3%.

Para los modelos con columnas de tamaño mayor, el cociente de la ductilidad a la resistencia máxima de los especímenes con y sin elementos de confinamiento fue $\mu_{max}(MD6N)/\mu_{max}(MD6NSR) = 1.57$, mientras que el cociente de la ductilidad a la falla fue 1.01.

La demanda de ductilidad a la resistencia máxima tuvo un valor promedio de 5.8 y un rango de valores de [4.1, 8.0]. El uso de refuerzo horizontal redujo la demanda de ductilidad en los especímenes con columnas de tamaño menor y mayor, de 8.0 (MD3N) a 4.8 (MD3NRH), y de 6.4 (MD6N) a 5.5 (MD6NRH). El efecto del tamaño de las columnas fue que disminuyó la demanda de ductilidad, $\mu_{max}(MD6N)/\mu_{max}(MD3N) = 0.8$, cuando no se utilizó refuerzo horizontal; mientras que este cociente incremento ligeramente en el caso de especímenes con refuerzo horizontal $\mu_{max}(MD6NRH)/\mu_{max}(MD3NRH) = 1.13$.

La ductilidad a la falla tuvo un valor promedio de 8.7, con un rango de valores de [7.5, 11.4]. El efecto del refuerzo horizontal fue inconsistente; para los especímenes con columnas de tamaño menor, el refuerzo redujo la ductilidad de 11.4 a 7.5, y para los de columnas de tamaño mayor el refuerzo incremento la ductilidad de 7.6 a 9.4. La ductilidad promedio a la falla redujo su valor con el tamaño de las columnas, de 9.5 para los especímenes con columnas de tamaño menor a 8.2 para los especímenes con columnas de tamaño mayor.

Tabla 4.3. Distorsión y Ductilidad de los especímenes (mm/mm).

Especímen	γ_y	γ_{cr}^+	γ_{ys}^+	γ_{max}^+	γ_U^+	μ_{max} γ_{max}^+/γ_y	μ_U γ_U^+/γ_y
MD3NSR	0.0051	0.0028	0.0040	0.0100	0.0270	2.0	5.3
MD3N	0.0030	0.0014	0.0040	0.0241	0.0343	8.0	11.4
MD3NRH	0.0050	0.0014	0.0060	0.0241	0.0377	4.8	7.5
MD6NSR	0.0059	0.0014	0.0060	0.0242	0.0442	4.1	7.5
MD6N	0.0052	0.0016	0.0060	0.0335	0.0395	6.4	7.6
MD6NRH	0.0044	0.0014	0.0060	0.0240	0.0412	5.5	9.4

4.6 Disipación de energía

Se calculó la energía disipada por ciclo de carga como el área encerrada en el diagrama fuerza-desplazamiento. La energía disipada acumulada en cada ciclo se calculó como la suma de la energía disipada en los ciclos previos incluyendo el ciclo considerado y se asoció a la distorsión máxima del ciclo correspondiente. Ya que hubo dos ciclos con la misma distorsión máxima, se calcularon dos valores de energía disipada acumulada para una determinada deformación máxima de ciclo.

Las gráficas de energía disipada acumulada versus distorsión se presentan en la Figura 4.6, las cuales se encuentran agrupadas por el tamaño de las columnas. Con el objetivo de obtener graficas suavizadas, los puntos de las gráficas corresponden a la energía disipada acumulada al primer ciclo de una deformación dada, y entre cada par de puntos se asumió una variación lineal.

Todas la graficas presentan una reducción en su pendiente a una distorsión de 0.02 debido al cambio de incremento de distorsión de 0.002 a 0.004 en la secuencia de ensaye. En las gráficas correspondientes a los especímenes MD6N y MD6NRH se puede observar un segundo cambio de pendiente, ahora un incremento, debido al cambio en la secuencia de carga explicada en la sección 4.3.

Para los especímenes con columnas de tamaño menor (Figura 4.6a), el uso de elementos de confinamiento tubo un pequeño impacto en la energía disipada. Sin embargo, el uso de refuerzo horizontal incrementó significativamente la energía disipada para una distorsión dada. El promedio del cociente de la energía disipada acumulada del espécimen MD3NRH y la del espécimen MD3N correspondiente al intervalo de distorsión de 0.001 a 0.036 fue 1.136, con un rango de valores de [0.97, 1.316].

Similarmente, para los especímenes con columnas de tamaño mayor (Figura 4.6b) el efecto del confinamiento antes de una distorsión de 0.02 es despreciable. La abrupta reducción en la energía disipada del espécimen MD6N se debe al igualmente abrupto cambio de su distorsión de 0.02 a 0.0335, después del cual, la energía disipada de MD6N tiende hacia la del espécimen MD6NSR. El uso de refuerzo horizontal incrementó la energía disipada del sistema.

El tamaño de las columnas contribuyó significativamente a la capacidad de disipación de energía del sistema. El promedio del cociente de la energía disipada acumulada del espécimen MD6NRH y la del espécimen MD3NRH correspondiente al intervalo de distorsión de 0.001 a 0.048 fue 1.55, con un rango de valores de [0.67, 2.15].

La comparación de la energía disipada entre diferentes especímenes a los puntos críticos brinda una perspectiva diferente (Tabla 4.4). La energía disipada a la resistencia máxima del espécimen con columnas de tamaño menor y confinamiento fue $E_d(MD3N)/E_d(MD3NSR) = 6.17$ veces mayor que la energía disipada por el espécimen sin confinamiento, y a la falla fue 1.42 veces mayor. Para los especímenes con columnas de tamaño mayor, los correspondientes cocientes fueron 1.21 y 0.60.

El efecto del refuerzo horizontal es que se requiere una mayor energía disipada para alcanzar la resistencia máxima. La energía disipada del espécimen con columnas de tamaño menor fue $E_d(MD3NRH)/E_d(MD3N) = 1.22$ veces mayor que la energía disipada por el espécimen sin confinamiento, y a la falla 1.48 veces mayor. Los correspondientes cocientes para los especímenes con columnas de tamaño mayor fueron 1.25 y 2.07.

Tabla 4.4. Energía Disipada Acumulada (E_d) a los puntos críticos ($J \cdot 10^3$)

Especímen	A la fluencia		A la resistencia máxima		A la resistencia última	
	γ_{ys}	E_d	γ_{max}	E_d	γ_U	E_d
MD3NSR	0.0040	0.52	0.0100	5.17	0.0270	35.94
MD3N	0.0040	1.44	0.0241	31.94	0.0343	50.88
MD3NRH	0.0060	2.94	0.0241	38.90	0.0377	75.42
MD6NSR	0.0060	2.63	0.0242	47.94	0.0442	143.91
MD6N	0.0060	3.73	0.0335	58.14	0.0395	86.78
MD6NRH	0.0060	3.20	0.0240	72.40	0.0412	179.44

En promedio, la energía disipada a la resistencia máxima por los especímenes con columnas de tamaño mayor fue 2.3 veces mayor que los especímenes con columnas pequeñas y 2.5 veces mayor a la falla (Figura 4.6c).

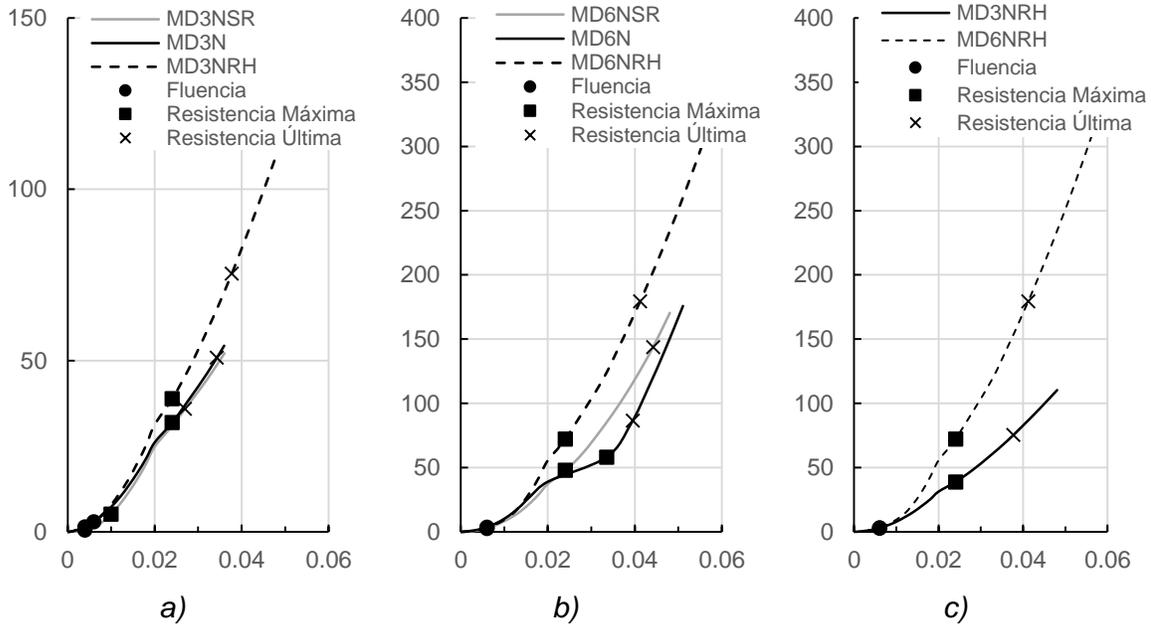


Figura 4.6. Curvas energía disipada acumulada ($J \times 10^3$) – distorsión (mm/mm). a) Especímenes con columnas de tamaño menor, b) especímenes con columnas de tamaño mayor, c) especímenes con tamaño diferente de columna

4.7 Fuerzas internas en las columnas

Se calcularon las fuerzas internas en tres secciones de una de las columnas de cada espécimen. El procedimiento de cálculo consistió en determinar los esfuerzos en el concreto y en las barras de acero a partir de sus deformaciones, las cuales se registraron mediante la instrumentación descrita en la sección 3.6.3. Las relaciones esfuerzo-deformación usadas se obtuvieron a partir de las pruebas a materiales presentadas en el Apéndice A1. El procedimiento de cálculo de las fuerzas internas se muestra de manera detallada en el Apéndice A2.

Se obtuvieron la fuerza normal (F_N), el momento flector respecto al eje de la columna perpendicular al plano del marco (M_Z) y el momento flector respecto al eje de la columna paralelo al plano del marco (M_X). Las secciones instrumentadas se localizaron: una al pie de la columna (sección SC1) y dos cerca de la conexión viga-columna (secciones SC2 y SC3). El cálculo se realizó para los ciclos controlados por carga y los ciclos correspondientes hasta una distorsión igual a 0.012 (18 ciclos en total). El análisis se interrumpió a esta distorsión debido a que a partir de ésta

los medidores de deformación internos se comportaron de manera errática y algunos de ellos dejaron de funcionar.

En la Figura 4.7 se presentan las gráficas carga lateral – fuerza normal (F_N) y carga lateral - momento flector (M_Z) correspondientes a la sección SC1 del espécimen MD3N. La forma de ambas gráficas es típica, es decir, su forma es similar a las correspondientes de las secciones SC2 y SC3, y las del resto de los especímenes. Las gráficas de momentos en las secciones SC2 y SC3 tienen forma invertida respecto al eje horizontal en comparación con las de la sección SC1, ya que los valores de los momentos tienen signo opuesto.

En la Figura 4.7a se observa que en los primeros ciclos la fuerza normal F_N varía casi linealmente con el sentido de la carga lateral, es decir, si la carga lateral se aplica en sentido positivo la magnitud de F_N disminuye y viceversa. Es importante tomar en cuenta que la columna analizada se encuentra en el extremo opuesto de donde se aplicó la carga y que un valor positivo de la carga significa que se tira del espécimen (ver Capítulo 3). Conforme al progreso del ensaye, la linealidad de la gráfica se redujo y el efecto de la carga lateral en la magnitud de F_N cambió. Se observa que, en los ciclos mayores, el efecto de la carga lateral es disminuir la magnitud de F_N , independientemente del sentido de la carga. El valor máximo de F_N corresponde a carga lateral cercanamente a cero. Además, se nota que el efecto de la carga lateral es mayor en el sentido positivo.

La magnitud del momento flector M_Z tiene una mayor relevancia que la de F_N , ya que el momento genera esfuerzos de tensión que produce el agrietamiento del concreto e incrementa significativamente los esfuerzos de compresión que ocasionan su aplastamiento. Es por ello que se le presta un especial interés en este estudio. En la Tabla 4.5 se presentan los resultados para los momentos flectores que a continuación se discuten. En la Figura 4.7b se observa muy buena estabilidad de los ciclos, a juzgar por lo bien que el ciclo de repetición se aproximó al primero en cada incremento de desplazamiento. Al igual que en la gráfica de la fuerza normal, en los primeros cuatro ciclos el momento flector M_Z varía casi linealmente con el sentido de la carga lateral, aunque en este caso, las ramas de carga y

descarga difieren un poco (son aproximadamente paralelas). Es hasta el ciclo 7 (distorsión máxima del ciclo correspondiente igual a 0.002) que se observan diferencias entre el lado positivo y negativo de la gráfica, la relación no lineal entre la carga y el momento es notoria, y el ciclo adquiere su forma típica.

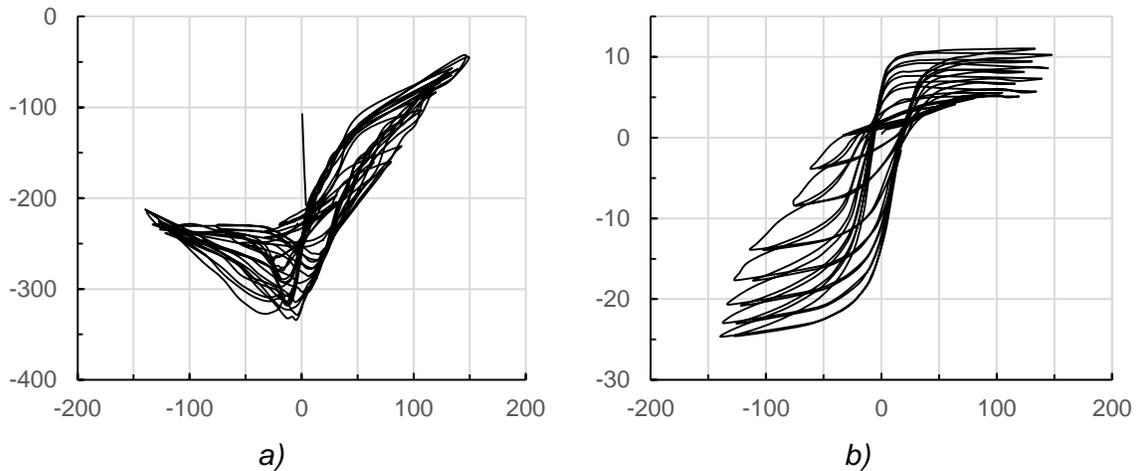


Figura 4.7. Gráficas de fuerzas internas en la sección SC1 de la columna del espécimen MD3N. a) Gráfica carga lateral (kN) – fuerza normal (kN), b) Gráfica carga lateral (kN) – momento flector (kN-m)

En todos los casos el momento máximo M_z se desarrolló en la sección SC1, por lo que se presta especial interés en esta sección. El cociente promedio entre el momento máximo en la sección SC1 y SC3 (M_{zC1}/M_{zC3}) de los ciclos correspondientes al intervalo de distorsión [0.002 – 0.012] fue -1.37 con un rango de valores de [-1.19, -1.71]. Por lo tanto, los valores que se presentan a continuación corresponden a la sección SC1, pero la discusión se extiende al resto de las secciones. Se debe señalar que el momento en SC3 fue mayor que en SC2 en todos los casos, como es esperado.

Se observa que en cada ciclo el valor máximo de M_z se presenta en el lado negativo de la gráfica. Esto es debido a que cuando la carga se aplica en sentido positivo, la columna se apoya en el muro y el muro le transmite fuerzas de contacto que provocan un momento con sentido opuesto al que le ocasiona la carga lateral. Cuando la carga se aplica en sentido negativo (se empuja al espécimen), la columna se separa del muro, lo cual genera que no exista interacción entre el muro y la columna que contrarreste el momento provocado por la carga lateral, por lo que el

momento M_z es mayor. El cociente promedio entre el momento máximo negativo y positivo (M_{zC1}^-/M_{zC1}^+) en cada ciclo del intervalo de distorsión [0.002 – 0.012] fue -1.70 con un rango de valores de [-1.13, -2.56]. El valor de este cociente fue significativamente mayor para los especímenes con columnas de tamaño menor, con un valor promedio $M_{zC1}^-/M_{zC1}^+ = -2.16$, mientras que para los especímenes con columnas de tamaño mayor, el valor promedio $M_{zC1}^-/M_{zC1}^+ = -1.24$. Este hecho probablemente se debe a que en el caso de los especímenes con columnas grandes, el muro tiene un efecto relativamente menor para contrarrestar el momento generado por la carga lateral.

Con base a las lecturas de los medidores de deformación se pudo observar que las cargas aplicadas generaron momento en las columnas alrededor de su eje paralelo al plano del marco (M_x). La magnitud de M_x fue significativamente menor que la de M_z en todos los casos. El cociente M_{xC1}^-/M_{zC1}^- en el punto máximo en cada ciclo del intervalo de distorsión [0.002 – 0.012] tuvo un valor absoluto promedio igual a 0.18 con un rango de valores de [0.09, 0.33].

De acuerdo a la discusión anterior, la condición más desfavorable para las columnas se presenta en la sección SC1, cuando la carga lateral se aplica en sentido negativo. En la Figura 4.8 se presentan las curvas envolventes momento flector M_z – distorsión para esta condición. Se presta especial interés a los valores de M_z correspondientes a una distorsión de 0.01 (desplazamiento lateral igual 15 mm), ya que estos puntos se toman como referencia para predecir el momento flector en el Capítulo 5. En la Tabla 4.5 se presenta la magnitud del momento M_z en cada sección a 0.01 de distorsión. Estos resultados brindan una perspectiva similar a la discusión anterior por ciclos. En este sentido, a este valor de distorsión, la magnitud de M_z es mayor en la sección SC1 en todos los casos. El cociente promedio entre los M_z de las secciones SC1 y SC3 es -1.41 con un rango de valores de [-1.16, -1.88]. No fue posible determinar las fuerzas internas en la sección SC3 del espécimen MD3NSR, debido a fallas en los medidores de deformación, por lo que se excluyen de los cálculos anteriores.

En la graficas de la Figura 4.8 se puede observar que las curvas se encuentran muy cercanas. A una distorsión de 0.01, la diferencia entre el mayor y el menor momento M_z fue 7.4% y 3.7% para las columnas de tamaño menor y mayor respectivamente. La anterior observación sugiere el hecho de que, cuando la carga lateral se aplica en sentido negativo (condición más desfavorable), la magnitud del momento M_z a una distorsión dada no depende del muro, y las variables de estudio, uso de refuerzo horizontal y elementos de confinamiento, no tienen un efecto significativo en el momento. Sin embargo, el tamaño de las columnas tiene un efecto relevante en la magnitud del momento M_z a una determinada distorsión. Este hecho se debe a que, como se mencionó anteriormente, cuando la carga se aplica en sentido negativo la columna se separa del muro.

Tabla 4.5. Resultados de momentos flectores.

Especímen	$\Delta = 0.002 - 0.012$			$\Delta = 0.01$			
	M_{ZC1}/M_{ZC3}	M_{ZC1}^-/M_{ZC1}^+	M_{XC1}^-/M_{ZC1}^-	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZC1}/M_{ZC3}
MD3NSR	-1.24	-1.85	0.13	-19.41	15.84	-	---
MD3N	-1.71	-2.56	0.09	-22.96	11.58	12.16	-1.88
MD3NRH	-1.35	-2.06	0.15	-20.90	11.87	14.91	-1.40
MD6NSR	-1.42	-1.15	0.26	-63.73	47.55	55.11	-1.16
MD6N	-1.19	-1.44	0.33	-66.22	43.75	54.15	-1.22
MD3NRH	-1.33	-1.13	0.10	-65.53	37.57	47.19	-1.39

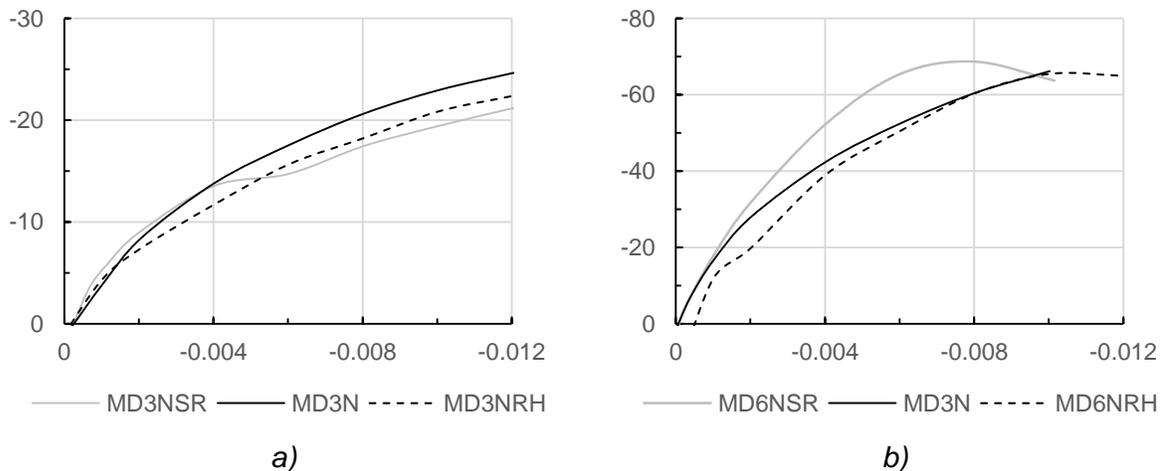


Figura 4.8. Gráficas envolventes momento flector M_z (kN-m) – Desplazamiento Lateral (mm) en SC1. a) Especímenes con columnas de menor tamaño, b) especímenes con columnas de mayor tamaño.

CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1 Introducción

En este capítulo se presenta la discusión de los resultados referentes a las principales variables en estudio: la rigidez relativa muro/marco (sección 5.2), el uso de elementos de confinamiento (sección 5.3) y la presencia de refuerzo horizontal en la juntas de mortero (sección 5.4).

Adicionalmente, en la sección 5.5 se discuten los resultados del espécimen MD6N, el cual se distingue porque fue sometido a una historia de desplazamientos distinta a la del resto de los especímenes.

5.2 Efectos de la rigidez relativa muro/marco

En la Figura 5.1 se presentan las envolventes de las curvas carga lateral – distorsión de los especímenes con distinta rigidez relativa muro/marco. Las gráficas muestran que el marco contribuye significativamente a la resistencia lateral del sistema. En promedio, los especímenes con columnas de tamaño mayor tuvieron, una resistencia al agrietamiento 1.48 veces mayor, una resistencia a la fluencia 1.97 veces mayor, y una resistencia máxima 1.79 veces más grande, que la de los especímenes con columnas de tamaño menor.

Con respecto al efecto de esta variable en la ductilidad, ésta tiende a reducir la demanda de ductilidad del sistema, esto es: las ductilidades de los especímenes con columnas de tamaño mayor fueron, en promedio, 17% menores a la resistencia máxima y 14% menores a la falla. Estos resultados podrían explicarse por el hecho que el deslizamiento inició primero y fue predominante en los especímenes con columnas de tamaño mayor. El deslizamiento inhibe la formación de nuevas grietas, por lo que el daño se concentra en los planos de deslizamiento.

El incremento de la energía disipada con el tamaño de las columnas es una consecuencia del incremento en la resistencia, el área encerrada por ciclo de carga es mayor.

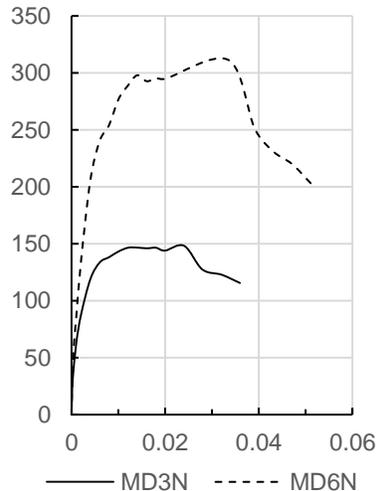


Figura 5.1. Curvas envolventes carga lateral (kN) – distorsión (mm/mm) de especímenes con diferente rigidez relativa muro/marco.

5.3 Efectos de los elementos de confinamiento

El uso de elementos de confinamiento no afectó significativamente la resistencia a corte del sistema (Figura 5.2). Este resultado es consistente con la suposición, para el diseño de muros de mampostería confinada, en la que los castillos no contribuyen a su resistencia a corte. Además, este resultado es consistente con el hecho que no hubo cambio significativo en la energía disipada a una determinada distorsión (ver sección 4.6).

No se observó un efecto significativo en la capacidad de desplazamiento del sistema debida al uso de elementos de confinamiento. Sin embargo, la demanda de ductilidad a la resistencia máxima se incrementó considerablemente. Al parecer, los elementos de confinamiento producen un mecanismo de diagonal equivalente más eficiente y a su vez producen más grietas diagonales en el muro.

Los elementos de confinamiento contribuyeron a la estabilidad lateral de los muros; sin embargo, esta es una observación cualitativa, ya que no hubo una medida numérica para cuantificar este efecto.

El uso de elementos de confinamiento garantiza el contacto entre muro y marco. Crisafully (1997) reconoció que cuando el marco se construye primero y después se rellena con un muro de mampostería, la contracción en el material del

muro o defectos en la construcción pueden causar una falta de contacto inicial; este fenómeno se observó en el espécimen MD3NSR.

5.4 Efectos del refuerzo horizontal

El refuerzo horizontal incrementó considerablemente la resistencia máxima a corte del sistema para el caso de los especímenes con columnas de tamaño menor. Para el caso de los especímenes con columnas de tamaño mayor, no se observó un cambio significativo en la resistencia máxima a corte (Figura 5.2).

En la Figura 5.3 se muestra la fuerza desarrollada por el refuerzo horizontal (F_h) en los dos especímenes que lo incluían (MD3NRH y MD6NRH). El procedimiento para calcular F_h se expone en el Apéndice A3, en el cual se consideró el comportamiento histerético de las barras de acero. En la Figura 5.3, es evidente que F_h en el espécimen con columnas de tamaño menor es significativamente mayor que en el caso del espécimen con columnas de tamaño mayor (45.7% mayor). El valor máximo de F_h alcanzado en el espécimen de columnas de tamaño menor y mayor fue 33.25 KN y 22.82 KN, respectivamente. La anterior observación es consistente con el hecho de que en el espécimen con columnas de tamaño menor, la contribución del refuerzo a la resistencia global del sistema es mayor; y demuestra claramente la mayor eficiencia del refuerzo horizontal. La eficiencia η del refuerzo, calculada como la relación del valor máximo de F_h y la fuerza en el refuerzo cuando todas las barras alcanzan fluencia, fueron 0.70 y 0.48, respectivamente.

Las curvas de la Figura 5.3 presentan un cambio significativo de pendiente al punto crítico del primer agrietamiento en el muro, lo cual es consistente con la teoría universalmente aceptada de que el refuerzo horizontal se activa con la primera grieta inclinada. Sin embargo, la contribución del refuerzo al comportamiento global del sistema se refleja en las curvas envolventes de la Figura 5.2 de manera que la curva correspondiente al muro con refuerzo se encuentra por encima del que no lo incluye. En el caso del espécimen con columnas de tamaño menor, el efecto del refuerzo se refleja después del punto de fluencia. En el espécimen con columnas de tamaño mayor, la contribución del refuerzo se observa en el intervalo de distorsión [0.006, 0.012].

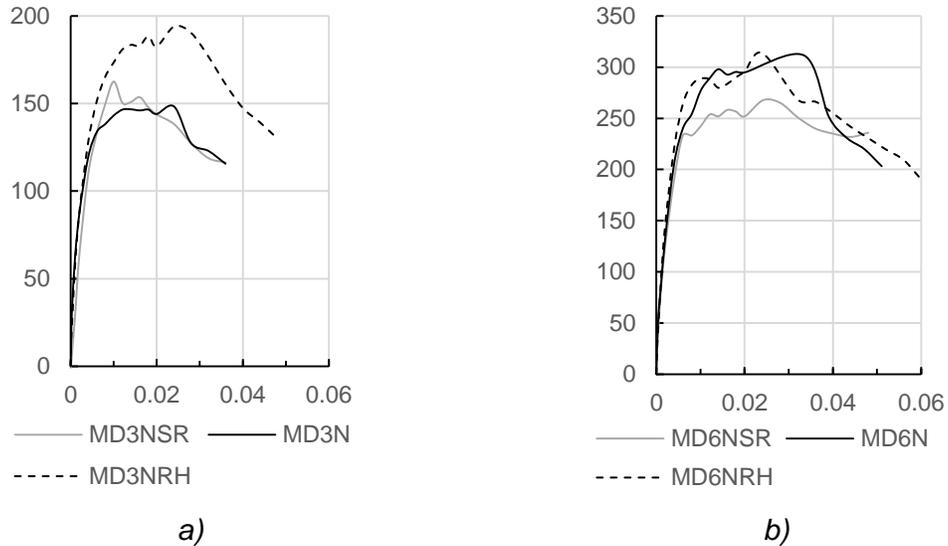


Figura 5.2 Curvas Envolventes Carga Lateral (kN) – Distorsión (mm/mm). a) Especímenes con columnas de tamaño menor, b) Especímenes con columnas de tamaño mayor

La falta de efecto del refuerzo horizontal en la resistencia máxima de los especímenes con columnas de tamaño mayor se debe a que la falla es predominantemente por deslizamiento, como se explicó en la sección 5.2. El refuerzo horizontal solo puede ser efectivo si grietas inclinadas cruzan las barras horizontales. Esto es reconocido por el CSA S304.1-14, el cual no incluye la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia a corte del muro cuando se considera el modo de falla por deslizamiento, mientras que la contribución del refuerzo horizontal se incluye cuando se asume tensión diagonal como el modo de falla.

El refuerzo horizontal reduce la demanda de ductilidad a la resistencia máxima. Este resultado implica que el espécimen presentó menos daño a una cierta deformación cuando se incluyó refuerzo.

El incremento que se observa en la energía disipada es, como en el caso del tamaño de las columnas, el efecto del incremento en la resistencia del sistema, y es consistente con el hecho de que el incremento de la energía disipada es mayor para especímenes con columnas de tamaño mayor, los cuales tuvieron una resistencia mayor (ver sección 4.6).

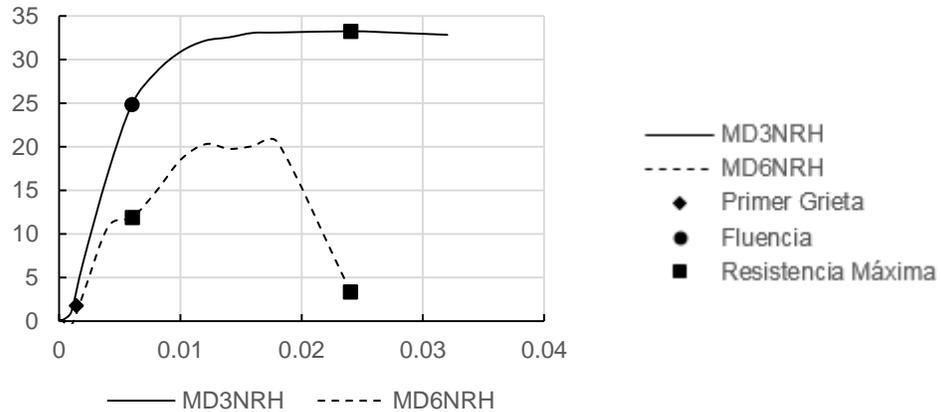


Figura 5.3. Curvas Envolventes Fuerza Total en el Refuerzo (kN) – Distorsión (mm/mm)

5.5 El Caso especial del espécimen MD6N

La mayor distorsión desarrollada por el espécimen MD6N a la resistencia máxima, comparada con la del resto de los modelos, se puede explicar por la falta de degradación cíclica experimentada por este espécimen. Como se mencionó en la sección 4.3, una vez que el espécimen MD6N alcanzó una distorsión de 0.02, se le aplicó una distorsión de 0.0335, la cual coincidió con la resistencia máxima del sistema. Consecuentemente, se omitieron 22 ciclos (incluyendo los ciclos de repetición) para alcanzar su resistencia máxima, comparado con el resto de los especímenes. Un mayor número de ciclos degrada la resistencia del muro (Ibarra et al, 2005) y se requiere un desplazamiento menor para alcanzar la misma resistencia y viceversa: pocos ciclos implica que se requiere un desplazamiento mayor para alcanzar la misma resistencia. La evidencia apoya la conclusión de que la demanda de ductilidad a la resistencia máxima o resistencia última es sensible a la historia de carga.

CAPÍTULO 6. PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA DE LOS ESPECÍMENES

6.1 Introducción

En este capítulo se presenta la predicción de la rigidez lateral (sección 6.2) mediante diferentes modelos de diagonal equivalente. La predicción de la resistencia lateral (sección 6.3) y los momentos flectores (sección 6.4) desarrollados por cada espécimen se realizó mediante dos modelos de análisis: 1) el modelo de la diagonal equivalente que establece el código canadiense (CSA S304.1-14); y 2) el modelo de superposición, el cual es una propuesta del autor.

En la sección 6.5 se discuten las predicciones realizadas por ambos modelos de análisis. Se establecen recomendaciones para el análisis y diseño de edificaciones a base de marcos de concreto con muros diafragma. Las recomendaciones se dan con base en las predicciones de la respuesta de los especímenes por el modelo de superposición.

6.2 Predicción de la rigidez lateral

Se estimó la rigidez lateral de cada espécimen utilizando el modelo de diagonal equivalente, de acuerdo a diferentes autores (ver sección 2.4). No se consideró la contribución de los elementos de confinamiento ni el refuerzo horizontal.

Los resultados analíticos se compararon con la rigidez experimental del modelo K_{bf} , la cual se calculó como la pendiente de la línea que conecta el origen con el punto de fluencia de la curva envolvente carga – desplazamiento del espécimen correspondiente. Los resultados se presentan en la Tabla 6.1. En la Tabla 6.2 se muestra el error en porcentaje tomando como referencia la rigidez experimental de cada espécimen por los diferentes modelos de diagonal equivalente. Un valor positivo en el porcentaje de error indica que se sobreestima la rigidez lateral del sistema. Se observa que con el código canadiense se obtuvo la mejor aproximación a los resultados experimentales de los especímenes con columnas de tamaño menor, a juzgar que en promedio se obtuvo un menor valor absoluto del porcentaje de error (6.9% de error), en comparación a los otros modelos. Con el Masonry Standards Joint Committee se obtuvo la mejor

aproximación a la K_{bf} de los especímenes con columnas de mayor tamaño, con un error promedio igual a 23.3%.

Tabla 6.1. Resultados analíticos y experimentales de la rigidez lateral del sistema. Unidades en kN/mm.

Espécimen	Stafford-Smith (1969)	Bazán (1980)	MSJC (2010)	Canadian Standard (2014)	New Zealand Standard (2004)	Rigidez experimental de sistema (K_{bf})
MD3NSR	33.7	18.2	12.1	19.0	19.4	18.1
MD3N	31.2	16.3	10.7	17.5	17.9	19.9
MD3NRH	31.1	16.4	10.8	17.4	17.8	16.8
MD6NRH	63.8	45.6	36.4	41.8	42.9	25.9
MD6N	57.9	40.1	32.0	37.3	38.3	26.7
MD6NRH	58.0	40.5	32.3	37.5	38.5	29.4

Tabla 6.2 Error en la predicción de la rigidez lateral de los especímenes relativo a la rigidez experimental (%).

Espécimen	Stafford-Smith (1969)	Bazán (1980)	MSJC (2010)	Canadian Standard (2014)	New Zealand Standard (2004)
MD3NSR	86.2	0.6	-33.1	5.0	7.2
MD3N	56.8	-18.1	-46.2	-12.1	-10.1
MD3NRH	85.1	-2.4	-35.7	3.6	6.0
MD6NSR	146.3	76.1	40.5	61.4	65.6
MD6N	116.9	50.2	19.9	39.7	43.4
MD6NRH	97.3	37.8	9.9	27.6	31.0

6.3 Predicción de la resistencia a carga lateral

Se estimó la resistencia a carga lateral de cada espécimen, utilizando dos diferentes modelos: 1) el modelo de la diagonal equivalente y 2) el modelo de superposición. En ambos casos, se requiere de la definición de las propiedades de la diagonal.

6.3.1 Propiedades de la diagonal equivalente

Las propiedades geométricas de la diagonal se determinaron a partir de las dimensiones del marco y el muro de cada espécimen (sección 3.2). En la Tabla 6.3 se presentan las dimensiones de los especímenes. Los especímenes MD3NSR, MD3N y MD3NRH se agrupan en una sola fila de la Tabla 6.3 ya que sus

dimensiones fueron iguales. De igual manera los especímenes MD6NSR, MD6N y MD6NRH.

Tabla 6.3. Propiedades geométricas de los especímenes. Unidades en mm.

Especímen	t	L'	h'	b_c	h_c	A_{th}	A_{tv}	I_c (*10 ⁶)	I_v (*10 ⁶)
MD3NSR, MD3N y MD3NRH	63	3325	1375	175	175	209475	86625	78.15	289.89
MD6NSR, MD6N y MD6NRH	63	3250	1350	250	250	204750	85050	325.52	563.54
t L' h' b_c h_c $A_{th} = L' \cdot t$ $A_{tv} = h' \cdot t$ I_c I_v	Espesor del muro Longitud del Muro Altura del muro Ancho de columna (perpendicular al plano del sistema) Peralte de columna (paralela al plano del sistema) Área transversal del muro paralelo a las juntas horizontales Área transversal del muro perpendicular a las juntas horizontales Momento de inercia de la columna, respecto al eje centroidal perpendicular al plano del sistema Momento de inercia de la viga, respecto al eje centroidal perpendicular al plano del sistema								

Las propiedades geométricas de la diagonal equivalente de cada muro se presentan en la Tabla 6.4. Los parámetros del modelo de diagonal equivalente se calcularon mediante las ecuaciones (2.16) a (2.20).

Tabla 6.4. Propiedades geométricas de la diagonal equivalente, mm

Especímen	θ (°)	α_h	α_l	W	W_e	l_s
MD3NSR	22.47	1161	4019	4183	900	3598
MD3N	22.47	1130	3911	4071	900	3598
MD3NRH	22.47	1137	3937	4098	900	3598
MD6NSR	22.56	1650	4715	4995	880	3519
MD6N	22.56	1606	4588	4861	880	3519
MD6NRH	22.56	1616	4618	4893	880	3519
$\theta = \tan^{-1}(h'/L')$ α_h α_l W W_e l_s	Ángulo de inclinación de la diagonal Longitud de contacto columna-muro Longitud de contacto viga-muro Ancho de la diagonal medida en el sentido perpendicular al eje de la diagonal en el plano del muro Ancho efectivo de la diagonal Longitud de la diagonal del muro					

6.3.2 Resistencia a carga lateral. Modelo de la diagonal equivalente

La resistencia lateral del sistema con base en el modelo de la diagonal equivalente (V_{rde}) se estimó como la fuerza requerida para alcanzar la resistencia máxima en el muro. Para tal efecto, se realizaron análisis elásticos. La resistencia del muro (V_{rm}) se calculó mediante las recomendaciones de las normas mexicanas (NTCM, 2004) con las ecuaciones (2.10) y (2.11) y el código canadiense (CSA S304.1-14 2014) mediante las ecuaciones (2.12), (2.14) y (2.15). Los resultados se muestran en la Tabla 6.5.

En la Tabla 6.6 se muestra el error en las predicciones tomando como referencia la resistencia máxima experimental ($V_{m\acute{a}x}$) de cada espécimen. Un valor positivo en el porcentaje de error indica que se sobreestima la resistencia máxima del sistema.

Se observa que las NTCM-RCDF no predicen apropiadamente la resistencia lateral del sistema, en ninguno de los casos. Las normas mexicanas sobreestiman la resistencia y no hacen distinción entre los modos de falla en el muro. El error es significativamente mayor para los especímenes con refuerzo horizontal. Las normas sobreestiman un 22.2% y 26.5% la resistencia de los especímenes MD3N y MD6N, respectivamente; mientras que para el caso de los especímenes con refuerzo, MD3NRH y MD6NRH, la resistencia se sobreestima un 84.3% y 159.7%, respectivamente. Este hecho se explica debido a que, de acuerdo a las normas mexicanas la contribución del refuerzo se debe incluir, independientemente del modo de falla en el muro. Esto hace que la resistencia del muro con refuerzo sea elevada, y en consecuencia también la del sistema.

El código canadiense predice apropiadamente la resistencia lateral de los especímenes sin refuerzo horizontal, aunque el error fue mayor para los especímenes con columnas de tamaño mayor. El porcentaje de error para el espécimen MD3N fue 1.6%; sin embargo, la predicción fue 22.1% menor para el caso del espécimen MD3NRH. Para los especímenes con columnas de tamaño mayor, el error fue 5.4% para el espécimen MD6N y 5.7% para MD6NRH. De acuerdo con el código canadiense, la falla en el muro ocurre por deslizamiento en

las juntas. Los resultados experimentales muestran que se desarrollaron grietas diagonales en el muro, pero enseguida se formaron planos horizontales de deslizamiento. Conforme el ensaye progresó, el deslizamiento fue ganando mayor importancia.

Aunque en la mayoría de los casos el CSA S304.1-14 2014 predice apropiadamente la resistencia máxima de los especímenes, se debe mencionar que la distorsión a la resistencia del sistema con el modelo de la diagonal equivalente (γ_{de}) es significativamente menor que la distorsión experimental γ_{max} . El cociente promedio (γ_{max}/γ_{de}) fue 4.1 con un rango de valores de [1.8, 5.9] (Tabla 6.7).

6.3.3 Resistencia a carga lateral. Modelo de superposición

La resistencia lateral obtenida con el modelo de superposición (V_{rs}) se calculó como la suma de la resistencia del muro y la contribución del marco. La resistencia del muro (V_{rm}) se obtuvo a partir de las recomendaciones del código canadiense con las ecuaciones (2.12), (2.14) y (2.15).

La contribución del marco a la resistencia del sistema se definió como la fuerza requerida para deformar al marco hasta una distorsión dada. Se determinó la resistencia del sistema a dos niveles de distorsión: 0.006 y 0.01. El primero de ellos, corresponde aproximadamente a la distorsión a la cual los muros de mampostería alcanzan la resistencia máxima. A la distorsión de 0.01 los especímenes alcanzaron más del 90% de su resistencia máxima. Flores (2014) reportó que la distorsión a la resistencia máxima fue 0.01 en dos de los cuatro muros diafragma que ensayó.

A estos niveles de distorsión, se desarrollaron grietas visibles en los extremos de las columnas y las vigas, por lo que se consideró un momento de inercia agrietado en el análisis del marco. El momento de inercia de la sección agrietada (I_{Zcr}) se calculó de acuerdo al procedimiento presentado en el Apéndice A2, localizando el eje neutro de la sección de concreto. En la Figura 6.1 se presenta la variación del cociente entre el momento de inercia de la sección agrietada y el momento de inercia de la sección bruta (I_{Zcr}/I_{Zb}) con la distorsión de las columnas de los especímenes. Se observa que, en general, los resultados fueron muy

similares para cada espécimen, al juzgar por lo aproximadas que son las curvas correspondientes. Además, se observa que a partir de un valor de distorsión igual a 0.004, el cociente (I_{Zcr}/I_{Zb}) se mantiene casi constante, con un valor global promedio igual a 0.49 (en el intervalo de distorsión 0.004-0.012). Respecto al momento de inercia de la sección agrietada correspondientes a las distorsiones de interés (0.006 y 0.010), los resultados son los siguientes: el rango de valores del cociente (I_{Zcr}/I_{Zb}) a una distorsión de 0.006 fue [0.46, 0.55] con un valor promedio de 0.51; y para una distorsión de 0.01, [0.39, 0.55] con un valor promedio de 0.47.

Para las vigas, el valor promedio del cociente (I_{Zcr}/I_{Zb}) en el intervalo de distorsión 0.004-0.012 es igual a 0.31. El rango de valores del cociente (I_{Zcr}/I_{Zb}) a una distorsión de 0.006 fue [0.25, 0.38] con un valor promedio de 0.34; y para una distorsión de 0.01, [0.23, 0.36] con un valor promedio de 0.30. Debido a fallas en los extensómetros, no fue posible calcular el momento de inercia de la sección agrietada de las vigas de los especímenes MD3NSR y MD6NSR, por lo que no fueron incluidos en el cálculo de los valores promedio anteriores.

Los análisis de los marcos de MD3NSR y MD6NSR se realizaron considerando el momento de inercia de la viga igual a $0.34I_{Zb}$, para una distorsión de 0.006 y $0.30I_{Zb}$, para una distorsión de 0.010.

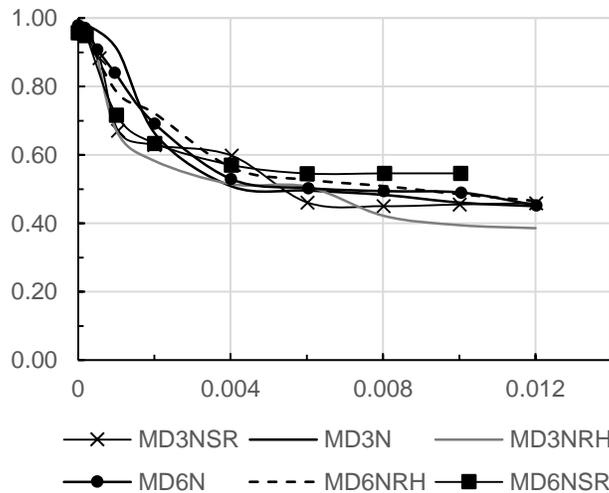


Figura 6.1. Curvas (I_{Zcr}/I_{Zb}) – distorsión (mm/mm) de las columnas.

Las predicciones de resistencia a 0.006 y 0.01 de distorsión realizadas mediante el modelo de superposición se presentan en la Tabla 6.5, y en la Tabla 6.6 se muestra el error en las predicciones respecto a los resultados experimentales de cada espécimen. Un valor positivo en el porcentaje de error indica que se sobreestima la resistencia del sistema.

Para una distorsión de 0.006, se observa que el modelo predice apropiadamente la resistencia lateral de los especímenes sin refuerzo horizontal (MD3NSR, MD3N, MD6NSR y MD6N). El porcentaje de error fue menor al 10%. Sin embargo, para el caso de los especímenes con refuerzo, se observa que el modelo subestima la resistencia, 17.9% para el caso del espécimen con columnas de tamaño menor (MD3NRH) y 11.5% para el espécimen con columnas de mayor tamaño (MD6NRH). A una distorsión de 0.01, el modelo tuvo una apropiada predicción de la resistencia de los especímenes con columnas de tamaño menor y sin refuerzo, sin embargo subestima un 21.7% la resistencia del espécimen MD3NRH, mientras que tiene una apropiada predicción para MD6NRH. Lo anterior se puede explicar con el hecho de que en el cálculo de la resistencia del muro el modo de falla que rige es el deslizamiento en las juntas, el cual no toma en cuenta la resistencia del refuerzo horizontal.

Usando el modelo de superposición, la distorsión a la resistencia es igual a la distorsión experimental correspondiente (Tabla 6.7).

Tabla 6.5. Predicción de la resistencia a carga lateral de los especímenes. Valores en kN.

Espécimen	Modelo de la diagonal equivalente			Modelo de Superposición			
	V_{rde}		V_{max}	V_{rs}	$V_{\gamma=0.006}$	V_{rs}	$V_{\gamma=0.010}$
	NTCM-RCDF (2004)	CSA (2004)	Experimental	Analítico	Experimental	Analítico	Experimental
MD3NSR	227.1	161.1	162.6	127.5	132.5	152.4	162.6
MD3N	181.2	150.6	148.2	121.4	133.7	141.0	143.3
MD3NRH	357.7	151.1	194.0	123.9	150.9	135.9	173.5
MD6NSR	508.1	361.2	267.7	248.0	233.4	357.0	242.3
MD6N	394.0	328.1	311.4	225.3	240.4	314.7	277.1
MD6NRH	783.3	331.6	313.7	234.3	264.7	298.3	288.8

Tabla 6.6. Error relativo de las predicciones de la resistencia a carga lateral. (%)

Espécimen	Modelo de la diagonal equivalente		Modelo de Superposición	
	NTCM-RCDF (2004)	CSA (2004)	$V_{\Delta=0.006}$	$V_{\Delta=0.010}$
MD3NSR	39.7	-0.9	-3.8	-6.3
MD3N	22.2	1.6	-9.2	-1.6
MD3NRH	84.3	-22.1	-17.9	-21.7
MD6NSR	89.8	34.9	6.2	47.3
MD6N	26.5	5.4	-6.3	13.6
MD6NRH	149.7	5.7	-11.5	3.3

Tabla 6.7 Predicción de las de distorsiones

Espécimen	Modelo de la diagonal equivalente			Modelo de Superposición			
	γ_{de}		γ_{max}	Analítico	Experimental	Analítico	Experimental
	NTCM-RCDF (2004)	CSA (2004)					
MD3NSR	0.0081	0.0057	0.0100	0.0060	0.0060	0.0100	0.0100
MD3N	0.0070	0.0058	0.0241	0.0060	0.0061	0.0100	0.0101
MD3NRH	0.0138	0.0059	0.0241	0.0060	0.0060	0.0100	0.0100
MD6NSR	0.0078	0.0056	0.0242	0.0060	0.0060	0.0100	0.0102
MD6N	0.0068	0.0057	0.0335	0.0060	0.0060	0.0100	0.0100
MD6NRH	0.0134	0.0057	0.0240	0.0060	0.0060	0.0100	0.0100

6.4 Predicción de los momentos flectores en las columnas y vigas

6.4.1 Momentos flectores. Modelo de la diagonal equivalente

En la Tabla 6.8 se presenta la predicción de los momentos en el marco mediante el modelo de la diagonal equivalente del CSA S304.1-14 (2014) y los resultados experimentales. En la Tabla 6.9 se muestra el porcentaje de error en las predicciones respecto a los resultados experimentales de cada espécimen. Un valor positivo en el porcentaje de error indica que se sobreestima el valor del momento.

La comparación de los resultados se realizó con los momentos experimentales al 0.006 de distorsión, ya que con base en los modelos analíticos correspondientes a cada espécimen es a esa deformación que se alcanza la resistencia máxima. Se observa que el modelo sobreestima los momentos en el marco. En general, los

momentos en las columnas se sobreestiman un 74.1%, mientras que en la predicción del momento en la viga es 1.38 mayor que el experimental.

Tabla 6.8. Predicción de los momentos por el modelo de la diagonal equivalente a una distorsión igual a 0.006. Valores en kN-m

Especímen	Resultados Analíticos				Resultados Experimentales			
	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZT1}	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZT1}
MD3NSR	-32.52	18.61	22.25	28.06	-14.73	12.34	-	-
MD3N	-28.84	16.48	19.72	24.92	-17.66	9.42	10.10	18.15
MD3NRH	-29.33	16.78	20.01	25.31	-15.70	9.42	11.38	24.53
MD6NSR	-118.04	55.24	67.57	87.41	-65.42	37.93	44.38	-
MD6N	-104.57	48.95	59.84	77.40	-52.48	33.75	40.52	44.54
MD6NRH	-106.34	49.83	60.92	78.73	-50.52	29.23	37.47	-

Tabla 6.9. Error relativo de las predicciones de los momentos en columna y trabe mediante el modelo de la diagonal equivalente del CSA S304.1-14, 2014. (%)

Especímen	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZT1}
MD3NSR	120.7	50.8	-	-
MD3N	63.3	75.0	95.1	37.3
MD3NRH	86.9	78.1	75.9	3.2
MD6NSR	80.4	45.6	52.2	-
MD6N	99.3	45.1	47.7	73.8
MD6NRH	110.5	70.5	62.6	-

6.4.2 Momentos flectores. Modelo de superposición

En la Tabla 6.10 y Tabla 6.12 se presenta la predicción de los momentos en el marco mediante el modelo de superposición para una distorsión de 0.006 y 0.01, respectivamente. Los resultados indican que las predicciones son, en general muy buenas, al juzgar por lo bien que se aproximan a los resultados experimentales (Tabla 6.11 y Tabla 6.13).

Para un distorsión igual a 0.006, la predicción de los momentos en las columnas tuvo un error global promedio de 8.8%, mientras que en la viga un 25.6%. La predicción es inconsistente en el sentido de que en algunos casos se sobreestima a magnitud del momento y en otros se subestima. Para una distorsión igual a 0.010, la predicción de los momentos en las columnas tuvo un error global promedio de 20.4%, mientras que en la viga un 22.8%. En general, a esta distorsión, el modelo de superposición sobreestima la magnitud del momento.

Tabla 6.10. Predicción de los momentos por el modelo de superposición a una distorsión igual a 0.006. Valores en kN-m

Espécimen	Resultados Analíticos				Resultados Experimentales			
	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZT1}	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZT1}
MD3NSR	-16.15	9.73	11.58	14.60	-14.73	12.34	-	-
MD3N	-14.72	8.44	10.10	12.85	-17.66	9.42	10.10	18.15
MD3NRH	-15.60	9.61	11.38	14.32	-15.70	9.42	11.38	24.53
MD6NSR	-66.34	34.22	41.37	52.79	-65.42	37.93	44.38	-
MD6N	-58.47	30.51	36.89	47.19	-52.48	33.75	40.52	44.54
MD6NRH	-62.20	32.86	39.63	50.62	-50.52	29.23	37.47	-

Tabla 6.11. Error relativo de las predicciones de los momentos en columna y trabe mediante el modelo de superposición a una distorsión de 0.006. (%)

Especimen	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZT1}
MD3NSR	9.6	-21.1	-	-
MD3N	-16.7	-10.4	0.0	-29.2
MD3NRH	-0.6	2.1	0.0	-41.6
MD6NSR	1.4	-9.8	-6.8	-
MD6N	11.4	-9.6	-9.0	5.9
MD6NRH	23.1	12.4	5.8	-

Tabla 6.12. Predicción de los momentos por el modelo de superposición a una distorsión igual a 0.010. Valores en KN-m

Espécimen	Resultados Analíticos				Resultados Experimentales			
	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZT1}	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZT1}
MD3NSR	-26.32	15.83	18.83	23.69	-19.41	15.84	-	-
MD3N	-22.76	13.15	15.70	19.82	-22.96	11.58	12.16	17.76
MD3NRH	-20.40	12.85	15.21	19.82	-20.90	11.87	14.91	30.31
MD6NSR	-112.67	54.79	66.71	85.76	-63.73	47.55	55.11	-
MD6N	-94.76	50.33	60.72	77.50	-66.22	43.75	54.15	63.47
MD6NRH	-90.94	44.54	54.25	70.01	-65.53	37.57	47.19	-

Tabla 6.13. Error relativo de las predicciones de los momentos en columna y trabe mediante el modelo de superposición a una distorsión de 0.01. (%)

Especimen	M_{ZC1}	M_{ZC2}	M_{ZC3}	M_{ZT1}
MD3NSR	35.6	-0.1	-	-
MD3N	-0.9	13.6	29.0	11.6
MD3NRH	-2.3	8.3	2.0	-34.6
MD6NSR	76.8	15.2	21.0	-
MD6N	43.1	15.0	12.1	22.1
MD6NRH	38.8	18.5	15.0	-

6.5 Discusión de la predicción de la respuesta de los especímenes

6.5.1 Modelo de la diagonal equivalente

El modelo de la diagonal equivalente establecido en el CSA S304.1-14 predice apropiadamente la rigidez lateral del sistema. Este aspecto es esencial para estimar la carga que actúa en los muros. El efecto del refuerzo horizontal y el uso de elementos de confinamiento en la rigidez lateral del sistema no son significativos, por lo que es razonable ignorar su contribución.

La resistencia máxima del sistema se predice apropiadamente mediante las especificaciones del CSA S304.1-14 (usando el modelo de la diagonal equivalente); sin embargo la distorsión correspondiente es significativamente menor a la distorsión experimental a la resistencia máxima del sistema. Además, el modelo de la diagonal equivalente sobreestima significativamente los momentos flectores en el marco.

6.5.2 Modelo de Superposición

El modelo de superposición predice la resistencia del sistema a una distorsión dada, lo cual genera que, a diferencia del modelo de la diagonal equivalente, ambos parámetros (resistencia y distorsión) sean iguales a los del modelo experimental. Además, el modelo de superposición predice razonablemente bien los momentos flectores en las columnas y viga del marco.

En ambos casos, el modelo de la diagonal equivalente y el modelo de superposición, cuando el refuerzo horizontal contribuyó significativamente (por ejemplo, a la resistencia máxima del espécimen MD3NRH), se obtuvo una predicción de la resistencia significativamente menor, relativa a los resultados experimentales. Esto sugiere que el efecto de la rigidez relativa en la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia del sistema no está aun claramente entendido.

La predicción de la resistencia no es asociada con una ductilidad específica. Por lo tanto, mientras que la resistencia es calculada razonablemente bien (excepto

para los casos anteriormente señalados), no se indica nada sobre la demanda de ductilidad.

Con base en las predicciones realizadas mediante el modelo de superposición se establece la siguiente propuesta de diseño:

Propuesta de diseño

La respuesta de un marco de concreto relleno con muros diafragma de mampostería se puede predecir razonablemente bien por el modelo de superposición propuesto en esta tesis. Consecuentemente, se puede diseñar para estas dos condiciones:

1. Para un nivel de distorsión de 0.006. Para esta condición, la falla ocurre cuando el sistema alcanza una distorsión igual a 0.006, lo cual corresponde a que el muro alcanza su resistencia máxima. En este caso, el sistema debe diseñarse como una edificación de mampostería, en la que la resistencia del marco, sin el muro, puede ser menor al 80% de la resistencia de entrepiso, pero no menor a la resistencia a corte del muro. La resistencia a corte del muro de debe determinar con las recomendaciones del CSA S304.1-14. La contribución del marco a la resistencia del sistema se debe determinar mediante el análisis del marco, sin el muro, considerando una inercia reducida en las columnas igual a 0.50 veces la inercia de la sección bruta ($I_{cr} = 0.50 \cdot I_{cg}$) y en las vigas igual a 0.35 ($I_{vr} = 0.35 \cdot I_{vg}$).
2. Para un nivel de distorsión de 0.010. Para esta condición, la falla ocurre cuando el sistema alcanza una distorsión igual a 0.010, lo cual corresponde a que el sistema alcanza el 90% de su resistencia. En este caso el sistema debe diseñarse como una edificación de concreto reforzado, en la que la resistencia del marco, sin el muro, debe ser mayor al 80% de la resistencia de entrepiso, y mayor a la resistencia a corte del muro. La resistencia a corte del muro de debe determinar con las recomendaciones del CSA S304.1-14. La contribución del marco a la resistencia del sistema se debe determinar mediante el análisis del marco, sin el muro, considerando una inercia reducida igual a 0.45 veces la inercia de la sección bruta ($I_{cr} = 0.45 \cdot I_g$) y en las vigas igual a 0.30 ($I_{vr} = 0.30 \cdot I_{vg}$).

CONCLUSIONES

Basados en los resultados del programa experimental, en el cual se estudiaron seis marcos de concreto reforzado con dos diferentes tamaños de columnas, que incluyeron muros diafragma con y sin elementos de confinamiento, y con y sin refuerzo horizontal, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- La resistencia a corte del sistema marco-muro depende significativamente de la resistencia del marco.
- Un mayor tamaño de columnas produce un modo de falla en el cual predomina el deslizamiento en las juntas. El deslizamiento inhibe la producción de nuevas grietas inclinadas, por lo que el daño se concentra en los planos de deslizamiento.
- Los elementos de confinamiento no tienen un efecto considerable en la resistencia a corte o capacidad de desplazamiento del sistema. Sin embargo, el uso de dalas y castillos incrementa la demanda de ductilidad a la resistencia máxima.
- Los elementos de confinamiento son útiles para anclar el refuerzo horizontal y para garantizar la estabilidad fuera del plano del muro, especialmente en etapas avanzadas de daño de los muros diafragma. Además, los elementos de confinamiento garantizan el contacto entre el muro y el marco.
- El refuerzo horizontal contribuye a la resistencia a corte del sistema. Sin embargo, su eficiencia se reduce a medida que el tamaño de las columnas incrementa. La razón de este fenómeno se relaciona a las conclusiones previas: un mayor tamaño de columnas resulta en un modo de falla en el muro predominantemente por deslizamiento en las juntas horizontales de mortero, el cual inhibe la formación de nuevas grietas inclinadas. Las grietas inclinadas son necesarias para deformar el refuerzo horizontal y, por lo tanto, contribuir a la resistencia.
- Un mayor tamaño de columnas y el uso de refuerzo horizontal reduce la demanda de ductilidad del sistema a la resistencia máxima y a la resistencia última.

- Un incremento de la energía disipada acumulada consistentemente refleja el incremento de la resistencia del sistema.
- Los modelos de diagonal equivalente disponibles son adecuados para predecir la rigidez lateral del sistema. Esto significa que la demanda de resistencia de muros diafragma cuando se sujetan a carga lateral se puede predecir.
- La predicción de la resistencia lateral proporcionada por el CSA S304.1-14 es adecuada en muchos casos; sin embargo, el efecto del tamaño de las columnas en la contribución del refuerzo horizontal requiere ser mejor comprendida. Además, este código sobreestima los momentos desarrollados en el marco.
- El modelo de superposición predice apropiadamente la resistencia lateral de marcos de concreto con muros diafragma. Sin embargo, cuando el refuerzo horizontal contribuye a la resistencia, la predicción es menor relativa a los resultados experimentales. Esto sugiere que el efecto del tamaño de las columnas en la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia del sistema no está aun claramente entendido. Además, este modelo predice razonablemente bien los momentos máximos desarrollados en las columnas y viga del marco.
- En la predicción de la respuesta de un marco de concreto con muros diafragma por el método de superposición es apropiado utilizar las recomendaciones del CSA S304.1-14 para calcular la resistencia a corte del muro, mientras que para determinar la contribución del marco utilizar: 1) para una distorsión igual a 0.006, un momento de inercia reducido de las columnas igual a 0.50 veces el momento de inercia de la sección bruta, y para las vigas una inercia de 0.35 veces la inercia bruta de la viga; 2) para una distorsión de 0.010, una inercia reducida igual a 0.45 y 0.30 veces la inercia bruta de las columnas y vigas, respectivamente.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar G. y Alcocer S.M. (2001), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales", *Informe Técnico, Centro Nacional de Prevención de Desastres*, México.
- Bazán Z. T. E (1980), "Muros de Mampostería ante Cargas Laterales", *Tesis de doctorado*, México D.F., Universidad Nacional Autónoma de México.
- Bazán E. y Meli R. (2001), "Diseño sísmico de edificios", *Ed. Limusa*, México.
- Canadian Standard Association CSA (2014), "Design of masonry structures", *S304-14*, Ontario, Canada; 2014.
- Crisafulli F. J. (1997), "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills", *Tesis de doctorado*, University of Carterbury, New Zealand.
- Drysdale R. G., Hamid A. y Baker L. (1999), "Masonry Structures Behavior and Design", *Prentice Hall*, U.S.A.
- Federal Emergency Management Agency, FEMA, (2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA 356, Washington D.C., USA.
- Flanagan R. D. y Bennett R. M. (2001), "In plane Analysis of Masonry infills Material", *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 6, 176-182.
- Flores L. E. (2014), "Ensayo de Muros Diafragma de Mampostería con Diferente Cuantía de Refuerzo Horizontal", *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco, México.
- Hamburger R. O y Meyer J. D (2006), "The Performance of Steel Frames building with infill masonry walls in the 1906 San Francisco Earthquake", *Earthquake Spectra*, 22(S2), S43-S67
- Hendry A. (1981), "Structural brickwork", *Macmillan*, Londres, Inglaterra.
- Holmes (1961), "Steel frames with brickwork and concrete infilling", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19, 473-478.
- Ibarra F. L., Medina R. A. y Krawinkler H. (2005), "Hysteretic models that incorporates strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 34, 1489–511.

- Madia F. C. y Parsekian G. A. (2011), "Modeling a Reinforced Concrete Building Frame with Infill walls", *11th North American Masonry Conference*, Minneapolis, U.S.A.
- Mander J. B, Priestley M. J N. y R. Park R (1988), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers*, 144, 1804-1826.
- Masonry Standards Joint Committee (2010), "MSJC Code/Commentary Working Draft", 391.
- Mehrabi A. B., Shing P. B., Schuller M. y Noland J. L. (1996), "Experimental Evaluation of Masonry-Infilled R/C Frames", *Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers*, 122(3), 228-237
- Meli R (1973), "Behaviour of Masonry Walls Under Lateral Loads", Paper No. 5 Vol 1_853, 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy.
- Murty, C. V. R. y Jain, S. K. (2000), "Beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance of RC frame buildings", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- New Zealand Standard (2004), "Design of Reinforced Concrete Masonry Structures", *NZC 4230: Parte 1 y 2*.
- NMX-C-036-ONNCCE. (2013). "Industria de la construcción – Mampostería – Resistencia a la compresión de bloques, tabiques o ladrillos y tabicones y adoquines – Método de ensayo", *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación*.
- NMX-C-038-ONNCCE. (2013). "Industria de la construcción – Mampostería – Determinación de las dimensiones de bloques, tabiques o ladrillos y tabicones – Método de ensayo", *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación*.
- NMX-C-061-ONNCCE. (2001). "Industria de la construcción – Cemento - Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación*.
- NMX-C-083-ONNCCE. (2002 - 2014). "Industria de la construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto –

Método de prueba”. *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación*.

NMX-C-128-ONNCCE. (1997 - 2013). “Industria de la construcción – Concreto sometido a compresión – Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson”. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.

NMX-C-407-ONNCCE. (2001). “Industria de la Construcción-Varilla Corrugada de Acero Proveniente de Lingote y Palanquilla para Refuerzo de Concreto-Especificaciones y Métodos de Prueba”. *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación*.

NMX-C-464-ONNCCE. (2010). “Industria de la construcción – Mampostería – Determinación de la resistencia a compresión diagonal y módulo de cortante de muretes, así como determinación de la resistencia a compresión y módulos de elasticidad de pilas de mampostería de arcilla o de concreto - métodos de ensayo”. *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación*.

NTCM (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”, *Gaceta oficial del Distrito Federal*, México, D.F.

NTCC (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Gaceta oficial del Distrito Federal*, México, D.F.

Pérez-Gavilán J.J, Flores L. E y Alcocer S. M. (2015), “An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratios”, *Earthquake Spectra*, 31, 945–68.

Pineda J.A. y Alcocer S.M. (2004), “Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla de alambre soldado”, Informe Técnico, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.

Polyakov (1956), “Masonry in framed buildings”, (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturny Po Stroitel'stvo i Arhitektura. Moscow, 1956). Traducido por G. L. Cairns, 1963. *National Lending Library for Science and Technology*, Boston.

Ravichandra S. S. y Klinger R. E. (2011), “Seismic Design Factors for Steel Moment Frames with Masonry Infills: Parte 1 y 2”, *11th North American Masonry Conference*, Minneapolis, U.S.A.

- Saatcioglu M., Mitchell D., Tinawi R., Garnerd N., J. Gillies, Ghobarh A., Anderson D., L. y Lau D. (2001), "The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake-damage to structures", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28, 715-737.
- Stafford-Smith B. (1962), "Lateral stiffness of infilled frames". *ASCE Journal of Structural Division*, 88(6), 183-199.
- Stafford-Smith B. (1967), "Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames", *Building Science*, 2, 247-257.
- Stafford-Smith B. y Carter C. (1969), "A method of analysis for infilled frames", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 44, 31-48.
- Tomazavic M. (1999), "Earthquake-Resistant design of masonry buildings", *Imperial college press*, Londres, Inglaterra.
- Zepeda J.A. y Alcocer S.M. (2001) "Comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillo de arcilla perforado y multiperforado", Informe Técnico, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.

APÉNDICE A1. PRUEBAS REALIZADAS A LOS MATERIALES

A1.1 Resistencia a compresión de las piezas

La resistencia a compresión de las piezas (f_p) se determinó siguiendo el método de prueba establecido por la norma NMX-C-036-ONNCCE-2013. Se ensayaron, de manera individual, piezas enteras de tabique, cuyas dimensiones promedio fueron 23X63X123 mm. Las dimensiones de las piezas se determinaron a partir de procedimiento establecido en la norma NMX-C-038-ONNCCE-2013. Se tomó una sola muestra representativa de diez piezas, ya que todos los especímenes fueron contruidos de un mismo lote.

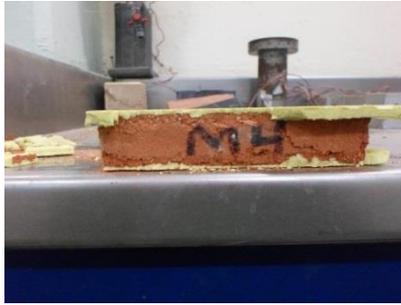
El valor promedio de f_p fue 9.36 Mpa, con una desviación estándar de 32.14 y un coeficiente de variación igual a 33.7%.

A1.2 Resistencia a compresión del mortero

La elaboración de las muestras de mortero así como la determinación de su resistencia a compresión (f_j) se realizaron de acuerdo al procedimiento establecido en la norma NMX-C-061-ONNCCE-2015. Por cada bachada de mortero elaborada durante la construcción de los muros se tomó una muestra constituida de tres cubos de dimensiones nominales de 50 mm por lado. El diseño de la mezcla se realizó en base a la dosificación de materiales (agua-cemento-cal-arena) recomendada en las NTCM-RCDF (2004). En la Tabla A1.1 se presenta el valor promedio de f_j correspondientes a cada par de especímenes, así como la desviación estándar (d_{est}) y el coeficiente de variación (c_v) como medidas de dispersión de los resultados. En la Figura A1.1 se muestran las pruebas a compresión de las piezas y las muestras de mortero.

Tabla A1.1. Resultados de pruebas a compresión de cubos de mortero

Espécimen	Numero de muestras	\bar{f}_j (MPa)	d_{est}	c_v (%)
MD3NSR MD6NSR	17	16.82	18.4	10.7
MD3N MD6N	24	15.01	28.6	18.7
MD3NRH MD6NRH	17	8.01	20.1	24.6



a)



b)

Figura A1.1. Pruebas a compresión. a) Compresión de las piezas, b) compresión de cubo de mortero

A1.3 Resistencia a compresión del concreto

Se realizó el diseño de dos tipos de mezclas de concreto con diferente proporción de materiales: una para los elementos del marco, y la otra para los elementos de confinamiento del muro. La resistencia a compresión del concreto (f'_c) se obtuvo a partir de pruebas estándar de cilindros de concreto a compresión de acuerdo con el método de prueba descrito en la norma NMX-C-083-ONNCCE-2014. Las muestras de concreto se obtuvieron durante la construcción de especímenes. Cada muestra consistió de tres cilindros de dimensiones nominales 150 mm de diámetro y 300 mm de altura.

En la Tabla A1.2 se presenta el valor promedio de f'_c de los cilindros de concreto correspondientes a cada par de especímenes. Como medidas de dispersión de los resultados, también se muestran la desviación estándar (d_{est}) y el coeficiente de variación (c_v). En la Figura A1.2 se presenta el ensaye de un cilindro de concreto, así como las fallas típicas desarrolladas. El modo dominante de falla de los cilindros correspondientes a los elementos del marco fue por cortante (Figura A1.2b), mientras que para los cilindros correspondientes a dalas y castillos fue por aplastamiento (Figura A1.2c).

El peso volumétrico seco (W_{vcs}) se determinó como el peso entre el volumen aparente del cilindro. El concreto correspondiente a los elementos del marco tuvo un valor promedio de W_{vcs} igual a 21.48 KN/m³, mientras que la mezcla para elementos de confinamiento tuvo un W_{vcs} promedio de 20.99 KN/m³.

Tabla A1.2. Resultados de resistencia a compresión del concreto.

Especímen	Concreto en el marco				Concreto en dalas y castillos			
	Numero de muestras	f'_c MPa	d_{est}	c_v (%)	Numero de muestras	f'_c MPa	d_{est}	c_v (%)
MD3NSR MD6NSR	7	26.12	1.97	7.53	-	-	-	-
MD3N MD6N	8	19.03	1.83	9.62	4	15.07	1.78	11.82
MD3NRH MD6NRH	8	19.95	1.27	6.35	3	13.3	1.96	14.74



a)



b)



c)

Figura A1.2. Determinación de la resistencia a compresión del concreto. a) ensaye de cilindros de concreto, b) falla por cortante en cilindros correspondientes al marco, c) falla por aplastamiento en cilindros correspondientes a dalas y castillos.

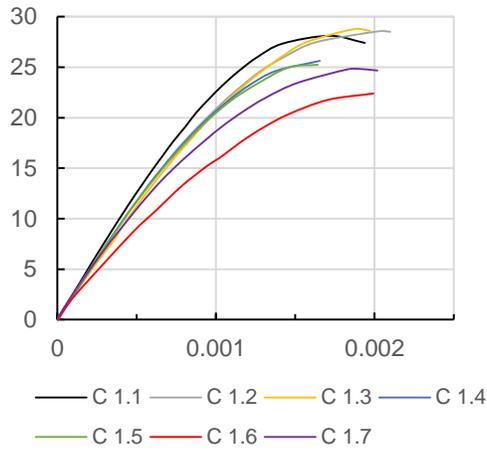
A1.4 Módulo de elasticidad del concreto

El módulo de elasticidad del concreto (E_c) se determinó de acuerdo al procedimiento establecido en la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013. El módulo de elasticidad se calculó mediante la ecuación A1.1.

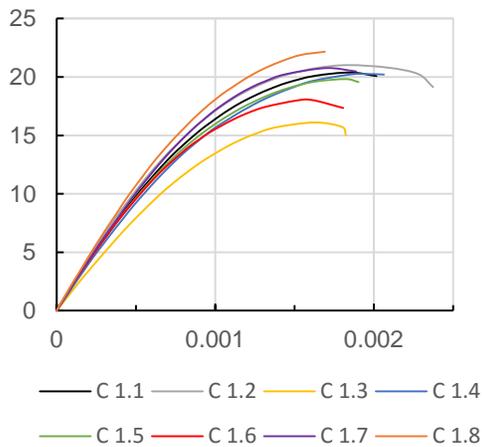
$$E_c = \frac{0.4 * f'_c - f_{c0.000050}}{\varepsilon_{c40} - 0.000050} \quad (A1.1)$$

donde $f_{c0.000050}$ es el esfuerzo normal en el concreto correspondiente a una deformación unitaria de 0.000050 y ε_{c40} es la deformación unitaria del concreto correspondiente a un 40% del esfuerzo normal máximo. E_c se determinó a partir de las mismas muestras que se usaron para obtener su resistencia a compresión. Uno de los tres cilindros de cada muestra se instrumentó con extensómetros. Se obtuvieron las gráficas esfuerzo – deformación del concreto que se presentan en la Figura A1.3. En la Tabla A1.3 se presenta el valor promedio de E_c obtenido a partir

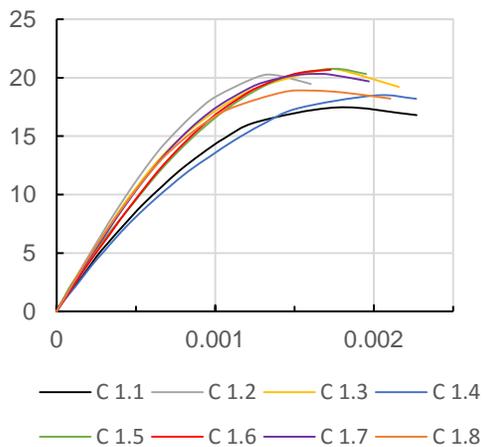
de los cilindros correspondientes a cada par de especímenes. Además se presentan la desviación estándar (d_{est}) y el coeficiente de variación (c_v) de los resultados.



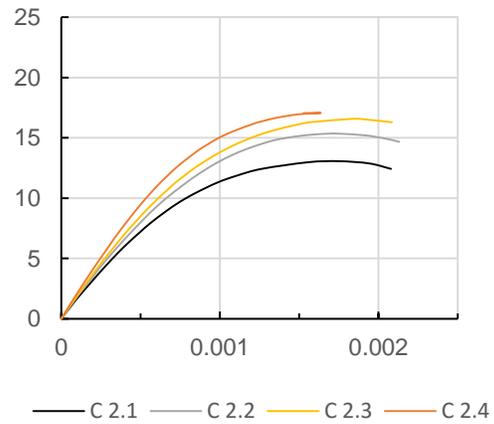
Marco de MD3NSR y MD6NSR



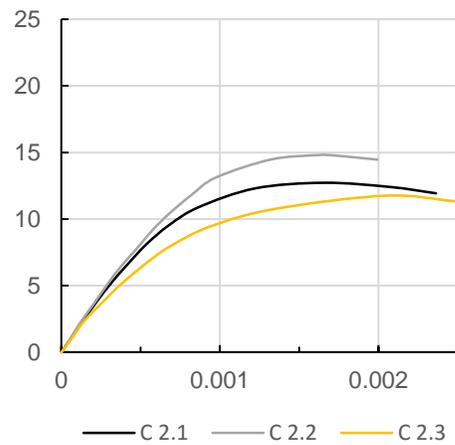
Marco de MD3N y MD6N



Marco de MD3NRH y MD6NRH



Dalas y castillos de MD3N y MD6N



Dalas y castillos de MD3NRH y MD6NRH

Figura A1.3. Graficas esfuerzo (MPa) – deformación (mm/mm) de cilindros.

Tabla A1.3. Resultados de módulo de elasticidad del concreto.

Especimen	Concreto en el marco				Concreto en dalas y castillos			
	Numero de muestras	E_c MPa	d_{est}	c_v (%)	Numero de muestras	E_c MPa	d_{est}	c_v (%)
MD3NSR MD6NSR	7	22402	2298	10.26	-	-	-	-
MD3N MD6N	8	19490	1551	7.96	4	17220	1672	9.71
MD3NRH MD6NRH	8	19719	2358	11.96	3	15661	1956	12.49

El cociente promedio ($E_c/\sqrt{f'_c}$) para el concreto de los elementos del marco fue 4410, mientras que para el de los elementos de confinamiento fue 4364, lo cual concuerda con el valor recomendado por las NTCC-2004 igual a 4400 para concreto clase I.

A1.5 Relación esfuerzo – deformación del concreto no confinado y confinado

Se obtuvieron gráficas esfuerzo – deformación para el concreto no confinado y confinado correspondientes a las columnas de cada espécimen.

La gráfica esfuerzo – deformación para concreto no confinado se obtuvo como un promedio de las gráficas de los cilindros, la cual se aproximó mediante una línea de tendencia. Para concreto confinado, las gráficas esfuerzo – deformación se obtuvieron a partir del modelo de Mander et al. (1988). Dicho modelo se describe en la Figura A1.4.

Cada parámetro del modelo de Mander et al. (1988) se define a continuación: f_c y ϵ_c son el esfuerzo de compresión y la deformación en el concreto confinado, respectivamente; f'_{co} y ϵ_{co} son el esfuerzo y deformación a la resistencia máxima del concreto no confinado; f'_{cc} y ϵ_{cc} son el esfuerzo y deformación a la resistencia máxima del concreto confinado; E_c es el módulo de elasticidad del concreto no confinado, E_{sec} es el módulo secante a la resistencia máxima del concreto confinado, f'_l es la presión de confinamiento lateral del refuerzo transversal, f_l es la presión de confinamiento lateral efectiva, k_e es el coeficiente de confinamiento efectivo, A_c es el área del núcleo de concreto (área encerrada por los estribos), A_e es el área del núcleo de concreto efectivamente confinada, ρ_{cc} es la cuantía de refuerzo longitudinal respecto a A_c , b_c y d_c son las dimensiones del núcleo de

concreto en dirección x y z, respectivamente; s' espaciamiento libre entre estribos, y w'_i es la i-esima distancia libre entre el refuerzo longitudinal.

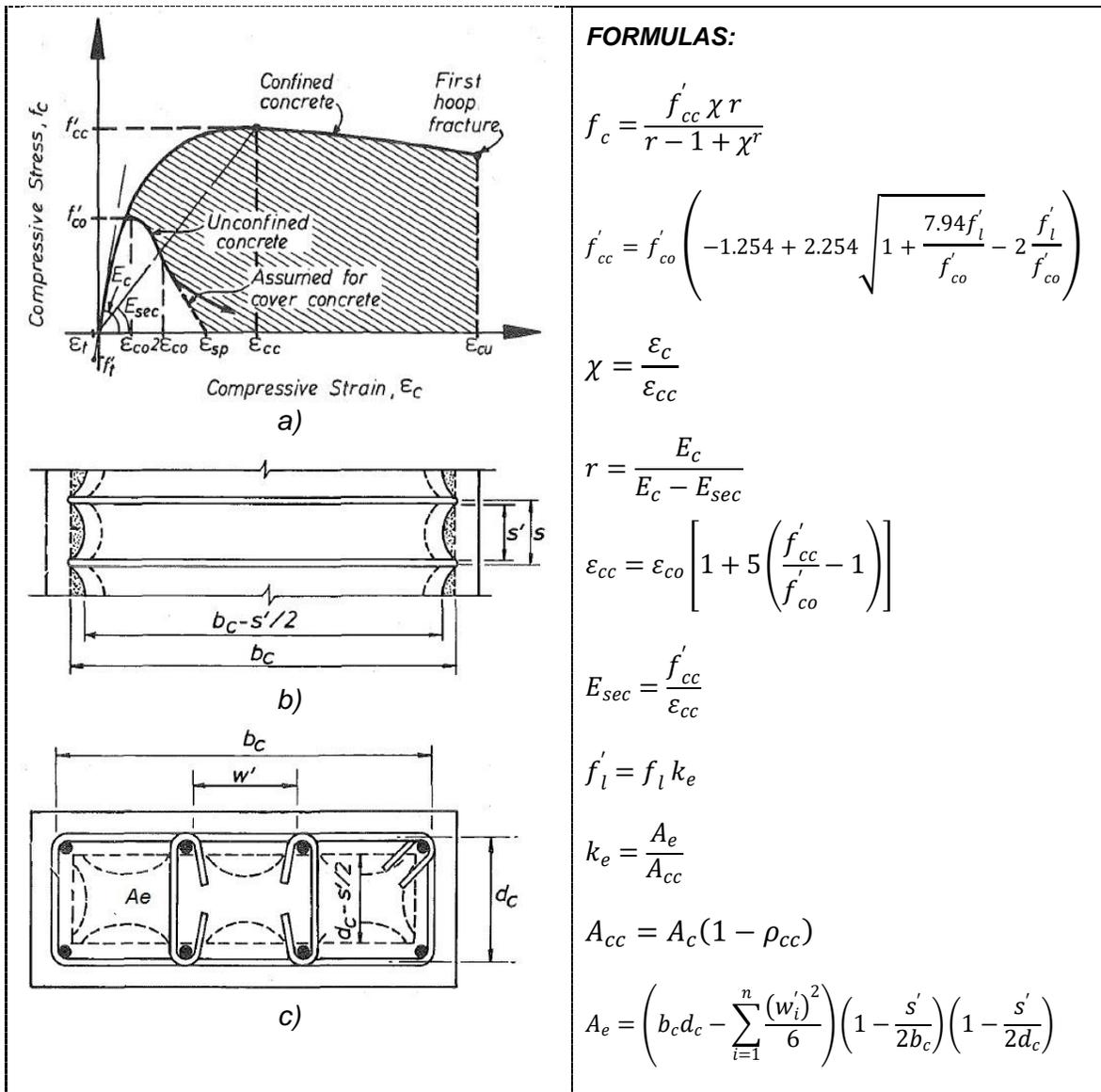


Figura A1.4. Modelo de Mander et. al (1988) para concreto confinado. a) Relación esfuerzo – deformación, b) propiedades geométricas que definen el modelo, vista en elevación, c) propiedades geométricas que definen el modelo, vista en planta.

En la Figura A1.5 se presentan las curvas esfuerzo – deformación del concreto no confinado y confinado correspondientes a cada espécimen. En la Tabla A1.4 se presentan las ecuaciones correspondientes a cada curva (ecuaciones A1.2 a A1.13), las cuales se obtuvieron aproximando las curvas mediante una línea de

tendencia. Estas ecuaciones se utilizaron en el cálculo de las fuerzas internas en las columnas (sección 4.7).

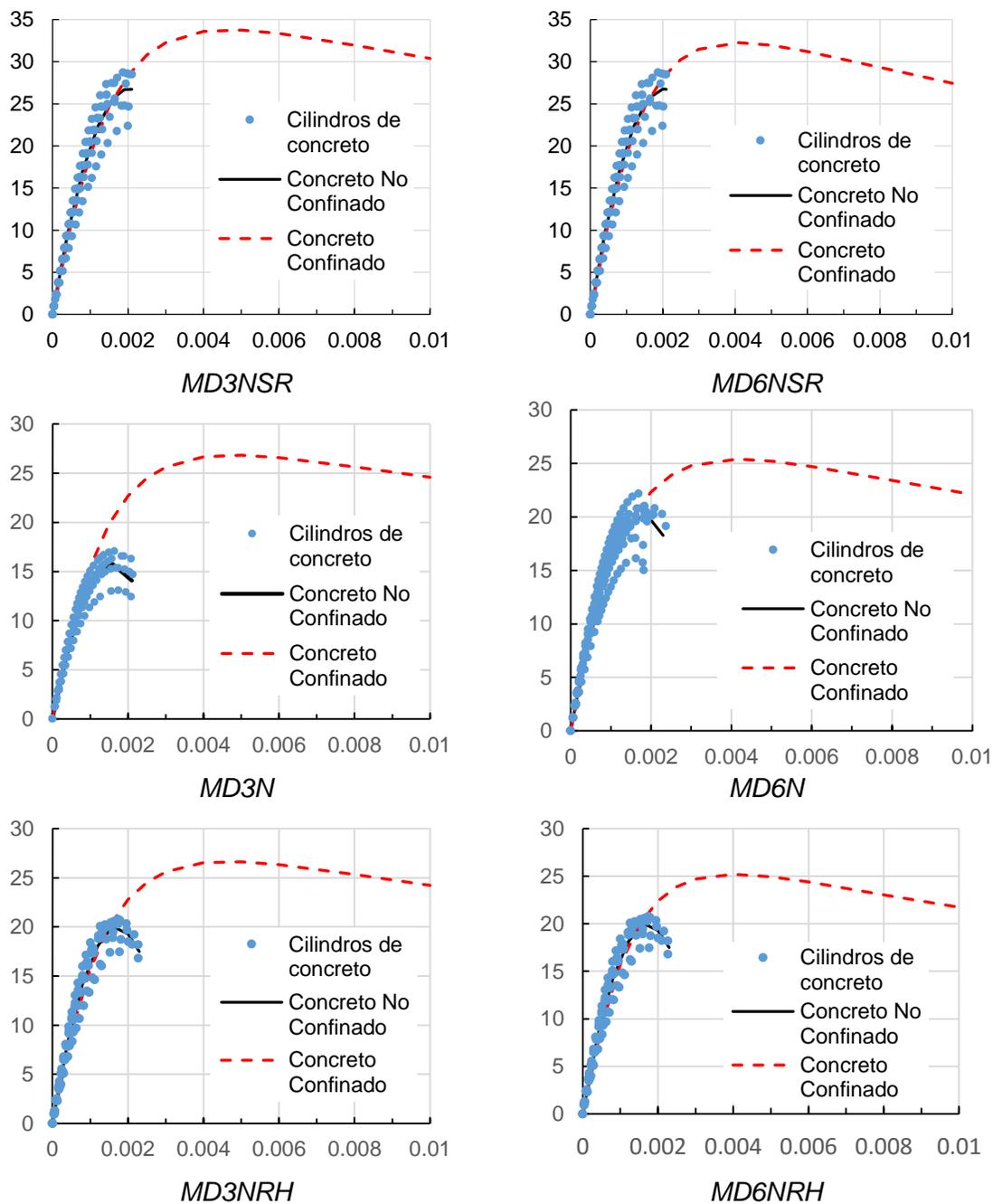


Figura A1.5. Graficas esfuerzo (MPa) – deformación (mm/mm) del concreto no confinado y confinado correspondiente al marco de cada espécimen

Tabla A1.4. Ecuaciones de curvas esfuerzo (MPa) – deformación (mm/mm) de concreto no confinado y confinado

Especímen	Concreto no Confinado	Concreto Confinado
MD3NSR	$f_c = -6.53 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 26453 \varepsilon_c$ (A1.2)	$f_c = 3 \times 10^{12} \varepsilon_c^5 - 9 \times 10^{10} \varepsilon_c^4 + 1 \times 10^9 \varepsilon_c^3 - 8 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 25666 \varepsilon_c$ (A1.3)
MD3N	$f_c = -6.26 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 19851 \varepsilon_c$ (A1.4)	$f_c = 3 \times 10^{12} \varepsilon_c^5 - 9 \times 10^{10} \varepsilon_c^4 + 1 \times 10^9 \varepsilon_c^3 - 7 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 21185 \varepsilon_c$ (A1.5)
MD3NRH	$f_c = -6.77 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 23180 \varepsilon_c$ (A1.6)	$f_c = 3 \times 10^{12} \varepsilon_c^5 - 9 \times 10^{10} \varepsilon_c^4 + 1 \times 10^9 \varepsilon_c^3 - 7 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 21616 \varepsilon_c$ (A1.7)
MD6NSR	$f_c = -6.53 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 26453 \varepsilon_c$ (A1.8)	$f_c = 3 \times 10^{12} \varepsilon_c^5 - 9 \times 10^{10} \varepsilon_c^4 + 1 \times 10^9 \varepsilon_c^3 - 8 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 26047 \varepsilon_c$ (A1.9)
MD6N	$f_c = -6.26 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 19851 \varepsilon_c$ (A1.10)	$f_c = 3 \times 10^{12} \varepsilon_c^5 - 9 \times 10^{10} \varepsilon_c^4 + 1 \times 10^9 \varepsilon_c^3 - 7 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 21461 \varepsilon_c$ (A1.11)
MD6NRH	$f_c = -6.77 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 23180 \varepsilon_c$ (A1.12)	$f_c = 3 \times 10^{12} \varepsilon_c^5 - 1 \times 10^{11} \varepsilon_c^4 + 1 \times 10^9 \varepsilon_c^3 - 7 \times 10^6 \varepsilon_c^2 + 21898 \varepsilon_c$ (A1.13)

A1.6 Resistencia a compresión y módulo de elasticidad de la mampostería

La resistencia a compresión de la mampostería (f_m) y su módulo de elasticidad (E_m) se obtuvieron mediante el ensaye de pilas a compresión de acuerdo al procedimiento establecido por la norma mexicana NMX-464-ONNCCE-2010. La relación altura/espesor promedio de las pilas fue 4.53. Se ensayaron seis muestras para cada par de especímenes. Los resultados de dichos ensayos se presentan en la Tabla A1.5. El módulo de elasticidad de la mampostería (E_m) se calculó mediante la ecuación A1.14.

$$E_m = \frac{0.4 * f_m - f_{m0.000050}}{\varepsilon_{m40} - 0.000050} \quad (A1.14)$$

donde $f_{m0.000050}$ es el esfuerzo normal en la pila correspondiente a una deformación unitaria de 0.000050 y ε_{m40} es la deformación unitaria de la pila correspondiente a un 40% del esfuerzo normal máximo. El modo dominante de falla de las pilas fue una combinación del aplastamiento de las piezas y grietas verticales en los costados de las pilas (Figura A1.6a).

Tabla A1.5. Resultados de ensaye de pilas a compresión.

Especímen	Numero de muestras	Resistencia a compresión			Módulo de elasticidad		
		f_m MPa	d_{est}	c_v (%)	E_m MPa	d_{est}	c_v (%)
MD3NSR MD6NSR	6	3.49	0.72	20.6	725	163.1	22.5
MD3N MD6N	6	3.4	0.08	2.2	703	113.2	16.1
MD3NRH MD6NRH	6	3.34	0.25	7.6	693	126.1	18.2

A1.7 Resistencia a compresión diagonal de muretes

La resistencia a compresión diagonal de muretes (v_m) se obtuvo a partir del procedimiento de ensaye establecido por la norma NMX-464-ONNCCE 2010. Los muretes se formaron de diez hiladas de dos y media piezas, con lo que las dimensiones promedio de los muretes fueron 0.328 m de longitud y 0.321 m de altura.

En la Tabla A1.6 se presenta el valor promedio de v_m de los muretes correspondientes a cada par de especímenes. Como medidas de dispersión de los resultados, también se muestran la desviación estándar (d_{est}) y el coeficiente de variación (c_v). El modo dominante de falla fue por tensión diagonal y fue notable observar, en la mayoría de los muretes, como una sola grieta principal se prolongó casi coincidiendo con la línea diagonal marcada en el murete (Figura A1.6b).



a)



b)

Figura A1.6. Pruebas a la mampostería. a) Ensayo de pilas a compresión b) ensayo de muretes a compresión diagonal.

Tabla A1.6. Resultados de ensaye de muretes.

Espécimen	Numero de muestras	v_m (MPa)	d_{est}	c_v (%)
MD3NSR MD6NSR	8	0.63	0.036	5.7
MD3N MD6N	9	0.53	0.063	11.8
MD3NRH MD6NRH	8	0.59	0.060	10.1

A1.8 Propiedades del acero de refuerzo

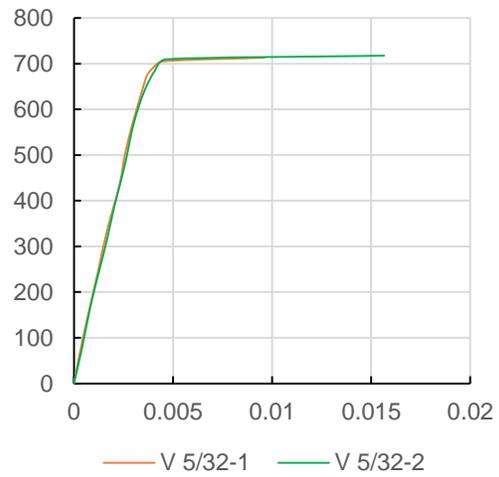
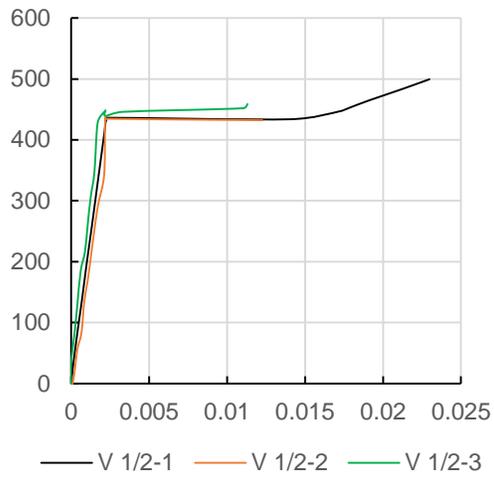
Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo del marco y del acero de refuerzo horizontal en las juntas de mampostería se obtuvieron a partir del procedimiento de ensaye establecido en la norma mexicana NMX-407-ONNCEE-2001. Se ensayaron a tensión tres barras de 1/2 pulg de diámetro, correspondientes al refuerzo en el marco, y dos barras de 5/32 pulg de diámetro, correspondiente al refuerzo horizontal en las juntas. Los valores promedio del esfuerzo de fluencia (F_y), el módulo de elasticidad (E_s) y la resistencia máxima (F_{max}) para ambos tipos de barras se presentan en la Tabla A1.7.

Tabla A1.7. Propiedades del acero de refuerzo (MPa)

Varillas de acero	F_y	E_s	$F_{máx}$
Refuerzo en el marco. varilla de 1/2 pulg	438	194196	676
Refuerzo en las juntas de mortero. varilla de 5/32 pulg	644	188688	719

Se obtuvieron graficas esfuerzo – deformación de las varillas, las cuales se muestran en la Figura A1.7. Se observa que las gráficas están interrumpidas hasta la fluencia. Esto se debe a que los extensómetros utilizados para medir las deformaciones tenían un rango de deformación menor que las varillas, por lo que los dispositivos interrumpieron su funcionamiento hasta dicha etapa del ensaye.

En la Figura A1.8a se presenta el ensaye de las varillas. En la Figura A1.8b se observa que el modo de falla de todas las varillas fue dúctil, al desarrollar una zona de estricción bien definida en su longitud media.



a)

b)

Figura A1.7. Graficas esfuerzo (Mpa) – deformación (mm/mm) del acero. a) Varillas de 1/2 pulg, b) varillas 5/32 pulg.



a)



b)

Figura A1.8. Determinación de las propiedades mecánicas del acero. a) Ensayo de varilla, b) falla de varillas de 1/2 pulg.

APÉNDICE A2. PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS INTERNAS EN LAS SECCIONES INSTRUMENTADAS Y EL MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCIÓN AGRIETADA

A continuación se ejemplifica el procedimiento para el cálculo de las fuerzas internas en una sección transversal y el momento de inercia de la sección agrietada. Se considera la sección transversal ubicada al pie de una de las columnas del espécimen MD3N cuando se encuentra deformado a una distorsión de -0.01. Las deformaciones unitarias en el refuerzo interior se midieron mediante extensómetro ubicados según lo descrito en la sección 3.6.3. Las lecturas registradas por los medidores de deformación a la distorsión indicada se muestran en la Tabla A2.1.

Tabla A2.1 Deformación unitaria del refuerzo al pie de una columna MD3N. Valores X10⁻⁶

Distorsión Δ	ε_1	ε_2	ε_3	ε_4	ε_5
-0.01	1696	453	-1358	1548	-1506

Siendo consistentes con la teoría de mecánica de materiales referente a que una sección transversal plana continúa plana después de ser deformada, se obtuvieron planos de deformación a partir de diferentes combinaciones de deformación medidas en tres diferentes puntos de la sección. De manera que la ecuación del plano en cada combinación se obtuvo mediante el desarrollo del siguiente determinante:

$$\begin{vmatrix} x - x_1 & \varepsilon - \varepsilon_1 & z - z_1 \\ x_2 - x_1 & \varepsilon_2 - \varepsilon_1 & z_2 - z_1 \\ x_3 - x_1 & \varepsilon_3 - \varepsilon_1 & z_3 - z_1 \end{vmatrix} = 0$$

donde $x_1, x_2, x_3, z_1, z_2, z_3$ son las coordenada x y z, en milímetros, que definen la posición de los extensómetros; y $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ y ε_3 son las lecturas registradas por los extensómetros en los puntos 1, 2 y 3 considerados en cada combinación. En el caso de los modelos con columnas de tamaño menor, se consideraron cuatro combinaciones de deformaciones, mientras que en los de columnas de tamaño mayor se consideraron seis combinaciones. En la Tabla A2.2 se presentan las ecuaciones de los planos de deformación correspondiente a cada combinación a una distorsión igual a -0.01. Se obtuvo un plano de deformaciones promedio. El

plano de deformación promedio para la distorsión igual a -0.01 se muestra en la Figura A2.1a.

Tabla A2.2. Ecuaciones de planos de deformación

Combinación	Ecuación del plano
$\varepsilon_1 - \varepsilon_3 - \varepsilon_4$	$156212 \cdot X + 5233 \cdot \varepsilon + 15140 \cdot Z = 15103229$
$\varepsilon_1 - \varepsilon_3 - \varepsilon_5$	$156212 \cdot X + 5233 \cdot \varepsilon + 15140 \cdot Z = 15103229$
$\varepsilon_2 - \varepsilon_4 - \varepsilon_5$	$156212 \cdot X + 5233 \cdot \varepsilon + 44194 \cdot Z = 17645384$
$\varepsilon_3 - \varepsilon_4 - \varepsilon_5$	$156212 \cdot X + 5233 \cdot \varepsilon + 15140 \cdot Z = 15103229$
Promedio	$156212 \cdot X + 5233 \cdot \varepsilon + 22404 \cdot Z = 15738768$

Los diagramas de esfuerzos en el concreto de la sección se muestran en la Figura A2.1b. Los esfuerzos se calcularon considerando nula la resistencia a tensión del concreto. Los esfuerzos de compresión en el concreto se obtuvieron a partir de la relación esfuerzo-deformación promedio presentada en la Tabla A1.4 para concreto no confinado y confinado.

Las fuerzas internas se calcularon mediante la discretización de la sección. La fuerza normal (N), el momento flector respecto del eje centroidal perpendicular al eje del marco (M_z) y el momento flector respecto al eje centroidal paralelo al eje del marco (M_x) se calcularon mediante las ecuaciones (A2.1), (A2.2) y (A2.3), respectivamente.

$$N = \sum_{i=1}^{ne} \bar{\sigma}_i \cdot d_x \cdot d_z + \sum_{j=i}^{nv} \sigma_{sj} \cdot A_s \quad (A2.1)$$

$$M_z = \sum_{i=1}^{ne} \bar{\sigma}_i \cdot d_x \cdot d_z \cdot X_{ci} + \sum_{j=i}^{nv} \sigma_{sj} \cdot A_s \cdot X_{sj} \quad (A2.2)$$

$$M_x = \sum_{i=1}^{ne} \bar{\sigma}_i \cdot d_x \cdot d_z \cdot Z_{ci} + \sum_{j=i}^{nv} \sigma_{sj} \cdot A_s \cdot Z_{sj} \quad (A2.3)$$

donde el primer término de cada ecuación es la contribución del concreto y el segundo término la del acero. En las ecuaciones anteriores, $\bar{\sigma}_i$ es el esfuerzo promedio en el i-esimo elemento de concreto; d_x y d_z son la dimensiones del i-esimo

elemento en la dirección X y Z, respectivamente; ne es el número de elementos donde el concreto fue sujeto a compresión; X_{ci} y Z_{ci} son la distancia desde el centroide del i-esimo elemento de concreto hasta el eje centroidal Z y X de la sección transversal, respectivamente.

σ_{sj} es el esfuerzo en la j-esima barra de acero, el cual se calculó igual a $E_s \cdot \varepsilon_j$ (E_s es el módulo de elasticidad y ε_j es la deformación unitaria en la j-esima barra), pero considerando ε_j no mayor a la deformación de fluencia (ε_y) (ver sección A1.8); A_s es el área transversal de la j-esima barra de acero; nv es el número de barras de acero en la sección; y X_{sj} y Z_{sj} son la distancia desde el centro de la j-esima barra de acero hasta el eje centroidal Z y X de la sección transversal, respectivamente.

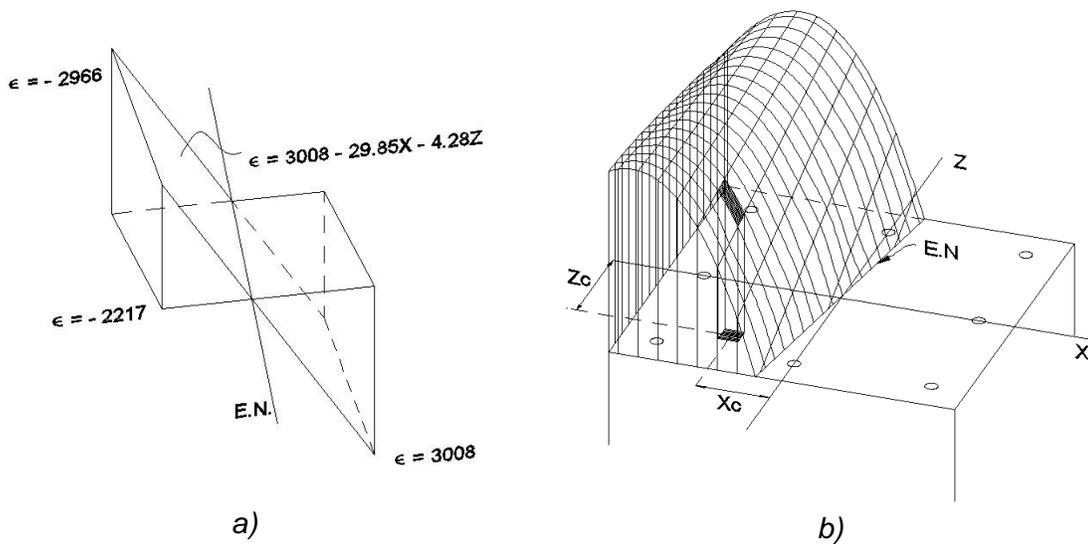


Figura A2.1 Deformaciones y esfuerzos en la sección transversal al pie de columna del espécimen MD3N a una distorsión $\Delta = -0.01$. a) Plano promedio de deformaciones, b) diagrama de esfuerzos en la sección

El momento de inercia de la sección agrietada (I_{cr}) respecto al eje centroidal Z se calculó mediante la ecuación A2.4. En los análisis realizados en esta tesis se utilizó un promedio de la inercia agrietada de las tres secciones instrumentadas para las columnas y la viga.

$$I_{cr} = \sum_{i=1}^{ne} \left(\frac{d_z d_x^3}{12} + (d_z d_x) \cdot X_{ci}^2 \right) \quad (A2.4)$$

APÉNDICE A3. CÁLCULO DE LA FUERZA DESARROLLADA POR EL REFUERZO HORIZONTAL F_h

La fuerza en el refuerzo horizontal se obtuvo mediante las deformaciones registradas por los extensómetros colocados en las barras, según se describe en la sección 3.6.3. El esfuerzo en cada barra se calculó mediante la relación constitutiva promedio (gráfica esfuerzo – deformación) presentada en la sección A1.8 para las barras de acero usadas para el refuerzo horizontal (varilla de 5/32” de diámetro). En este sentido, se utilizó un módulo de elasticidad (E_s) igual a 188688 MPa y un esfuerzo a la fluencia de 644 Mpa.

Se consideró el comportamiento histerético de las barra mediante un modelo constitutivo elastoplastico perfecto, el cual es de gran aplicabilidad en esta investigación ya que las deformaciones registradas por las barras indican que ninguna de ellas alcanzó el endurecimiento. La deformación máxima registrada por el refuerzo horizontal fue 6667×10^{-6} mm/mm, mientras que en las pruebas a materiales la lectura máxima registrada para el acero fue 15221×10^{-6} mm/mm, perteneciente al intervalo de fluencia.

Cada barra contó con dos extensómetros ubicados en diferente posición a lo largo de la barra (ver sección 3.6.3). El extensómetro considerado para el cálculo de F_h fue aquel de los dos que experimentó una mayor deformación. La fuerza en el refuerzo horizontal, por lo tanto, se calculó mediante la ecuación A3.1

$$F_h = \sum_{i=1}^{nv} (\sigma_i \cdot A_s) \quad A3.1$$

donde nv es el número de barras de refuerzo horizontal en el muro, el cual fue igual a 6 barras en ambos especímenes; σ_i es el esfuerzo en la i -ésima barra calculado con el mayor registro de deformación; y A_s es el área transversal de la varilla, cuyo valor es constante igual a 12.37 mm^2 (varilla de 5/32 pulg de diámetro).

En las Figuras A3.1 y A3.2 se presentan las curvas esfuerzo – deformación correspondientes a los extensómetros con registros de deformación mayores de cada una de barras horizontales de los especímenes con columnas de tamaño

menor y mayor, respectivamente. En las Figuras se observa de manera individual el comportamiento de las barras horizontales. Se observa que dos barras horizontales del espécimen MD3NRH alcanzaron fluencia, mientras que en el espécimen MD6NRH solo una barra, lo cual refleja el hecho de que el refuerzo horizontal trabajó mayormente en el espécimen con columnas de tamaño menor, como se discutió en la sección 5.4.

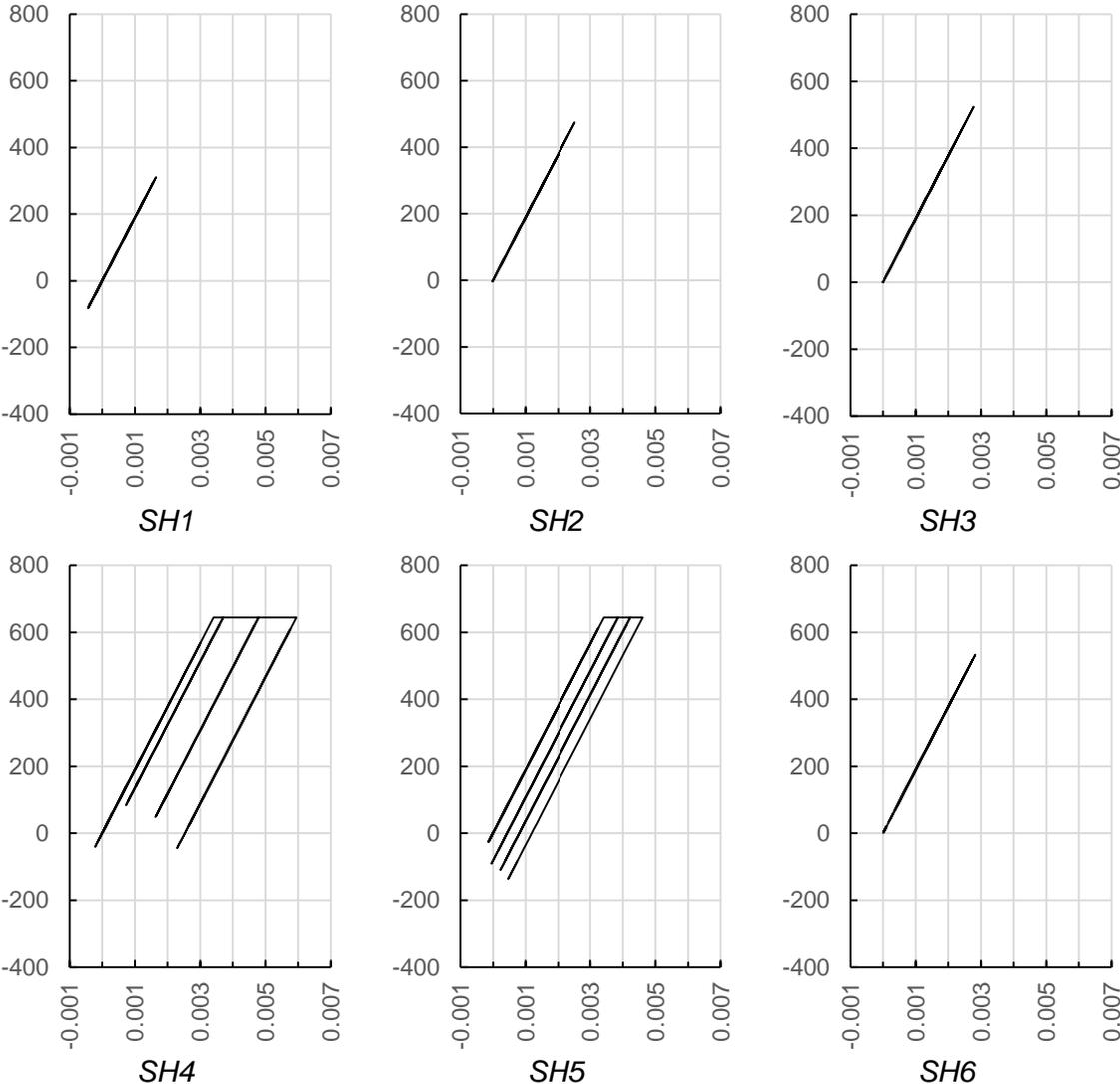


Figura A3.1. Curvas histeréticas esfuerzo (MPa) – deformación (mm/mm) del acero de refuerzo horizontal en el espécimen MD3NRH.

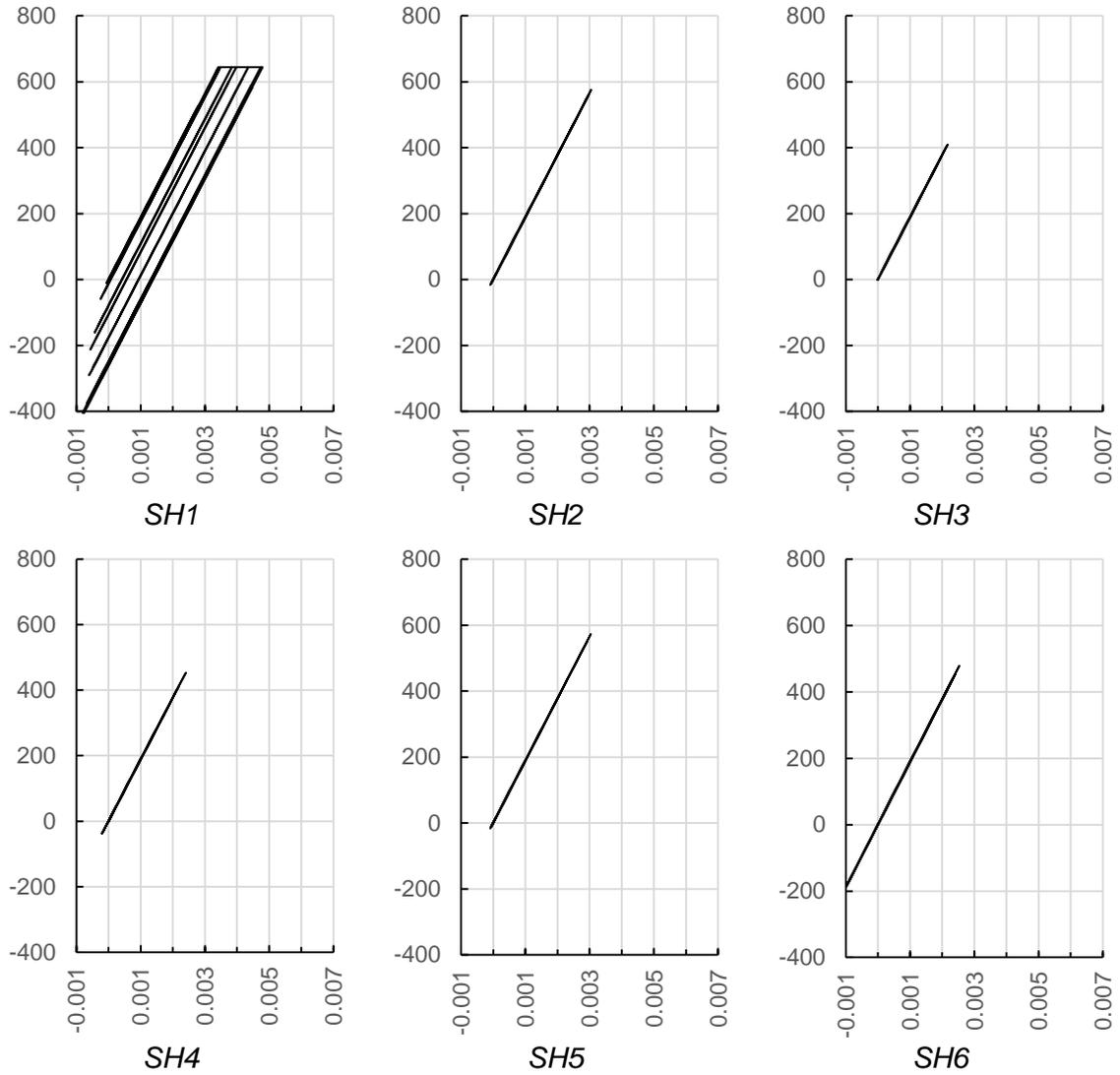


Figura A3.2. Curvas histeréticas esfuerzo (MPa) – deformación (mm/mm) del acero de refuerzo horizontal en el espécimen MD6NRH.