



UNIVERSIDAD MICHOCANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

**ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE
EDIFICIOS ALTOS DE MAMPOSTERÍA**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
**MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE
ESTRUTURAS**

PRESENTA

EDUWIN GUILLERMO PÉREZ LEAL

ASESOR

Dr. JORGE RUIZ GARCÍA

MORELIA, MICHOCÁN, MARZO DE 2011

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar un efusivo agradecimiento al Dr. Jorge Ruiz García, por invitarme a cursar mis estudios de maestría en la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Además, por la oportuna orientación y el apoyo brindados durante el desarrollo de la tesis.

También, agradezco sinceramente al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por proporcionarme apoyo económico, a través de una beca, durante el transcurso de la maestría.

De igual manera, quiero agradecer a todos los profesores que pertenecen a la división de estudios de posgrado de la facultad de ingeniería en el área de estructuras de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH) y a los que pertenecen a la mesa sinodal, por su disposición y amabilidad para transmitir sus conocimientos.

Agradezco a Dios, a mi familia y a mis compañeros porque han influido en la realización de este trabajo.

RESUMEN

En esta investigación se presenta un estudio analítico dirigido a evaluar la factibilidad de usar acero postensado de alta resistencia en muros de mampostería confinada con el objetivo de incrementar su capacidad a flexión en el plano. Se propone que los tendones de acero postensado se coloquen en ductos instalados en el interior de los castillos. Como la capacidad a compresión de la mampostería pudiera no ser suficiente, se exploró la posibilidad de incluir placas de acero galvanizado en la junta del mortero. Para evaluar su efectividad, se consideraron como variables la relación de aspecto de los muros de mampostería, la fuerza de postensado en el tendón y el tipo de pieza. A partir de análisis momento-curvatura se muestra que incluir tendones postensados permite incrementar la resistencia a flexión en el plano de muros de mampostería confinada, con respecto a los muros tradicionales de mampostería confinada, con significativa disminución de su capacidad de ductilidad de curvatura.

Palabras clave: Postensionamiento, presfuerzo, mampostería confinada, resistencia a flexión, ductilidad de curvatura.

ABSTRACT

This paper presents an analytical study aimed at evaluating the feasibility of using post tensioned high-strength steel in confined masonry walls in order to increase their in-plane flexural capacity. It is proposed that the post-tensioned steel be located in ducts placed inside the lightly-reinforced reinforced concrete columns. Since the compression capacity of the masonry may not be adequate, it was also explored the use of steel plates located along the mortar bed joint in the compression region. To evaluate its effectiveness, the masonry wall's aspect ratio, the post-tensioned force in the strand and the brick unit type were chosen as variables. From the moment-curvature analysis, it was shown that including additional post-tensioned strands allows increasing the in-plane bending strength of the confined masonry walls with respect to the traditional confined masonry walls, without significantly decreasing its curvature ductility capacity.

Keywords: Posttensioning, prestressing, confined masonry, bending strength, curvature ductility

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	I
RESUMEN	II
LISTA DE FIGURAS.....	VI
LISTA DE TABLAS	XIII
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 MOTIVACIÓN.....	1
1.2 ESTUDIOS PREVIOS.....	6
1.3 OBJETIVOS Y ALCANCE.....	13
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	14
CAPÍTULO 2	17
PROPUESTA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA Y POSTENSADA	17
2.1 INTRODUCCIÓN	17
2.2 Muros de mampostería confinada y postensada	18
2.3 Análisis momento-curvatura.....	19
2.3.1 Hipótesis	19
2.3.2 Consideraciones adicionales para calcular el diagrama momento-curvatura	20
2.3.3 Modelo esfuerzo-deformación axial de la mampostería sin confinar y con confinamiento mediante placas metálicas	21
2.3.4 Modelo esfuerzo-deformación del acero	25
2.3.5 Modelo esfuerzo-deformación del concreto de los castillos.....	27
2.3.6 Equilibrio de fuerzas.....	28
2.4 CURVAS MOMENTO-CURVATURA PARA MUROS CONFINADOS Y POSTENSADOS	29
2.4.1 Efecto de la relación de aspecto de los muros	30
2.4.2 Efecto del nivel de postensado	32
2.4.3 Efecto del tipo de pieza.....	33

2.4.4	Efecto de placas de confinamiento en mampostería de LRR	36
2.4.5	Efecto de la cuantía de acero de presfuerzo.....	37
2.5	DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN MOMENTO-CARGA AXIAL PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA Y POSTENSADA	38
CAPÍTULO 3		43
SIMULACIÓN ANALÍTICA DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN Y CORTANTE EN MUROS DE MAMPOSTERÍA		43
3.1	INTRODUCCIÓN	43
3.2	MÉTODO DE LA COLUMNA ANCHA	44
3.3	MÉTODO MODIFICADO DE COLUMNA ANCHA	46
3.3.1	Definición del resorte inelástico a cortante	47
3.3.2	Definición de articulaciones plásticas a flexión	51
3.3.3	Implementación del modelo de columna ancha y modelo modificado de la columna ancha.....	52
3.4	VALIDACIÓN DEL MODELO MODIFICADO DE COLUMNA ANCHA	54
3.4.1	Interacción flexión-cortante.....	55
3.4.2	Simulación del comportamiento del muro M0	57
3.4.3	Simulación del comportamiento del modelo 3D	58
3.4.4	Simulación del comportamiento del modelo M3.....	62
3.4.5	Simulación del comportamiento de los modelos 5N-2D y 7N-2D con muros confinados y postensados de mampostería.....	66
CAPÍTULO 4		69
EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES DE MAMPOSTERÍA CON MUROS POSTENSADOS		69
4.1	INTRODUCCIÓN	69
4.2	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....	70
4.3	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	73
4.3.1	Articulaciones plásticas a flexión sin presfuerzo.....	74
4.3.2	Resortes inelásticos a cortante	75

4.3.3	Articulaciones plásticas por flexión con presfuerzo	76
4.3.4	Curvas de capacidad	77
4.4	COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO A NIVEL DE MUROS.....	83
4.5	EVALUACIÓN DE LOS ELEMENTOS A FLEXOCOMPRESIÓN	87
 CAPÍTULO 5		90
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		92
5.1	CONCLUSIONES.....	92
5.2	RECOMENDACIONES.....	94
 REFERENCIAS		96

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1 Edificaciones de mampostería de varios niveles en Colombia y Portugal (Cervantes y Jean, 2009).....	1
Figura 1. 2 Edificaciones para vivienda de mampostería confinada en la ciudad de México (Valenzuela, 2010).....	2
Figura 1. 3 Clasificación de mampostería estructural de arcilla de acuerdo con el tipo de refuerzo (Arango, 2001): a) Mampostería inyectada totalmente o parcialmente; b) mampostería compuesta por muros confinados; c) mampostería de cavidad reforzada.....	3
Figura 1. 4 Disposición del acero de presfuerzo en los muros ensayados (Roseboom, 2002).....	7
Figura 1. 5 Placas de acero para confinamiento de muros de mampostería (Roseboom, 2002).....	7
Figura 1. 6 Falla por aplastamiento de la mampostería.....	9
Figura 1. 7 Especímenes de mampostería postensada con aberturas por puertas y ventanas.....	10
Figura 1. 8 Planta de vivienda construida.....	12
Figura 2. 1 Propuesta de muro de mampostería confinada con tendones de presfuerzo en los castillos.....	18
Figura 2. 2 Muro de mampostería con placas de confinamiento en las juntas de mortero.....	19
Figura 2. 3 Esquema del método de fibras para calcular diagrama momento-curvatura.....	21
Figura 2. 4 Piezas de uso común para mampostería en México (Flores et al., 2009): a) LRR; b) TEV2H; c) Tabicón.....	22

Figura 2. 5 Curvas esfuerzo-deformación para mampostería (Flores y otros, 2009): a) Velocidad de deformación de 0.0016 mm/s; b) Velocidad de deformación de 0.5333 mm/s.....	23
Figura 2. 6 Comparación de las curvas analíticas esfuerzo-deformación axial de compresión de mampostería construida con LRR que excluye e incluye placas entre las juntas, considerando dos velocidades de carga: a) velocidad de carga de 0.0016 mm/s; b) velocidad de carga de 0.0053 mm/s.....	25
Figura 2. 7 Curvas esfuerzo-deformación para acero: a) de presfuerzo; b) de refuerzo	26
Figura 2. 8 Comparación de las curvas analíticas esfuerzo-deformación del concreto confinado en los castillos	28
Figura 2. 9 Diagrama de deformaciones y fuerzas en la sección transversal del muro	29
Figura 2. 10 Efecto de la relación de aspecto en los diagramas momento-curvatura para muros de mampostería confinada. a) con tendones presforzados a 0.4 y sin estos; b) con tendones a 0.4 ; c) con tendones postensados a 0.6 ; d) con tendones postensados a 0.8	31
Figura 2. 11 Efecto del nivel de postensado en el diagrama momento-curvatura para muros de mampostería confinada de diferentes relaciones de aspecto. a) H/L=1.79; b) =1.0 y c) =0.63	33
Figura 2. 12 Efecto del tipo de pieza en el diagrama momento-curvatura para muros de mampostería confinada de diferentes relaciones de aspecto. a) =1.79; b) =1.0; c) =0.63	34
Figura 2. 13 Efecto de las placas de confinamiento en mampostería de LRR. a) Sin tendones; b) con tendones Post=0.7	36
Figura 2. 14 Efecto de la cuantía de presfuerzo en el comportamiento a flexión de muros de mampostería confinada: a) =1.0; b) =0.63.....	38

Figura 2. 15 Efecto del acero de presfuerzo en el diagrama de interacción P-M de muros de mampostería confinada a) efecto de la cuantía; b) efecto del nivel de presfuerzo	39
Figura 2. 16 Otros parámetros que influyen en el diagrama de interacción P-M de muros de mampostería confinada a) efecto del tipo de pieza; b) efecto placas de confinamiento	41
Figura 2. 17 Efecto del acero de presfuerzo en el diagrama de interacción P-M de muros de mampostería confinada a) efecto de la cuantía; b) efecto del nivel de presfuerzo	41
Figura 2. 18 Efecto del acero de presfuerzo en el diagrama de interacción P-M de muros de mampostería confinada a) efecto del tipo de pieza; b) efecto placas de confinamiento	42
Figura 3. 1 Modelo de columna ancha (Zúñiga, 2005).....	44
Figura 3. 2 Conversión del área de castillos a un área equivalente en mampostería.....	45
Figura 3. 3 Porción losa que debe considerarse en el modelo de columna ancha (Zúñiga, 2005).....	46
Figura 3. 4 Curva de capacidad para muro de mampostería confinada (Flores y Alcocer, 1995).....	48
Figura 3. 5 Disposición de rigideces en un muro al definir articulación plástica por cortante.....	49
Figura 3. 6 Condiciones de apoyo que definen el valor de	49
Figura 3. 7 Articulación plástica a flexión de un muro de mampostería.....	51
Figura 3. 8 Esquema del método de columna ancha	52
Figura 3. 9 Esquema del método modificado de columna ancha (efecto de cortante)	53

Figura 3. 10 Eliminación de rigidez elástica por cortante	53
Figura 3. 11 Esquema método modificado de columna ancha (efecto de cortante y flexión).....	54
Figura 3. 12 Eliminación de rigidez elástica por cortante y por flexión.....	54
Figura 3. 13 Momento resistente de un muro de mampostería confinada (Valenzuela 2010)	55
Figura 3. 14 Tipos de falla de un muro de mampostería: a) falla por cortante; b) falla por flexión;.....	56
Figura 3. 15 Proporciones de deformaciones por efectos de flexión y de cortante	56
Figura 3. 16 Muro de mampostería M0	57
Figura 3. 17 Modelo de espécimen M0 en SAP 2000	57
Figura 3. 18 a) Relación V-D que define la articulación plástica a cortante para modelo M0; b) Curvas de capacidad para modelo de mampostería M0.....	58
Figura 3. 19 Espécimen 3D; a) Geometría del espécimen 3D; b) Planta espécimen 3D (Alcocer y otros, 1993)	59
Figura 3. 20 Modelo de espécimen 3D en SAP 2000.....	59
Figura 3. 21 Diagramas M- para definir las articulaciones plásticas a flexión de modelo 3D; a) Muro H/L=1.0; b) Muro H/L=1.5	60
Figura 3. 22 Relaciones V-D para definir resortes inelásticos a cortante de modelo 3D a) Muro H/L=1.0 b) Muro H/L=1.5	61
Figura 3. 23 Curvas de capacidad del modelo 3D	61
Figura 3. 24 Geometría de modelo M3 en planta	63

Figura 3. 25 Geometría de modelo M3 (tomada de: Arias, 2005).....	63
Figura 3. 26 Modelo de espécimen M3 en SAP 2000	64
Figura 3. 27 Diagramas M- para definir articulaciones plásticas a flexión para modelo M3	65
Figura 3. 28 Relaciones V-D para definir resortes inelásticos a cortante para modelo M3	65
Figura 3. 29 Curvas de capacidad del modelo M3	66
Figura 3. 30 Diagramas M- para definir articulaciones plásticas por flexión con presfuerzo.....	67
Figura 3. 31 Efecto del acero de presfuerzo en la curva de capacidad de dos estructuras de mampostería confinada a) Estructura de cinco niveles b) Estructura de siete niveles	68
Figura 4. 1 Espectro de diseño considerado para el análisis y diseño del edificio de mampostería confinada de siete niveles.....	71
Figura 4. 2 planta Edificio de siete niveles (Valenzuela 2009).....	72
Figura 4. 3 Modelo de edificio de siete niveles	73
Figura 4. 4 Formas modales del edificio a) Modo 1 (Dirección transversal, T=0.83 seg.);.....	74
Figura 4. 5 Diagramas M- para definir articulaciones plásticas de muros en la dirección longitudinal	74
Figura 4. 6 Diagramas M- para definir articulaciones plásticas de muros en la dirección transversal	74

Figura 4. 7 Relaciones cortante-desplazamiento para definir el resorte inelástico a cortante en los muros del edificio en estudio en la dirección longitudinal.....	75
Figura 4. 8 Relaciones cortante-desplazamiento para definir el resorte inelástico a cortante en los muros del edificio en estudio en la dirección transversal	76
Figura 4. 9 Diagramas M- ϕ para definir articulaciones plásticas por flexión de muros en la dirección longitudinal.....	76
Figura 4. 10 Diagramas M- ϕ para definir articulaciones plásticas por flexión de muros en la dirección transversal.....	77
Figura 4. 11 Curvas de capacidad de edificio de siete niveles para la dirección longitudinal:	78
Figura 4. 12 Curvas de capacidad de edificio de siete niveles para la dirección transversal:	78
Figura 4. 13 Incidencia del presfuerzo en la resistencia a cortante de muros de mampostería:.....	80
Figura 4. 14 Configuración de articulaciones plásticas en la dirección longitudinal: a) distribución triangular invertida b) distribución parabólica.....	81
Figura 4. 15 Configuración de articulaciones plásticas en la dirección transversal: a) distribución triangular invertida b) distribución parabólica.....	81
Figura 4. 16 Daños en estructura de mampostería de tres niveles (Arias, 2005)	82
Figura 4. 17 Curvas de capacidad de edificio de siete niveles con distribución de carga lateral triangular invertida a) dirección longitudinal; b) dirección transversal	82

Figura 4. 18 Curvas de capacidad de edificio de siete niveles con distribución de carga lateral triangular invertida a) dirección longitudinal; b) dirección transversal83

Figura 4. 19 Diagramas M-φ para muros orientados en la dirección longitudinal84

Figura 4. 20 diagramas M-φ para muros orientados en la dirección transversal86

Figura 4. 21 Diagramas de interacción de muros en dirección longitudinal del edificio88

Figura 4. 22 Diagramas de interacción de muros en dirección transversal del edificio89

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. 1 Propiedades de los especímenes ensayados (Laursen e Ingham 2004)	9
Tabla 2. 1 Dimensiones de las piezas empleadas en Flores et al. (2009)	22
Tabla 2. 2 Parámetros que definen la curva esfuerzo-deformación propuesta por Flores et al (2009)	23
Tabla 2. 3 Parámetros que definen el modelo de la curva esfuerzo-deformación para mampostería que incluye placas de confinamiento.....	25
Tabla 2. 4 Coeficientes que caracterizan las curvas esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo.....	26
Tabla 2. 5 Efecto de la relación de aspecto en el comportamiento a flexión de la mampostería.....	32
Tabla 2. 6 Resultados de efecto de presfuerzo	33
Tabla 2. 7 Resultados de efecto de tipo de pieza.....	35
Tabla 2. 8 Resultados de efecto del área nominal de presfuerzo empleada	38
Tabla 3. 1 Parámetros para definir la curva de capacidad de un muro de mampostería confinada (Flores y Alcocer 1995).....	48
Tabla 3. 2 Ecuaciones para calcular los desplazamientos laterales para muros de mampostería confinada (Valenzuela, 2010).....	50
Tabla 3. 3 Propiedades de los materiales del espécimen 3D	60
Tabla 4. 1 Propiedades de los muros del primer nivel en la dirección longitudinal.....	72
Tabla 4. 2 Propiedades de los muros del primer nivel en la dirección transversal.....	72
Tabla 4. 2 (Continuación): Propiedades de los muros del primer nivel en la dirección transversal	73
Tabla 4. 3 Propiedades de los materiales que conforman el edificio de siete niveles	75

INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

El crecimiento de la densidad de población que se ha venido presentando en varias ciudades de América Latina, como la ciudad de México, tiene consecuencias impactantes en la calidad y comodidad de las nuevas viviendas multifamiliares, puesto que la reducción de espacios urbanizables se incrementa a medida que la demanda de vivienda crece. Esto ha motivado a seguir la tendencia de diseñar edificaciones de varios niveles, para optimizar el espacio urbano, empleando diferentes técnicas de construcción e incluso diversos materiales, como la mampostería, que hace años no eran utilizados en este tipo de edificaciones.



Figura 1. 1 Edificaciones de mampostería de varios niveles en Colombia y Portugal (Cervantes y Jean, 2009)

En algunos lugares del mundo, como Colombia y Portugal, ya se han construido edificios de mampostería de diez niveles o más, como los que se presentan en la Figura 1.1, con la creciente tendencia de emplear este material en los lugares mencionados (Cervantes y Jean, 2009). Así mismo, en la ciudad de México se han empezado a construir edificaciones de mampostería confinada con alturas superiores a los cinco niveles, como se ilustra en la Figura 1.2. Sin embargo, es necesario ampliar el conocimiento existente sobre diseño de estructuras altas de mampostería (es decir, de más de cinco niveles) puesto que aun hay gran incertidumbre en su comportamiento ante acciones sísmicas.



Figura 1. 2 Edificaciones para vivienda de mampostería confinada en la ciudad de México (Valenzuela, 2010)

Ante esta necesidad, algunos estudios recientes han evaluado la factibilidad de diseñar edificios altos de mampostería en zonas sísmicas. Por ejemplo, Arango (2001) argumentó que en Colombia se ha mejorado la perspectiva para construir edificios altos y seguros, compuestos por muros de mampostería de piezas de arcilla recocida, ya que actualmente estas cuentan con elevadas resistencias a compresión (por ejemplo algunas piezas han llegado a alcanzar una resistencia a la compresión de hasta 800 kg/cm^2) dado que son fabricadas a nivel industrial con estándares de calidad altos, por lo cual el aplastamiento de la mampostería no es una limitante para construir edificios de más de diez niveles. Además, mencionó que la posibilidad de construir edificios altos de mampostería depende tanto de la capacidad para ampliar la experiencia en diseño y construcción de estos edificios como de la disponibilidad de apoyo por parte de centros de investigación para el desarrollo de tecnologías en este ámbito, para que mejore la seguridad de las edificaciones.

Asimismo, Arango (2001) afirmó que para optimizar la resistencia de la mampostería a compresión y a cortante, se requiere que el mortero tenga una resistencia a compresión igual o mayor que la resistencia de las piezas, para que estas no fallen por tensión. Por otro lado, demostró que la influencia del espesor de las juntas de mortero en la resistencia a compresión de la mampostería se ve afectada por la altura de las piezas, ya que al incrementarse la altura de las piezas de arcilla se disminuye la influencia del mortero y viceversa.

Además, el autor clasificó los tipos de muros de mampostería estructural (compuesta por piezas de arcilla recocida) que pueden ser utilizados en Colombia para construir edificios altos. La clasificación la presenta de acuerdo con el tipo de refuerzo: 1) Mampostería totalmente inyectada, 2) mampostería parcialmente inyectada, 3) mampostería parcialmente reforzada, 4) mampostería de muros confinados y 5) mampostería de cavidad reforzada. La figura 1.3 ilustra cada caso. La mampostería no reforzada también forma parte de la clasificación pero solo se utiliza para edificaciones de baja altura.

También destacó que los edificios altos construidos con muros de mampostería estructural de arcilla no presentan fisuración, ofrecen buena competitividad económica, y pueden exhibir alto nivel estético; razones por las cuales estos edificios se convierten en una alternativa atractiva para la construcción de viviendas multifamiliares.

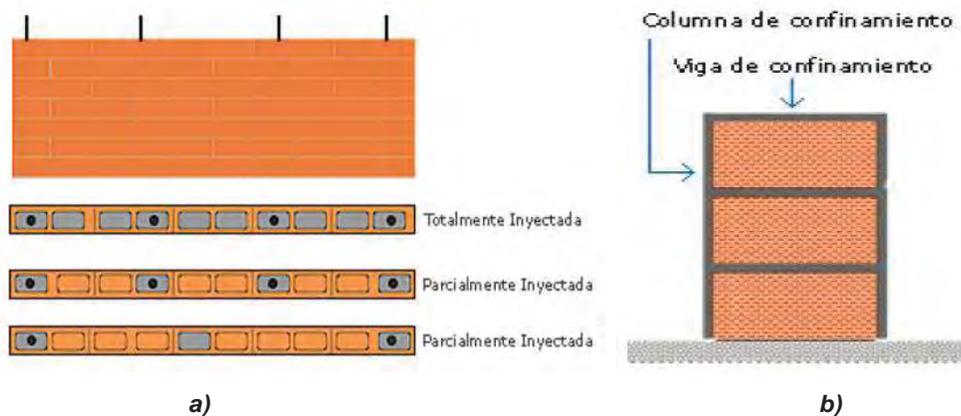


Figura 1. 3 Clasificación de mampostería estructural de arcilla de acuerdo con el tipo de refuerzo (Arango, 2001): a) Mampostería inyectada totalmente o parcialmente; b) mampostería compuesta por muros confinados; c) mampostería de cavidad reforzada

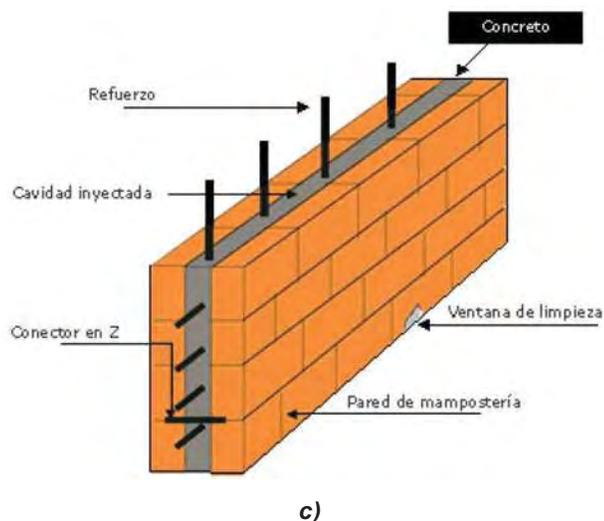


Figura 1. 3 (Continuación): Clasificación de mampostería estructural de arcilla de acuerdo con la forma de reforzamiento (Arango, 2001): a) Mampostería inyectada totalmente o parcialmente; b) mampostería compuesta por muros confinados; c) mampostería de cavidad reforzada

Por otro lado, Cervantes y Jean (2009) diseñaron, empleando una misma planta, edificios de 9, 12 y 15 niveles estructurados a base de muros de carga de mampostería confinada ubicados en la zona de transición de la ciudad de México. Los autores concluyeron que para satisfacer los requisitos normativos vigentes en el D.F., los muros deberían construirse con piezas cuya resistencia de diseño a la compresión diagonal debería tener un valor de entre 8 y 11 kg/cm^2 , mientras que la resistencia de diseño a la compresión debería tener un valor de entre 140 y 200 kg/cm^2 . Cabe notar que el espesor de los muros obtenido puede variar entre 18 cm y 25 cm. Esto coincide con las afirmaciones de Arango (2001) en donde resalta la importancia de contar con piezas de mampostería de alta resistencia.

Otro estudio reciente mostró que conforme se incrementa el número de pisos, para una misma distribución típica de muros, en edificios de mampostería diseñados conforme a la normatividad vigente en el D.F y ubicados en la zona del Lago de la ciudad de México, se requiere tanto incrementar el espesor de los muros como incluir acero de refuerzo horizontal entre las hiladas de mortero a fin de que los muros tengan una adecuada resistencia a flexión y fuerza cortante en su plano (Valenzuela, 2010). Por ejemplo, considerando una planta típica de una vivienda multifamiliar, para un edificio de 7 niveles se requeriría que varios muros de la planta baja tuvieran un espesor de 28 cm con refuerzo

horizontal consistente de una varilla de 7.8 mm de diámetro a cada 30 cm. Lo anterior obedece a que las demandas de momento flexionante se incrementan en los muros de la planta baja conforme se incrementa el número de niveles y, en consecuencia, se requiere mayor espesor en los castillos para acomodar el refuerzo longitudinal necesario para proporcionar adecuada resistencia a flexión en su plano.

Cuando esta situación se presenta en la práctica profesional mexicana, algunos diseñadores optan por combinar muros de concreto con muros de mampostería confinada a fin de proporcionar adecuada resistencia y rigidez lateral sin incrementar el espesor de los muros de mampostería. De hecho, Arango (2001) también sugiere el empleo de muros de concreto en combinación con muros de mampostería reforzada para el diseño de edificios altos de mampostería en Colombia. Sin embargo, en el contexto de una edificación sustentable, esta solución incrementa el consumo de cemento que, desafortunadamente, aumenta la emisión de dióxido de carbono a la atmósfera. Por ello, es deseable que en la construcción de edificios altos de mampostería se propongan alternativas que permitan la construcción de edificaciones sustentables que proporcionen un nivel adecuado de seguridad ante acciones sísmicas. Por ejemplo, mediante el empleo de piezas industrializadas, elaboradas con un control de calidad y ambiental adecuado, a fin de mitigar, en algún grado, el impacto ambiental negativo que genera la producción y consumo de cemento.

De esta manera, para el diseño de edificios altos de mampostería en zonas sísmicas se requiere que los muros estructurales sean capaces de resistir las demandas de momento flexionante y fuerza cortante a las que serían sometidos, sin incrementar significativamente su espesor. Por ello, se deben buscar estrategias para controlar las demandas de momento flexionante sin dejar a un lado el comportamiento a cortante de los muros. Una opción para incrementar la capacidad a flexión en su plano de los muros de mampostería consiste en incorporar tendones de acero de presfuerzo.

1.2 ESTUDIOS PREVIOS

Hasta la fecha se han llevado a cabo varios estudios que proponen la utilización de acero de presfuerzo en muros de mampostería contruidos con piezas de concreto y de arcilla. La mayoría de investigaciones previas, se han enfocado a observar el efecto de incluir acero de presfuerzo en el comportamiento fuerza-desplazamiento fuera del plano en muros de mampostería de concreto (por ejemplo, Ramírez y Paulini, 2004) para mampostería de concreto.

Recientemente se ha investigado el comportamiento ante carga cíclica reversible de muros de mampostería contruidos con piezas huecas de concreto (Laursen e Ingham, 2004) y piezas huecas de arcilla, en muros con aberturas y sin estas, (Rosenboom, 2002; Rosenboom y Kowalsky, 2004; Ewin, 2008) reforzados con barras verticales de acero de alta resistencia postensado.

Por ejemplo, Rosemboom (2002) estudió el comportamiento ante carga cíclica reversible de muros de mampostería no confinada perimetralmente, contruidos con piezas huecas de arcilla típica existente en el estado de Carolina del Norte, en Estados Unidos, con barras verticales de acero de refuerzo de alta resistencia, postensado. Como parte del programa experimental se estudió la influencia del relleno en la cavidad de las piezas, la adición de acero de refuerzo vertical en la región de articulación plástica, así como la adherencia entre el acero de presfuerzo y el ducto que lo encierra. Así, se construyeron cinco muros de mampostería postensionada, todos con relación de aspecto $H/L=2$ e idénticas dimensiones, pero con diferentes características. En el primer muro, también denominado muro de control, se colocó acero postensado desadherido en las cavidades de las piezas rellenas con mortero.

El segundo muro era similar al muro de control, pero con acero adicional de refuerzo en la zona potencial de articulación plástica. El tercer muro era similar al muro de control, pero incluía placas de confinamiento en las juntas de mortero. El cuarto muro tenía cavidades rellenas y acero de presfuerzo adherido al ducto, mientras que en el quinto muro no se

rellenaron las cavidades y el acero de presfuerzo estaba desadherido. En la Figura 1.4 se muestra la geometría de los muros ensayados y la sección transversal del segundo muro.

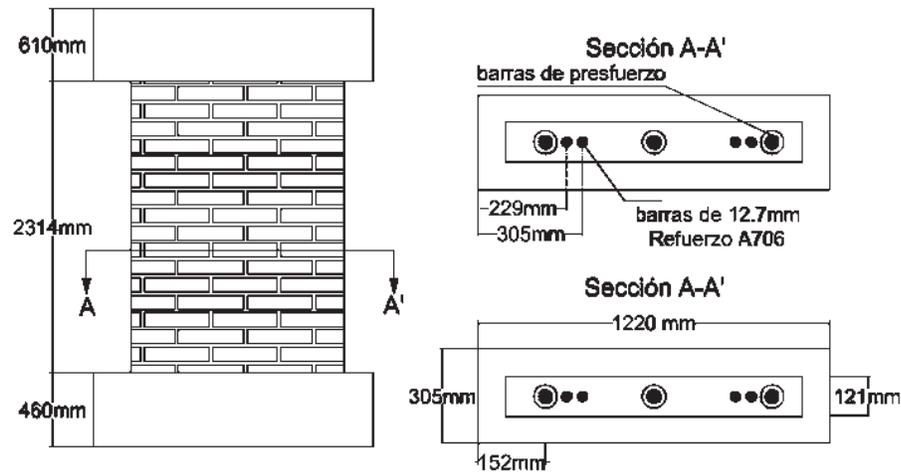


Figura 1. 4 Disposición del acero de presfuerzo en los muros ensayados (Roseboom, 2002)

El acero de presfuerzo utilizado constaba de tres barras de alta resistencia de 12.7mm de diámetro ubicadas en un ducto en el centro y en cada extremo del muro (ver Figura 1.3). Mientras que las placas de confinamiento incluidas en las juntas de uno de los muros estudiados en la investigación fueron empleadas para aumentar la resistencia a compresión del elemento. Algunas consideraciones de diseño de estas placas fueron las siguientes: 1) La placa no debe tener el mismo ancho del muro, para permitir la continuidad de las juntas de mortero y además proporcionarle estética a los muros. 2) Se fabricaron agujeros de en la placas para garantizar continuidad de las juntas de mortero. 3) Las placas no deben tener gran longitud para garantizar una adecuada adherencia entre placas y mortero (Figura 1.5)

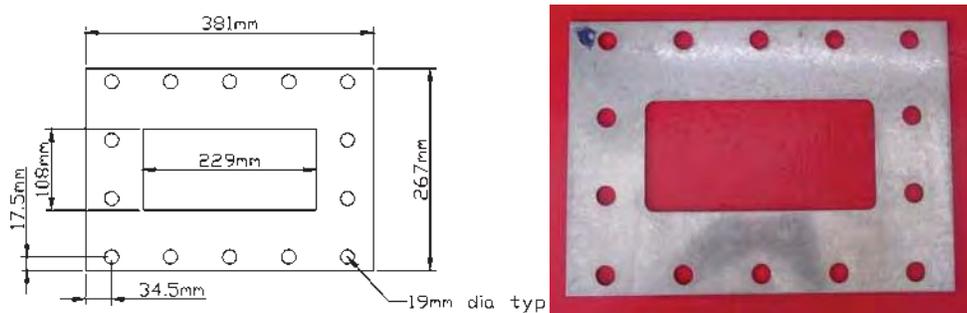


Figura 1. 5 Placas de acero para confinamiento de muros de mampostería (Roseboom, 2002)

Las conclusiones obtenidas fueron las siguientes: 1) Cuando la única diferencia puesta en dos muros fue la presencia de una cavidad rellena (muros 1 y 4), el resultado fue un incremento de máxima fuerza aplicada al muro de 262kN a 320kN y un incremento en máximos desplazamientos obtenidos durante la prueba desde 24mm a 154mm. Al confinarse el mortero usando placas de acero (como estribos que confinan el concreto reforzado), las deformaciones máximas pueden ser incrementadas en las zonas donde éstas se instalan. Para las pruebas 1 y 3 la única variable fue el confinamiento. Este mostró un incremento en la máxima fuerza aplicada, desde 320 kN a 344 kN y un gran incremento en el máximo desplazamiento, desde 154mm a 276mm.

La disipación de energía en mampostería postensionada es baja. Con el objetivo de incrementarla, un refuerzo adicional fue instalado en la región de articulaciones plásticas de una de las configuraciones, aunque sin grandes resultados, puesto que con el reforzamiento adicional se tuvieron valores de amortiguamiento significativamente bajos, entre 7% y 12%.

Cuatro de las cinco pruebas fueron realizadas usando ductos de postensionamiento no adherido. El muro con postensionamiento adherido se comportó de manera similar que el muro de control, con grietas longitudinales a flexión; pero cuando la prueba progresó se presentaron deformaciones residuales inelásticas de las barras de postensionamiento, se dañó la zona de compresión y esto condujo a la falla a una rotación del 3%, mucho más baja que el 6.5% obtenida en la configuración relleno no adherida. Debido al pobre comportamiento de los muros y al aumento de la complejidad de su construcción, el postensionamiento adherido no es recomendado.

Finalmente, en la Figura 1.6 se observa un patrón de falla de los muros postensados de mampostería. Es posible notar que estos fallaron por aplastamiento de la mampostería en las zonas laterales e inferiores del elemento, lo cual ocurrió debido a que los tendones de presfuerzo adicionaron esfuerzos de compresión a los muros en las zonas donde se concentran esfuerzos a compresión generados por la flexión.



Figura 1. 6 Falla por aplastamiento de la mampostería

Laursen e Ingham (2004) sometieron dos muros en voladizo de mampostería postensada de concreto a una acción de cargas sísmicas simuladas en su plano. Los muros pretendían representar elementos de cuatro o cinco niveles correspondientes a un edificio típico de apartamentos o de oficinas. Con estas pruebas se buscaba validar el uso de mampostería de concreto postensada en una configuración realista.

Los objetivos particulares de esta investigación fueron los siguientes: evaluar la capacidad de resistencia y desplazamiento de los muros; la efectividad de utilizar placas de confinamiento en las juntas para realzar la capacidad de deformación de la mampostería de concreto y la disipación de energía que ocurre durante un movimiento cíclico. También se quiso revisar la deformación última a compresión de la mampostería y extender la zona de articulación plástica de la mampostería. Las propiedades de los especímenes se muestran en la tabla 1.1:

Tabla 1. 1 Propiedades de los especímenes ensayados (Laursen e Ingham 2004)

Muro	Altura (mm)	Longitud (mm)	Espesor	Peso propio (kN)	Carga externa (kN)	Resistencia de la mampostería (MPa)	Presfuerzo inicial	
							Carga (kN)	esfuerzo (MPa)
1	5240	2400	140	64	356	17.9	398	948
2	5240	2400	140	64	142	14	427	1017

A partir de la investigación se concluyó que los muros de mampostería postensada no confinada perimetralmente, de proporciones realistas, se fortalecen en la zona de compresión, cuando ocurre la flexión, con las placas de confinamiento y pueden soportar satisfactoriamente cargas cíclicas severas impuestas por un sismo. Así mismo, la respuesta dúctil fue medida, con una capacidad de desplazamiento lateral relativo del 1.5% por entrepiso. Se observó una pequeña cantidad de disipación de energía durante los ciclos de carga sobre los muros. El daño principal se localizó en una décima parte de la altura del muro, localizada en la zona más baja.

Por otro lado, la respuesta sísmica en el plano de muros de mampostería de concreto postensada con aberturas (por puertas y ventanas) fue investigada a través de ensayos en mesa vibradora por Wight, Kowalsky e Ingham (2007). Ellos iniciaron un programa de pruebas para verificar el comportamiento sísmico de un sistema de muros para uso en construcciones residenciales. Dos muros fueron probados en el plano para estudiar el efecto de aberturas de puertas y ventanas. Además, un espécimen de un nivel con una estructura simple y cuadrada fue construido y probado para investigar la influencia de múltiples aberturas de puertas y ventanas y esquinas de muros (Figura 1.7). Todos los muros fueron postensados usando barras de alta resistencia no adheridas.



Figura 1. 7 Especímenes de mampostería postensada con aberturas por puertas y ventanas
a) configuración sencilla; b) configuración compuesta

Dentro de las conclusiones importantes, los autores mencionan que los desplazamientos residuales que se pueden presentar en muros con aberturas son debido a la elongación de la

viga de unión en las puertas, pero dichos desplazamientos pueden ser pequeños cuando la fuerza de presfuerzo es grande. El daño en los muros de mampostería consistió en el aplastamiento de sus esquinas inferiores y el agrietamiento vertical bajo las aberturas. Los desplazamientos residuales fueron mínimos, debido a las fuerzas de restauración proporcionadas por los tendones de postensionamiento.

Se observó agrietamiento en el borde de las vigas con los muros. En uno de estos muros se alcanzaron desplazamientos laterales relativos del 1.2% antes de aplastamiento de sus esquinas inferiores y hubo una reducción de la resistencia del muro. El nivel de presfuerzo inicial del otro muro generó una estructura rígida y consecuentemente se registraron desplazamientos pequeños antes del daño. Cuando se redujo el nivel de presfuerzo, se obtuvo un máximo desplazamiento lateral relativo del 1.3%, con daños de agrietamiento bajo la abertura.

La prueba del espécimen de un nivel con una estructura compuesta por varios muros (ver Figura 1.6 b) validó las características esperadas en sistemas de muros de mampostería postensada de concreto pero previamente solo demostrada por pruebas de elementos individuales. Los daños de estructuras la estructura compuesta por varios muros fueron consistentes con aquellos obtenidos previamente para muros con aberturas, con agrietamiento en la unión viga-muro y debajo de las aberturas de ventanas. Se obtuvieron desplazamientos laterales relativos de 0.39% y 0.65% en la estructura en las dos orientaciones de carga. Los daños en los muros condujeron a una reducción en la rigidez de las estructuras pero no se observaron pérdidas en la resistencia lateral. La reducción de presfuerzo inicial no mostró incrementos significativos de desplazamientos en los muros.

Finalmente, con la intención de aplicar el conocimiento existente de muros postensados de mampostería de concreto, en una edificación real, Wight, et al., (2007a) muestran detalles de un proyecto de investigación que se llevó a cabo en la Universidad de Auckland en Nueva Zelanda el cual consistió de la construcción de una vivienda, incluyendo todos los muros postensados de mampostería de concreto. La vivienda consta de un nivel y fue

diseñada aplicando la filosofía de fuerzas, contemplada en las normas existentes en el país mencionado.

La casa vista en planta se ilustra en la Figura 1.8. Se aseguró que todos los muros tuvieran por lo menos un tendón de presfuerzo y se procuró que la distribución de estos en la vivienda fuera uniforme. Los puntos negros, rodeados de círculos rojos, en la planta del edificio, indican la posición de los tendones. Para consideraciones de diseño, la casa fue ubicada en zona sísmica baja, en un tipo de suelo de transición y se supuso un coeficiente de ductilidad de dos. El acero de refuerzo tenía un diámetro de 12mm y esfuerzo de fluencia de 500MPa y esfuerzo último de 575MPa.

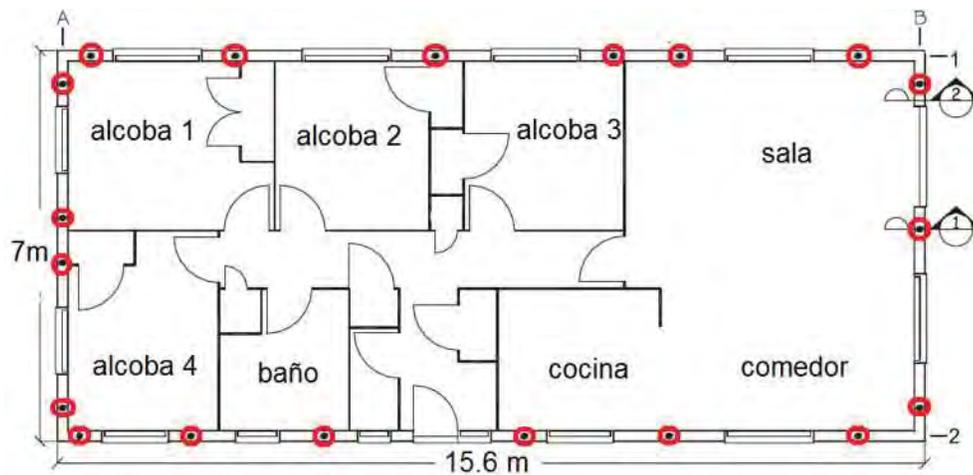


Figura 1. 8 Planta de vivienda construida

Las pérdidas por presfuerzo fueron consideradas en el diseño. Además, se consideró un esfuerzo inicial de presfuerzo equivalente al 70% de la resistencia última del acero de los tendones.

Después de la construcción de esta vivienda, se concluyó que incluir acero de presfuerzo no requirió enormes cambios en la cimentación ni en techo de la vivienda con respecto a una casa tradicional de muros de mampostería de concreto no confinada perimetralmente. Por esto, el sistema de presfuerzo puede aplicarse a viviendas nuevas o existentes. En cuanto a costos, se menciona que es difícil hacer una comparación de la vivienda construida con una convencional de mampostería de concreto debido a que los materiales para la vivienda fueron donados por una empresa. Por último, la reducción en cantidades de acero de

refuerzo en los muros fue mínima debido a la necesidad de proporcionar control de agrietamiento.

1.3 OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo principal de esta investigación es evaluar, desde el punto de vista analítico, la posibilidad de aplicar las siguientes dos tecnologías constructivas en edificios de varios niveles compuestos por muros de mampostería confinada: 1) Insertar tendones de presfuerzo en los castillos que confinan los muros e, 2) incluir placas de confinamiento en las juntas de mortero. Mientras la primera permitiría solucionar los problemas de flexión que se presentan en estructuras altas, la otra, podría aumentar tanto la capacidad de deformación lateral en el plano de los muros como su resistencia a compresión. El planteamiento surge debido a que estos dos efectos han sido limitantes en el diseño y construcción de las estructuras mencionadas.

Durante el desarrollo del proyecto se pretenden lograr varios objetivos particulares que se mencionan a continuación:

1. Estudiar analíticamente los beneficios o perjuicios que puede presentar la inclusión de acero de presfuerzo en el comportamiento a flexión, en el plano, de muros de mampostería confinada.
2. Comparar el efecto del tipo de pieza, la cantidad de acero de presfuerzo incluido, el nivel de presfuerzo aplicado y la relación de aspecto del muro, en el comportamiento a flexión de muros individuales de mampostería.
3. Estimar la influencia de la incorporación de placas de acero entre las juntas de mortero de la mampostería confinada perimetralmente, en su resistencia a flexión en el plano.

4. Comparar curvas de capacidad de edificios de más de cinco niveles que poseen muros de mampostería confinada y reforzada con tendones de presfuerzo con edificios similares cuyos muros no poseen tendones, para conocer el efecto de incluir acero de presfuerzo en edificios altos de mampostería.

Para evaluar las propuestas a nivel de edificios se acude a realizar análisis estáticos no lineales de edificios altos de mampostería, mientras a nivel de muros, se recurre a llevar a cabo análisis momento-curvatura y diagramas de interacción de cada muro que conforma la edificación.

Es necesario resaltar que en la investigación no se evalúa el comportamiento cíclico de edificios, ni de muros aislados, con tendones de presfuerzo. La evaluación de este comportamiento cíclico proporcionaría resultados más precisos de la capacidad de las estructuras estudiadas, debido a que estas, en realidad, estarían sujetas a excitaciones dinámicas que les producen ciclos de carga y descarga.

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

En la búsqueda de estrategias para un diseño adecuado de edificaciones de mampostería de varios niveles, se llevó a cabo una investigación conformada por varias etapas. Inicialmente, se hizo una revisión de la literatura existente relacionada con las causas que limitan el diseño y construcción de edificios altos de mampostería en México, para buscar resolver algunos de los inconvenientes encontrados. Cabe mencionar que en este documento se denominan “edificios altos” de mampostería a aquellos que tienen entre cinco y diez niveles de altura. A continuación, se formularon propuestas de posibles tecnologías de refuerzo para la mampostería típica existente en México, con base en investigaciones previas desarrolladas en otros países. Estas propuestas fueron estudiadas analíticamente a nivel de muros individuales y en conjunto, en edificios de varios niveles. Para el modelado y análisis de edificios altos de mampostería se empleó el método modificado de columna ancha, para lo cual fue necesario acudir a un proceso de calibración

y validación de esta metodología. Estas actividades conforman el cuerpo principal de la tesis. A continuación se presenta con más detalle la descripción de los estudios realizados.

En el **Capítulo 2** se presenta un estudio analítico orientado a evaluar la factibilidad de emplear acero de alta resistencia postensado en muros de mampostería confinada para incrementar la resistencia a flexión en su plano. Se propone que el acero postensado se coloque en ductos ubicados en los castillos. Para evaluar su efectividad, se consideraron como variables la relación de aspecto del muro de mampostería, la fuerza de postensado, y el tipo de pieza del muro de mampostería. Dado que la resistencia a compresión de la mampostería pudiera no ser suficiente, se exploró la conveniencia de colocar placas de acero entre las hiladas de tabiques en la zona de compresión.

Para aplicar los resultados obtenidos del efecto del acero de presfuerzo, a nivel de muros individuales, en edificios de mampostería de varios niveles, es necesario emplear algún método de análisis estructural. El **Capítulo 3** presenta las recomendaciones que se deben seguir para aplicar el modelo modificado de columna ancha, como método de análisis de estructuras conformadas por muros cuyo comportamiento depende de las deformaciones por cortante y flexión. Estas recomendaciones son aplicadas en diferentes ejemplos cuyos resultados se muestran para validar dicho método.

En el **Capítulo 4** se presentan los resultados de análisis estáticos no lineales de un edificio de mampostería de siete niveles en sus dos direcciones ortogonales. En algunos análisis se incluye acero de presfuerzo en los muros y en otros se descarta la presencia de éste. El propósito de estos análisis es observar la influencia del acero de presfuerzo en la curva de capacidad de la estructura. Además se comparan los momentos actuantes en cada muro, resultantes de un análisis modal espectral, con los diagramas momento-curvatura de los muros del primer nivel del edificio en estudio incluyendo presfuerzo y sin tenerlo en cuenta, para verificar que exista la adecuada resistencia a flexión de los elementos.

En el **Capítulo 5** se presentan los comentarios y conclusiones extraídas de la investigación y se mencionan los posibles proyectos futuros que puedan derivarse del trabajo expuesto, para complementar el conocimiento del tema que se ha abordado.

PROPUESTA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA Y POSTENSADA

2.1 INTRODUCCIÓN

Estudios analíticos previos han mostrado que conforme se incrementa el número de pisos en edificios de mampostería confinada ubicados en zonas sísmicas se incrementa el espesor de los muros, lo cual, según Valenzuela (2010), se atribuye a: 1) los momentos flexionantes actuantes en su plano se incrementan y, en consecuencia, se requiere una mayor área para acomodar el refuerzo longitudinal necesario en los castillos para que los muros tengan una adecuada resistencia a flexión, y 2) la necesidad de proporcionar mayor rigidez lateral para satisfacer los límites de distorsión lateral normativos. Ante esta situación, los diseñadores optan por incluir algunos muros de concreto reforzado, lo cual permite emplear espesores típicos de muros de mampostería (por ejemplo, de 14 cm de espesor si se emplea tabique de barro rojo recocido). Sin embargo, debe notarse que el incremento en el uso de cemento en una estructura conduce a una mayor emisión de dióxido de carbono. En el contexto de la sustentabilidad, es deseable emplear sistemas constructivos que minimicen el impacto ambiental, social y económico durante la vida útil de la estructura. Por ello, es deseable que en el diseño de edificios altos de mampostería confinada se propongan y evalúen nuevos sistemas estructurales.

El objetivo de este capítulo consiste en presentar los resultados de un estudio analítico encaminado a evaluar la factibilidad de emplear acero de alta resistencia postensado en

muros de mampostería confinada a fin de incrementar su capacidad a flexión en el plano para el diseño de edificios altos de mampostería en zonas sísmicas.

2.2 MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA Y POSTENSADA

En este trabajo se propone la incorporación de tendones postensados deshaderidos en muros de mampostería confinada a fin de incrementar la capacidad a flexión en su plano. Los tendones se colocan en ductos de PVC, u otro material, en el interior de los castillos. En la Figura 2.1 se ilustra esquemáticamente la propuesta del sistema constructivo. Dado que se anticipa que la inclusión de tendones postensados aumenta los esfuerzos en la zona de compresión de la mampostería, también se propone la inclusión de placas de acero galvanizado en la junta del mortero, como se ilustra en la Figura 2.2. La función de estas placas consiste en incrementar el confinamiento de las piezas de mampostería. Como consecuencia, se espera que la mampostería incremente su capacidad de deformación y su resistencia a compresión axial. El uso de estas placas ha sido evaluado experimentalmente por Priestley y Elder (1983) en Nueva Zelanda, Gallegos (1991) en Perú, así como Ewing y Kowalsky (2004) en los Estados Unidos con resultados satisfactorios.

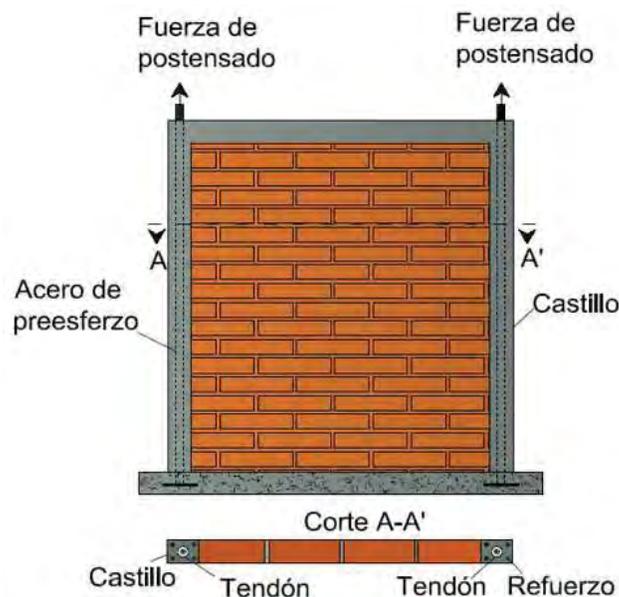


Figura 2. 1 Propuesta de muro de mampostería confinada con tendones de preesfuerzo en los castillos

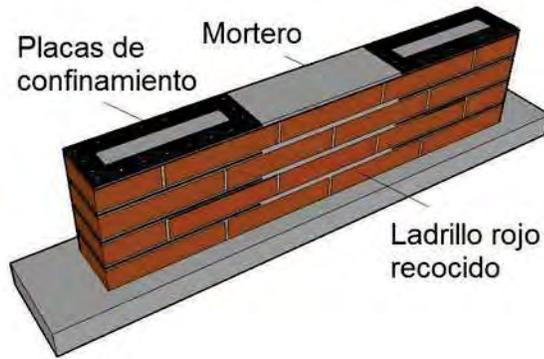


Figura 2. 2 Muro de mampostería con placas de confinamiento en las juntas de mortero

Con el propósito de evaluar la factibilidad técnica del sistema de muro de mampostería confinada y postensada, en esta investigación se desarrolló una etapa inicial analítica que consistió en estudiar su eficiencia mediante diagramas momento-curvatura. A continuación se describe el procedimiento empleado.

2.3 ANÁLISIS MOMENTO-CURVATURA

Para fines de desarrollar el análisis momento-curvatura de una sección transversal de un muro de mampostería confinado y postensado, es necesario establecer algunas hipótesis. Cabe notar que algunas de las hipótesis establecidas en la teoría clásica de la flexión no son aplicables a los muros de mampostería confinada y postensada.

2.3.1 Hipótesis

Las hipótesis siguientes se consideraron en el análisis momento-curvatura:

- La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- No se considera la resistencia a tensión tanto de la mampostería como del concreto de los castillos.
- La curvatura máxima corresponde a aquella que se presenta en el muro cuando alguno de los materiales falla. Así mismo, el momento último corresponde a la curvatura última calculada.

- Las curvas esfuerzo-deformación de la mampostería, del acero de presfuerzo, del acero de refuerzo y del concreto son conocidas y corresponden a las que se describen en las secciones 2.3.3 a 2.3.5.

2.3.2 Consideraciones adicionales para calcular el diagrama momento-curvatura

Adicionalmente a las hipótesis planteadas en la sección anterior, el análisis momento-curvatura para la presente sección consideran las siguientes suposiciones:

- Se aplica el método de fibras para calcular las fuerzas internas en la sección transversal del muro cuando está sometido a efectos de flexión en su plano. En la Figura 2.3 se ilustra dicho método, en el cual se tienen en cuenta las curvas esfuerzo-deformación de los diferentes materiales que conforman el muro de acuerdo con la fibra f_1 , f_2 , ..., f_n .
- Para esta sección el esfuerzo vertical en compresión que actúa sobre el muro, el cual se considera constante durante el análisis, equivale a 490 kPa (5 kg/cm²). Este valor puede considerarse representativo del esfuerzo vertical actuante en muros de carga de la planta baja en edificaciones de 4 a 5 niveles.
- Dado la longitud del muro es mucho mayor que la distancia entre el acero de refuerzo y el acero de presfuerzo de un castillo, se supone que tanto el acero de presfuerzo como el acero de refuerzo hacen parte de la misma fibra de la sección, es decir, se encuentran a la misma distancia del extremo a compresión del muro.
- Se supone que tanto el concreto de los castillos como el muro de mampostería sufren una deformación axial inicial en compresión debido a la fuerza de postensado del refuerzo adicional. Asimismo, el acero de presfuerzo sufre una deformación inicial calculada a partir del esfuerzo producido por el postensado, pero a esta

deformación se le descuenta la deformación debido a la compresión de la mampostería.

- En este estudio se tienen en cuenta las pérdidas inmediatas en el presfuerzo por deformación de la mampostería en compresión y las pérdidas de anclaje. Se consideraron pérdidas inmediatas del presfuerzo de entre el 4% y 12% con respecto al valor inicial del presfuerzo (en este estudio se toma igual a 0.4 excepto en los casos donde se compara el efecto del nivel de presfuerzo) debido a deformaciones unitarias inmediatas, dependientes de la geometría del muro, del orden de 0.00015 y 0.0004. Para este análisis se considera que no existen pérdidas por fricción, ya que los ductos son rectos.
- No se consideran las pérdidas a largo plazo.

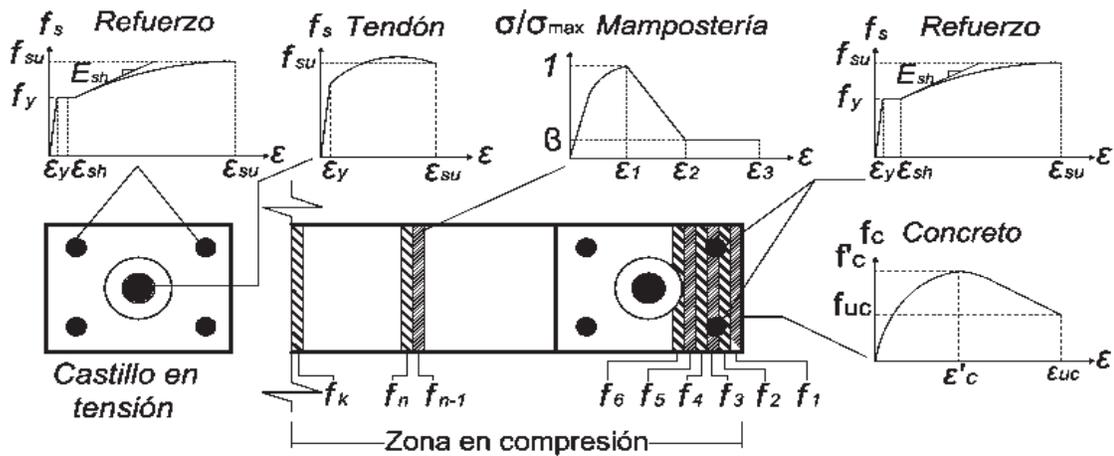


Figura 2. 3 Esquema del método de fibras para calcular diagrama momento-curvatura

2.3.3 Modelo esfuerzo-deformación axial de la mampostería sin confinar y con confinamiento mediante placas metálicas

Una revisión de la literatura evidenció que existen pocas relaciones constitutivas esfuerzo-deformación para mampostería sujeta carga de compresión uniaxial (Priestley y Elder, 1983, Ewing y Kowalsky, 2004; Kaushick et al., 2007; Flores et al. 2009). En particular, Flores et al. (2009) propusieron expresiones analíticas para caracterizar las curvas esfuerzo-

deformación axial de mampostería, con base en curvas obtenidas experimentalmente de pilas construidas con tres tipos de piezas de uso común en la práctica constructiva mexicana: ladrillo de barro rojo recocido (LRR), tabique extruido vertical de dos huecos (TEV2H) y tabicón (Fig 2.4). El programa experimental consistió en la prueba de 47 muretes de mampostería que tenían relación de aspecto H/L cercana a cinco. El largo de cada murete tenía la longitud de una pieza y media más la junta vertical de mortero de 1cm, y el espesor correspondió al espesor de las piezas. Cabe mencionar que los estudios fueron hechos con base en piezas fabricadas en el Distrito Federal, cuyas dimensiones se presentan en la tabla 2.1.

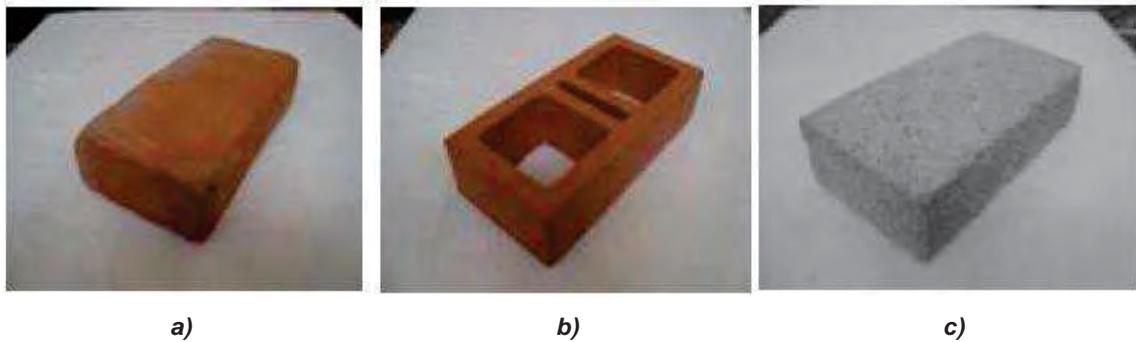


Figura 2. 4 Piezas de uso común para mampostería en México (Flores et al., 2009): a) LRR; b) TEV2H; c) Tabicón

Tabla 2. 1 Dimensiones de las piezas empleadas en Flores et al. (2009)

Tipo de Pieza	Dimensiones nominales mínimas (cm)	Dimensiones promedio (cm)
LRR	5.0 x 10.0 x 19.0	5.5 x 11.75 x 23.5
Tabicón	6.0 x 10.0 x 24.0	7.0 x 12.0 x 24.0
TEV2H	Aplicar NMX-C-038-ONNCE (2004)	6.0 x 12.0 x 24.0

Las expresiones 2.1, 2.2 y 2.3 definen la curva esfuerzo-deformación de la mampostería.

Si $\varepsilon \leq \varepsilon_1$

$$\frac{\sigma}{\sigma_{\max}} = \left(\frac{1}{\varepsilon_1^2} - \frac{\alpha}{\varepsilon_1} \right) \varepsilon^2 + \alpha \varepsilon \quad (2.1)$$

Si $\varepsilon_1 < \varepsilon \leq \varepsilon_2$

$$\frac{\sigma}{\sigma_{\max}} = 1 + \frac{\beta - 1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} (\varepsilon - \varepsilon_1) \quad (2.2)$$

Si $\varepsilon \geq \varepsilon_2$

$$\frac{\sigma}{\sigma_{\max}} = \beta \quad (2.3)$$

En las ecuaciones anteriores ε es la deformación unitaria de interés, ε_1 es la deformación asociada a la resistencia a compresión, ε_2 es la deformación asociada al inicio del esfuerzo residual, β es la deformación hasta donde se desarrolla el esfuerzo residual, σ es la relación σ/σ_{\max} y σ_{\max} es el esfuerzo residual. En la Tabla 2.2 se describen los parámetros propuestos por Flores y otros (2009) para calibrar la curva esfuerzo-deformación, considerando dos velocidades de aplicación de la carga. En la Figura 2.5 se presentan las curvas gráficamente, cuyo comportamiento depende de la calidad de los materiales.

Tabla 2. 2 Parámetros que definen la curva esfuerzo-deformación propuesta por Flores et al (2009)

Tipo de mampostería	Velocidad de deformación									
	0.0016 mm/s					0.5333 mm/s				
	n	ε_1	ε_2	β	σ_{\max}	n	ε_1	ε_2	β	σ_{\max}
LRR	243	0.11	0.0055	0.0151	0.025	199	0.086	0.0067	0.0158	0.025
TEV2H	446	0.069	0.0026	0.0076	0.025	398	0.029	0.0032	0.0081	0.025
Tabicón	652	0.263	0.0022	0.0173	0.025	558	0.175	0.0022	0.0157	0.025

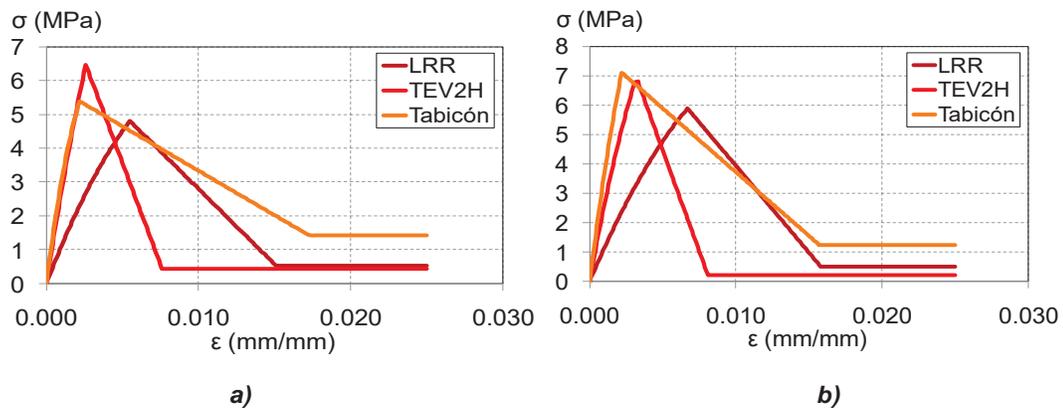


Figura 2. 5 Curvas esfuerzo-deformación para mampostería (Flores y otros, 2009): a) Velocidad de deformación de 0.0016 mm/s; b) Velocidad de deformación de 0.5333 mm/s

Para cargas de velocidad lenta, es decir de 0.0016 mm/s, los valores de esfuerzo máximo son: 4.76 MPa (48.54 kg/cm²), 6.34 MPa (64.62 kg/cm²) y 5.28 MPa (53.83 kg/cm²) para mampostería construida con LRR, TEV2H y tabicón, respectivamente. En el mismo orden, para cargas de velocidad rápida (0.5333 mm/s) los valores correspondientes de esfuerzo máximo son: 5.77 MPa (58.85 kg/cm²), 6.80 MPa (69.34 kg/cm²) y 6.96 MPa (71.03 kg/cm²).

A fin de contar con la curva esfuerzo-deformación axial de la mampostería confinada con placas metálicas (por ejemplo, de acero galvanizado), se calibró la curva esfuerzo-deformación propuesta por Flores et al. (2009), la cual tiene en cuenta piezas de arcilla existente en el D.F., con los resultados experimentales descritos por Gallegos (1991), que tiene en cuenta mampostería compuesta por piezas silico-calcareas. Esta calibración se realizó debido a que a la fecha no se cuenta con información de pruebas experimentales que permitan establecer el efecto de las placas en la curva esfuerzo deformación de la mampostería de arcilla parecida o igual a la existente en México. Además, aunque la mampostería construida con piezas silico-calcareas tiene más capacidad de deformación que la mampostería compuesta por piezas de arcilla, la resistencia a compresión es similar entre ambas (Gallegos, 1991).

Los parámetros obtenidos para caracterizar la curva esfuerzo deformación de la mampostería que incluye placas en las juntas de mortero se presentan en la Tabla 2.3. Asimismo, en la Figura 2.6 se muestra una comparación de las curvas analíticas esfuerzo-deformación obtenidas a partir de los ensayos de Gallegos (1991) para pilas de mampostería con placas de distinto espesor entre las hiladas con respecto a la curva analítica esfuerzo-deformación obtenida para LRR.. Como puede verse, se espera que la inclusión de placas permita incrementar tanto la deformación de la mampostería para un valor dado de esfuerzo a compresión como incrementar el esfuerzo máximo. Por ejemplo, para una tasa de aplicación de carga rápida, el esfuerzo máximo de pilas con placas se incrementa en 42% con respecto a las pilas de mampostería que no incluyen placas. Asimismo, puede verse que la deformación unitaria asociada al esfuerzo máximo se incrementa, dependiendo del espesor de las placas, en las pilas que las consideran. Es

interesante notar que el espesor de la placa no tiene un efecto significativo en incrementar la resistencia a compresión de la mampostería.

Tabla 2. 3 Parámetros que definen el modelo de la curva esfuerzo-deformación para mampostería que incluye placas de confinamiento

Velocidad (mm/s)	Espesor placas (mm)						
0.0016	Sin placas	243	0.110	0.0055	0.018	0.025	5.376
	1	243	0.055	0.0057	0.022	0.035	6.641
	2	243	0.055	0.0065	0.023	0.035	7.020
	3	243	0.055	0.0072	0.025	0.035	7.376
0.5333	Sin placas	199	0.086	0.0067	0.016	0.025	7.103
	1	199	0.043	0.0074	0.017	0.035	8.765
	2	199	0.043	0.0082	0.019	0.035	9.265
	3	199	0.043	0.0086	0.020	0.035	9.734

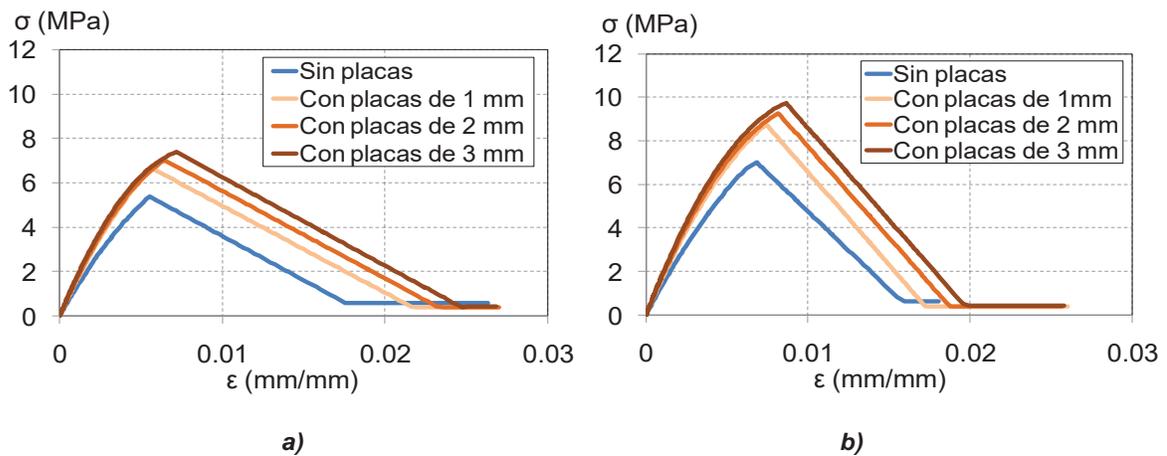


Figura 2. 6 Comparación de las curvas analíticas esfuerzo-deformación axial de compresión de mampostería compuesta por LRR que excluye e incluye placas entre las juntas, considerando dos velocidades de carga: a) velocidad de carga de 0.0016 mm/s; b) velocidad de carga de 0.0053 mm/s

2.3.4 Modelo esfuerzo-deformación del acero

En la literatura existe información disponible sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de acero de presfuerzo en tensión (por ejemplo, Nawy, 2005). Sin embargo, no se encuentra disponible un modelo analítico para predecir dicho comportamiento. Por

ello, con base en la información disponible en la literatura se desarrolló un modelo analítico esfuerzo-deformación axial en tensión cuya forma funcional es la siguiente:

Si $\varepsilon < \varepsilon_y$

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2.4)$$

Si $\varepsilon > \varepsilon_y$

$$\sigma = A\varepsilon^2 + B\varepsilon + C \quad (2.5)$$

Donde los coeficientes A, B, C y ε_y dependen del grado del acero de presfuerzo. En la Tabla 2.4 se presentan los coeficientes obtenidos a partir de un análisis de regresión lineal y en la Figura 2.7a se presentan las curvas respectivas.

Tabla 2. 4 Coeficientes que caracterizan las curvas esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo

Coeficiente	Resistencia de acero			
	Grado 160	Grado 192	Grado 250	Grado 270
	0.0045	0.006	0.0067	0.0075
A	-140082	-277236	-333465	-333465
B	10344	24591	25416	25416
C	937.58	1191.8	1269.3	1269.3

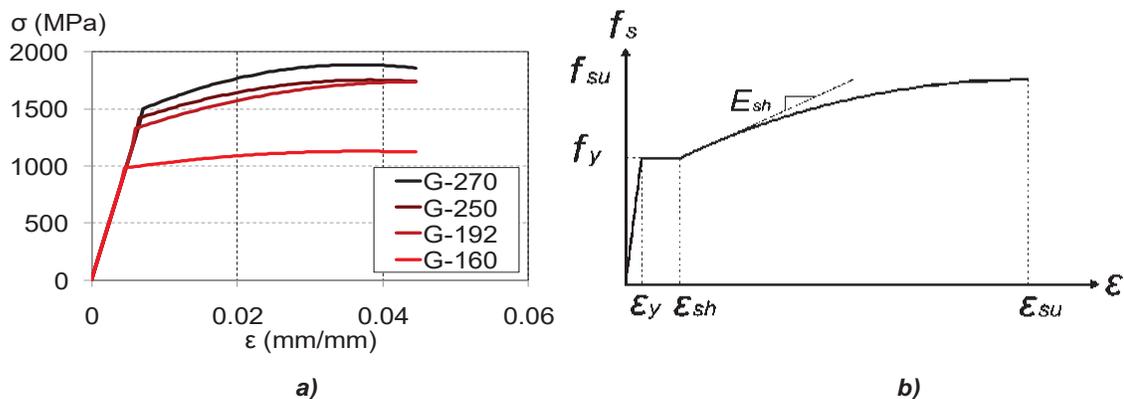


Figura 2. 7 Curvas esfuerzo-deformación para acero: a) de presfuerzo; b) de refuerzo

Por otro lado, cuando un elemento es presforzado, generalmente se presentan pérdidas de presfuerzo en el acero, que pueden ser inmediatas o a largo plazo. Las pérdidas inmediatas ocurren durante el proceso de construcción de la estructura presforzada. A este tipo de

pérdidas pertenecen aquellas generadas por acortamiento elástico del material a compresión (concreto o mampostería) pérdidas de anclaje y pérdidas por fricción. Las pérdidas a largo plazo son dependientes del tiempo y son causadas por deslizamiento entre el acero y el concreto en elementos presforzados, por flujo plástico del concreto, por efectos térmicos o por relajación del acero. Sin embargo, como se comentó en la sección 2.3.2 en esta sección no se consideraron las pérdidas a largo plazo del presfuerzo.

Para caracterizar la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo de los castillos se empleó el modelo propuesto por Rodríguez y Botero (1995), el cual se ilustra en la Figura 2.7b considerando los siguientes parámetros:

$$(4200 \text{ kg/cm}^2),$$

$$(7436 \text{ kg/cm}^2),$$

2.3.5 Modelo esfuerzo-deformación del concreto de los castillos

En este estudio, la relación analítica esfuerzo-deformación axial del concreto confinado se definió mediante las expresiones propuestas por Mander y otros (1988). En la Figura 2.8 se muestra la curva obtenida con el modelo de Mander y otros (1988) considerando: 1) una resistencia del concreto sin confinar de 21 MPa (210 kg/cm²), 2) la existencia de cuatro barras de acero de refuerzo longitudinal, cuyo esfuerzo de fluencia es de 420MPa (4200 kg/cm²), y 3) la presencia de estribos de 9.5 cm de diámetro separados cada 20 cm. A fin de reducir el tiempo empleado en el análisis momento-curvatura, la curva obtenida con el modelo de Mander se aproximó mediante las siguientes expresiones funcionales:

Si

$$(2.6)$$

Si

$$(2.7)$$

Donde los coeficientes a , b , c y d se obtienen mediante una análisis de regresión lineal, cuyos valores fueron los siguientes: $a = -8000000$; $b = 26146$; $c = -2895.7$; $d = 27.397$.

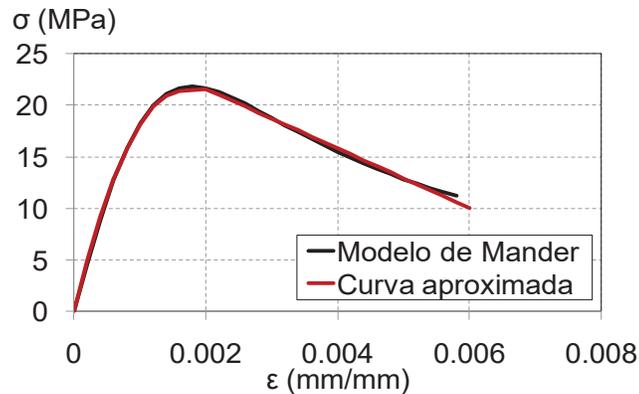


Figura 2. 8 Comparación de las curvas analíticas esfuerzo-deformación del concreto confinado en los castillos

2.3.6 Equilibrio de fuerzas

La Figura 2.9 muestra el diagrama de deformaciones y equilibrio de fuerzas representativo de un muro de mampostería presforzado con tendones. En el diagrama, ϵ_s representa la deformación de toda la sección producida por el presfuerzo, F_s es la fuerza en el acero de presfuerzo generada por el postensado, mientras que $\epsilon_{s,r}$ y $F_{s,r}$ son la deformación y la fuerza de relajación del acero de presfuerzo que se localiza en la zona de compresión de la sección del muro, debido al fenómeno de flexión, respectivamente.

Mientras tanto, la deformación y la fuerza del acero de presfuerzo en tensión están representadas por $\epsilon_{s,t}$ y $F_{s,t}$, respectivamente. Los mismos parámetros de deformación y fuerza para los diferentes materiales son respectivamente: $\epsilon_{s,t}$ y $F_{s,t}$ para el acero de refuerzo que actúa en compresión; ϵ_m y F_m para la mampostería; $\epsilon_{s,t}$ y $F_{s,t}$ para el acero de refuerzo que trabaja en tensión y finalmente ϵ_c y F_c para el concreto a compresión. x es la distancia existente desde la fibra extrema a compresión de la sección del muro hasta el eje neutro (x_n).

Cabe mencionar que la fuerza de postensado en la zona de compresión no se desprecia. En el análisis se supuso que la fuerza de postensado es igual a f_p , lo cual contribuye en el equilibrio de fuerzas y genera un par interno.

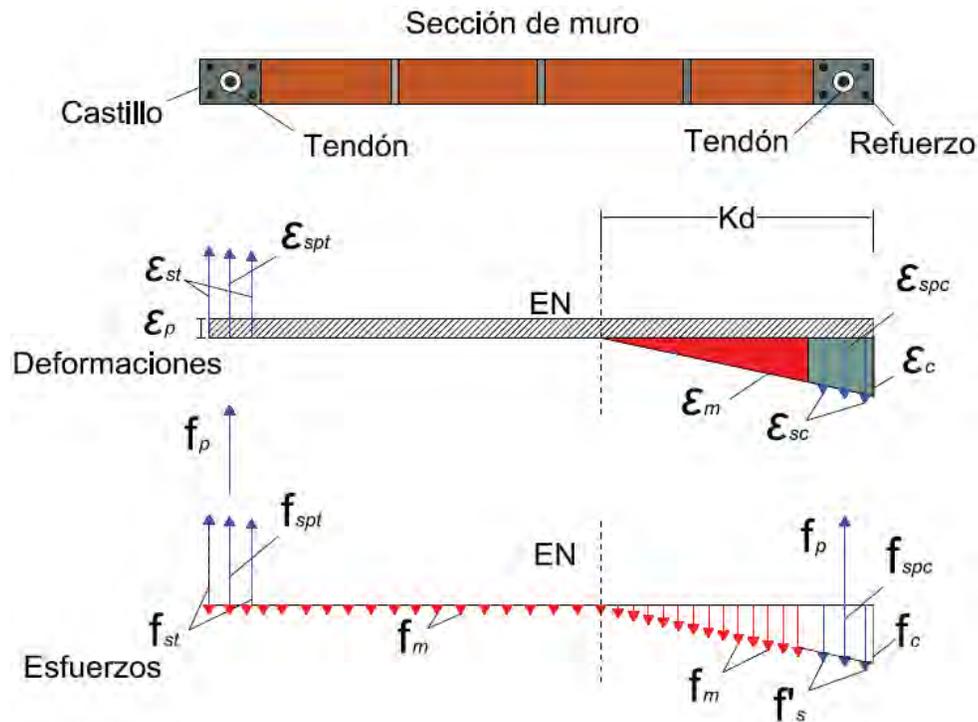


Figura 2. 9 Diagrama de deformaciones y fuerzas en la sección transversal del muro

2.4 CURVAS MOMENTO-CURVATURA PARA MUROS CONFINADOS Y POSTENSADOS

A fin de evaluar la factibilidad de emplear acero postensado en muros de mampostería confinada, en una primera etapa de esta investigación se realizó un estudio paramétrico para obtener curvas momento-curvatura, $M-\phi$, en muros de mampostería confinada y postensada, las cuales se compararon con las correspondientes curvas obtenidas de muros tradicionales. Para tal fin, se consideraron muros de mampostería confinada de 2.5 m de altura y tres longitudes diferentes: 1.4 m, 2.5 m y 4.0 m, las cuales conducen a relaciones de aspecto, H/L , de 1.79, 1.0 y 0.63, respectivamente. La altura de los muros corresponde a una altura promedio del entrepiso de una vivienda. La longitud de un muro de 4 m es la máxima permitida entre castillos de un mismo muro; la longitud de 2.5 m fue escogida para

obtener una relación de aspecto de 1.0 y la longitud de 1.4 m para obtener una relación de aspecto, H/L , mayor que la unidad. Para cada longitud de muro se estudió la influencia del nivel de presfuerzo, expresado en términos del esfuerzo último del tendón incluido, considerando cuatro valores: 0.2 , 0.4 , 0.6 y 0.8 . Además se hizo el mismo análisis con los tres tipos de pieza que ofrece el modelo esfuerzo-deformación de la mampostería propuesto por Flores y otros (2009): ladrillo rojo recocido (LRR), tabique extruido verticalmente de 2 huecos TEV2H, y tabicón. A continuación se describen los resultados más importantes.

2.4.1 Efecto de la relación de aspecto de los muros

De acuerdo con los resultados de los análisis realizados, se observó que la relación de aspecto del muro es una variable que influye significativamente en el diagrama momento-curvatura, tanto en muros confinados como en aquellos que cuentan con acero de presfuerzo adicional en sus castillos. Las Figuras 2.10a y 2.10b muestran que en muros robustos (es decir, largos en comparación de su altura), la capacidad a momento flexionante para una curvatura dada es más grande que en muros con mayor relación . Sin embargo, su ductilidad de curvatura se reduce considerablemente, lo cual conlleva a fallas más frágiles.

Debido a que los muros analizados en esta sección tienen relaciones de aspecto entre 0.63 y 1.79, puede pensarse que la suposición “secciones planas permanecen planas antes y después de la flexión” puede no cumplirse cabalmente, ya que se generan regiones con esfuerzos a compresión y a tensión dentro del muro las cuales producen deformaciones de su sección. Sin embargo, de acuerdo con González (2004) la relación de aspecto mínima para que las secciones se mantengan planas ante el efecto de la flexión es de 0.5. Con base en esto se desarrollaron los análisis consistentemente con la teoría de la flexión suponiendo que las secciones de los muros siempre permanecen planas.

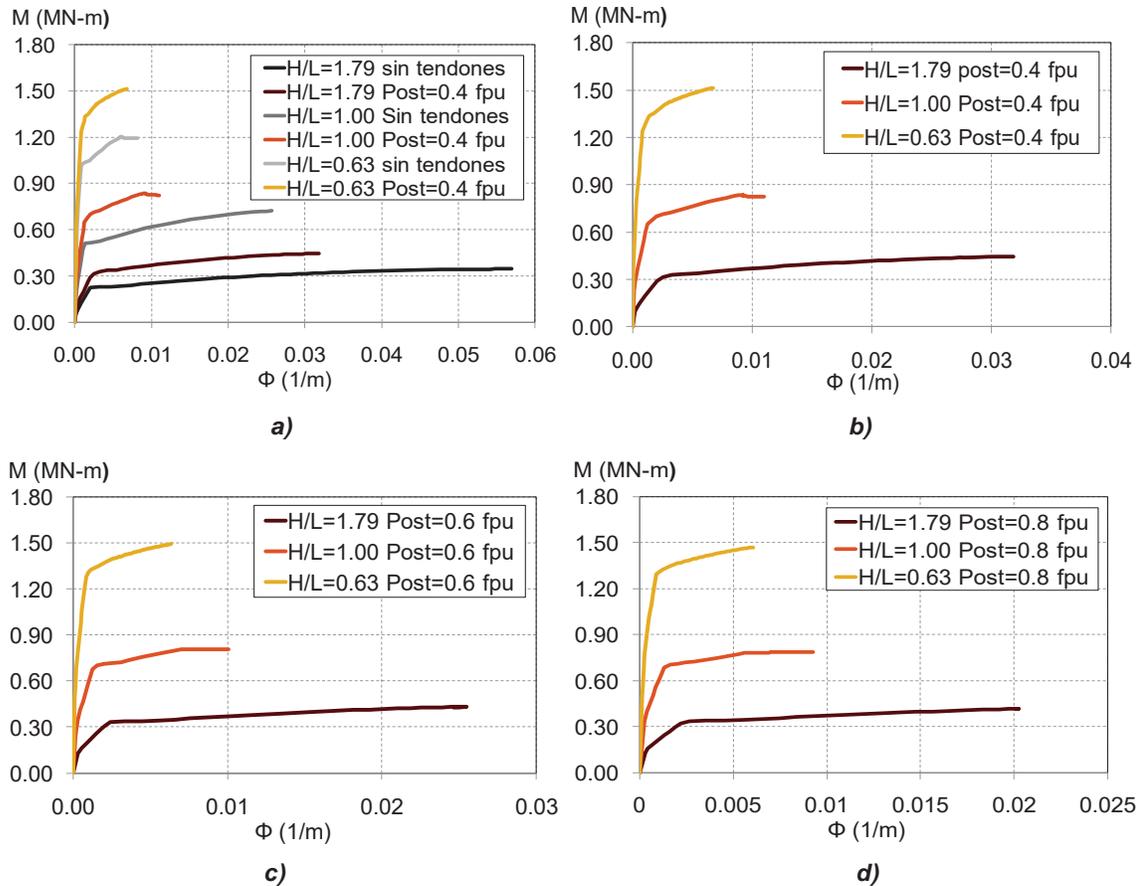


Figura 2. 10 Efecto de la relación de aspecto en los diagramas momento-curvatura para muros de mampostería confinada. a) con tendones presforzados a 0.4 y sin estos; b) con tendones a 0.4 ; c) con tendones postensados a 0.6 ; d) con tendones postensados a 0.8

En la Figura 2.10b se muestra una comparación del diagrama momento-curvatura obtenido para muros con diferente relación de aspecto y tendones de presfuerzo postensados a 0.4 . Puede verse que al disminuir la relación de aspecto de 1.79 a 1.0 se reduce la ductilidad de curvatura en un 44.1% y el momento último aumenta alrededor de 80%. Asimismo, puede observarse que cuando se pasa de una relación de aspecto de 1.79 a 0.63, aumenta en 2.4 veces, pero se reduce la en 48.5%. Una comparación similar considerando diferentes niveles de postensado se presenta en las Figuras 2.8c y 2.8d. En la tabla 2.4 se resumen los resultados obtenidos considerando tres niveles de postensado (los porcentajes de diferencia en la ductilidad y el momento flexionante se tomaron con base al muro de).

Tabla 2. 5 Efecto de la relación de aspecto en el comportamiento a flexión de la mampostería

Post				[MN- m]		Diferencia (%)	Diferencia (%)	
0.4	1.79	0.0020	0.0319	15.621	0.445	79.0	Disminuye	-50.0
	1.00	0.0013	0.0110	8.728	0.824	0.0	-	-
	0.63	0.0008	0.0068	8.039	1.515	7.9	Aumenta	80.0
0.6	1.79	0.0024	0.0246	10.199	0.427	27.7	Disminuye	-50.0
	1.00	0.0013	0.0101	7.986	0.805	0.0	-	-
	0.63	0.0008	0.0064	7.533	1.493	5.7	Aumenta	90.0
0.8	1.79	0.0022	0.0201	9.231	0.414	32.0	Disminuye	-50.0
	1.00	0.0013	0.0093	6.994	0.787	0.0	-	-
	0.63	0.0009	0.0061	6.800	1.470	2.8	Aumenta	90.0

2.4.2 Efecto del nivel de postensado

En las Figuras 2.11a, 2.11b y 2.11c se muestran el efecto del nivel de postensado en los diagramas momento curvatura correspondientes a cada una de las relaciones de aspecto de muros estudiadas. Para fines de comparación, en color negro se muestra el diagrama momento-curvatura que corresponde a un muro sin tendones de presfuerzo en los castillos.

En la Tabla 2.5 se resumen los resultados obtenidos en esta etapa de la investigación. Los análisis llevados a cabo indican que el nivel de presfuerzo aplicado a los tendones influye en el comportamiento a flexión de los muros, ya que tanto el momento último resistente del muro como su ductilidad de curvatura disminuyen a medida que se incrementa la fuerza de postensado. Este efecto es más evidente en la ductilidad de curvatura. Por ejemplo, para un muro con relación de aspecto igual a 1.79, al aumentar el nivel de postensado de 0.2 a 0.8 (considerando tendón grado 270) el momento último y la ductilidad de curvatura disminuyen en un 7% y 38.7%, aproximadamente. Para una relación de aspecto dada, el momento al cual ocurre la fluencia del acero se incrementa ligeramente conforme se incrementa la fuerza de postensado, mientras que la curvatura de fluencia correspondiente se mantiene sin cambios significativos.

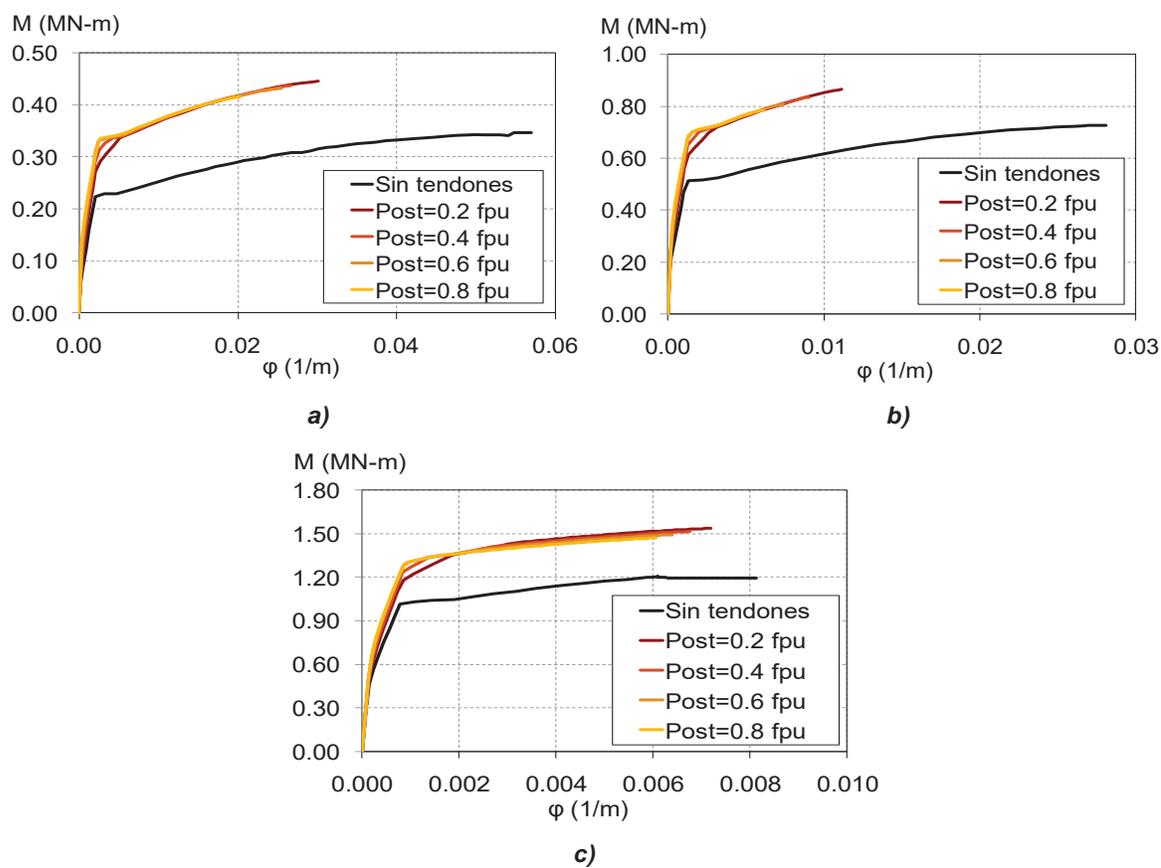


Figura 2. 11 Efecto del nivel de postensado en el diagrama momento-curvatura para muros de mampostería confinada de diferentes relaciones de aspecto. a) $H/L=1.79$; b) $H/L=1.0$ y c) $H/L=0.63$

Tabla 2. 6 Resultados de efecto de presfuerzo

H/L	Post	ϕ_{cr} (1/m)	ϕ_{ult} (1/m)	M _{cr} [MN-m]	M _{ult} [MN-m]	Diferencia (%)
1.79	0.2	0.0020	0.0302	15.06	0.445	38.7
	0.8	0.0022	0.0201	9.23	0.414	
1.00	0.2	0.0011	0.0112	10.33	0.866	49.4
	0.8	0.0012	0.0061	5.22	0.782	
0.63	0.2	0.0008	0.0072	8.46	1.538	19.7
	0.8	0.0009	0.0061	6.80	1.470	

2.4.3 Efecto del tipo de pieza

En las Figuras 2.12a, 2.12b y 2.12c se presentan los diagramas momento-curvatura de tres muros con relación de aspecto igual a 1.79, 1.0 y 0.63, respectivamente, presforzados a 0.7

, reforzados en sus castillos con cuatro barras N° 3 y construidos con tres tipos de pieza (ladrillo rojo recocido, LRR, tabique extruido verticalmente de dos huecos, TEV2H, y tabicón). Además se supuso una carga que producía deformación lenta en la mampostería (0.0016 mm/s). Para obtener los diagramas se supuso que todos los muros contaban con un espesor de 12 cm, de acuerdo con el espesor promedio expresado en la tabla 2.1, aunque en esa tabla el ladrillo rojo recocido tiene un espesor promedio de 11.75 cm. Por lo tanto, bajo la suposición de que todos los muros cuentan con las mismas características geométricas, se quiso comparar la capacidad a flexión de acuerdo con el tipo de pieza. En la tabla 2.7 se resumen los resultados obtenidos en esta etapa de la investigación.

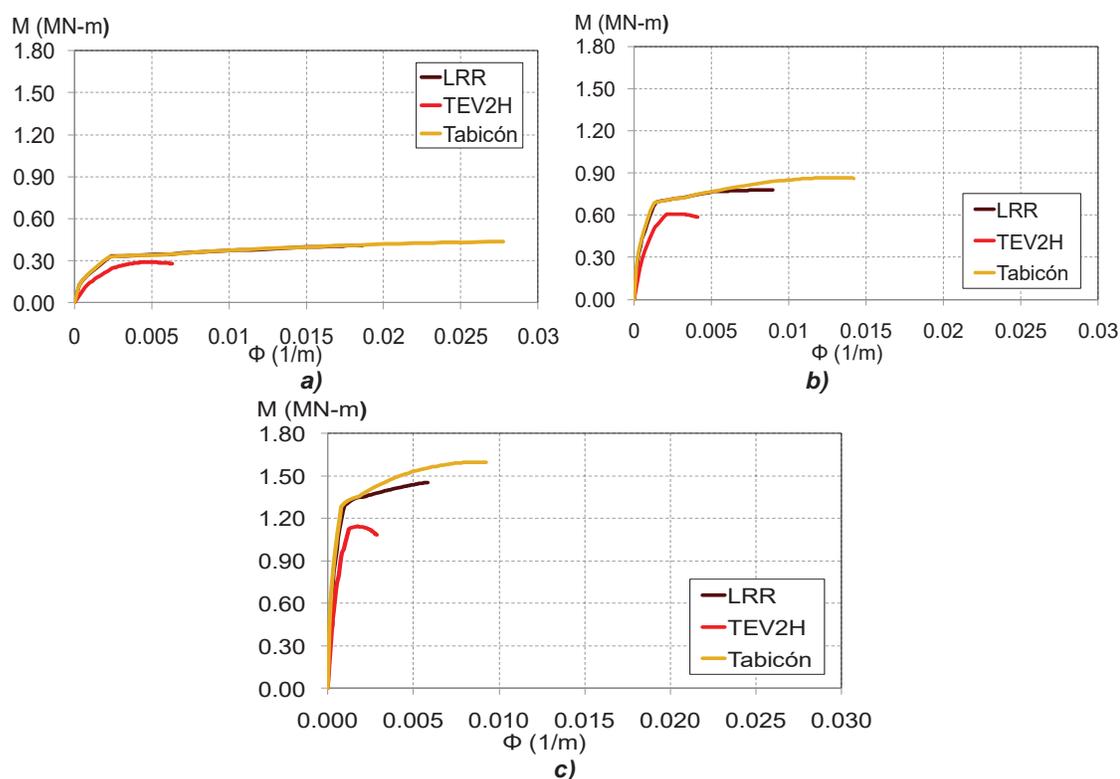


Figura 2. 12 Efecto del tipo de pieza en el diagrama momento-curvatura para muros de mampostería confinada de diferentes relaciones de aspecto. a) $\lambda = 1.79$; b) $\lambda = 1.0$; c) $\lambda = 0.63$

En las tres gráficas es posible notar que, para la geometría considerada en cada análisis, se alcanza mayor ductilidad de curvatura cuando se utiliza tabicón en lugar de los otros dos tipos de pieza; decrece la ductilidad al emplearse LRR y es mucho menor cuando se emplea

TEV2H. La capacidad resistente a momento también se afecta en el mismo orden, ya que el tabicón alcanza un momento último mayor que el LRR y este a su vez tiene mayor resistencia a flexión en comparación del TEV2H. Esto se debe a que, para una misma cantidad de refuerzo y presfuerzo en todos los muros, el diagrama momento-curvatura refleja la curva esfuerzo deformación de la mampostería del tipo de piezas en consideración. (Ver Fig. 2.5)

Tabla 2. 7 Resultados de efecto de tipo de pieza

Tipo de pieza				[MN-m]	Diferencia (%)	Diferencia (1/100)	
1.79	LRR	0.0024	0.0186	7.830	0.409	0.0 -	0.00
	TEV2H	0.0023	0.0063	2.729	0.280	65.2 disminuye	-0.32
	Tabicón	0.0023	0.0278	12.173	0.435	55.5 aumenta	0.06
1.00	LRR	0.0015	0.0090	6.136	0.780	0.0 -	0.00
	TEV2H	0.0014	0.0041	3.015	0.584	50.9 disminuye	-0.25
	Tabicón	0.0013	0.0142	11.001	0.862	79.3 aumenta	0.11
0.63	LRR	0.0010	0.0058	6.097	1.455	0.0 -	0.00
	TEV2H	0.0010	0.0028	2.785	1.086	54.3 disminuye	-0.25
	Tabicón	0.0008	0.0092	11.772	1.596	93.1 aumenta	0.10

También, se pudo observar que los muros compuestos por TEV2H presentan menor capacidad resistente a momento con respecto a los muros compuestos por LRR y tabicón, y su ductilidad de curvatura también es menor. Si bien es cierto que la curva esfuerzo-deformación de este tipo de mampostería alcanza ordenadas más grandes en comparación con el LRR y el tabicón, para una velocidad de deformación de 0.0016 mm/s, el área neta de los muros compuestos por TEV2H es menor que en los otros dos casos, y como consecuencia el momento resistente y la ductilidad de curvatura son también menores. En la tabla 2.7 es posible comparar numéricamente el momento último, momento de fluencia, y la ductilidad de curvatura, generadas por cada tipo de pieza empleada. La comparación se hace con referencia al LRR.

2.4.4 Efecto de placas de confinamiento en mampostería de LRR

Se analizaron, a flexión, dos muros de mampostería de piezas de LRR confinada con castillos, de 2.5m de longitud y con relación de aspecto $=1$. Mientras que para el primer muro no se consideraban tendones, para el segundo si se tenían en cuenta estos elementos de grado 270, con un diámetro de 9.5mm, presforzados inicialmente a 0.7. El objetivo de dicho análisis fue evaluar la influencia que tienen las placas de confinamiento de acero, mencionadas previamente, en el comportamiento a flexión de aquellos muros. Para esto, se hizo el análisis momento-curvatura para cada elemento empleando la curva esfuerzo deformación de la mampostería correspondiente a placas de 3mm eligiendo el caso de aplicación de carga a compresión lenta (0.00016 mm/s) mostrada en la Figura 2.5a.

Los resultados se presentan en la Figura 2.13a para el muro sin tendones y en la 2.13b para muro presforzado. Estos muestran que al emplearse placas de confinamiento de 3 mm, en un muro que no posee tendones, no se modifica el comportamiento a flexión del elemento en comparación con la gráfica momento-curvatura que arroja el análisis cuando no incluyen dichas placas, lo cual se atribuye a que los castillos de concreto influyen significativamente en el comportamiento esfuerzo-deformación del muro en la zona de compresión, trayendo como consecuencia que un leve cambio en la curva esfuerzo-deformación de la mampostería (lo cual ocurre al considerar placas de confinamiento) no gobierne el comportamiento a flexión del elemento en estudio.

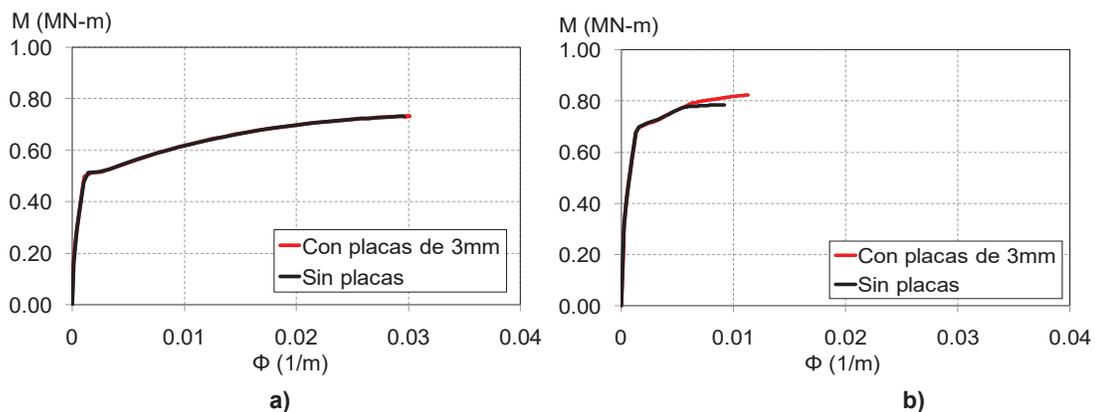


Figura 2. 13 Efecto de las placas de confinamiento en mampostería de LRR. a) Sin tendones; b) con tendones Post=0.7

En el muro presforzado se observó que las placas de confinamiento aumentan el momento último resistente en un 4.8% y la ductilidad de curvatura en un 25.8%, en comparación con el muro similar que no contiene placas, es decir, la mampostería amplía su influencia en los resultados al incrementar el nivel de presfuerzo.

2.4.5 Efecto de la cuantía de acero de presfuerzo

Se llevaron a cabo análisis similares de la capacidad a flexión de dos muros de mampostería confinada, compuestos de ladrillo rojo recocido, con relación de aspecto de 1.00 y 0.63, suponiendo la existencia de tendones de presfuerzo grado 270. El parámetro variable en estos análisis fue el diámetro del tendón a emplear. Se consideraron tendones con diámetros de 9.5mm (3/8') y de 12.7mm (1/2'), los cuales tienen un área nominal de acero equivalente a 58.4 mm² y 98.7mm², respectivamente. Las Figuras 2.12a y 2.12b exhiben los resultados obtenidos. En ambas es posible observar que al utilizar diámetro de acero de presfuerzo de 12.7mm se alcanza un mayor momento resistente que cuando se emplean tendones de 9.5mm o cuando no se emplean tendones, es decir, la resistencia a flexión aumenta proporcionalmente al área del tendón que se disponga en el muro. Además es posible notar que la ductilidad de curvatura disminuye conforme aumenta el área de acero de presfuerzo, siendo más evidente esta disminución en el muro con H/L=1.

También cabe resaltar que la propuesta de emplear acero de presfuerzo en los castillos de muros de mampostería confinada, para aumentar la capacidad resistente a momento flexionante en el plano, funciona satisfactoriamente desde el punto de vista analítico, puesto que al comparar tanto el momento último, como el de fluencia que tiene un muro que incorpora acero de presfuerzo con el momento último y de fluencia correspondientes a un muro tradicional de mampostería confinada, es más grande la capacidad a flexión en el primer caso, como se muestra en la Figura 2.14. No obstante, se afecta negativamente la ductilidad de curvatura, como ya se mencionó previamente. En la tabla 2.8 se presentan numéricamente las diferencias en los resultados de la Figura 2.14 para los análisis realizados tomando como referencia los muros que no poseen presfuerzo.

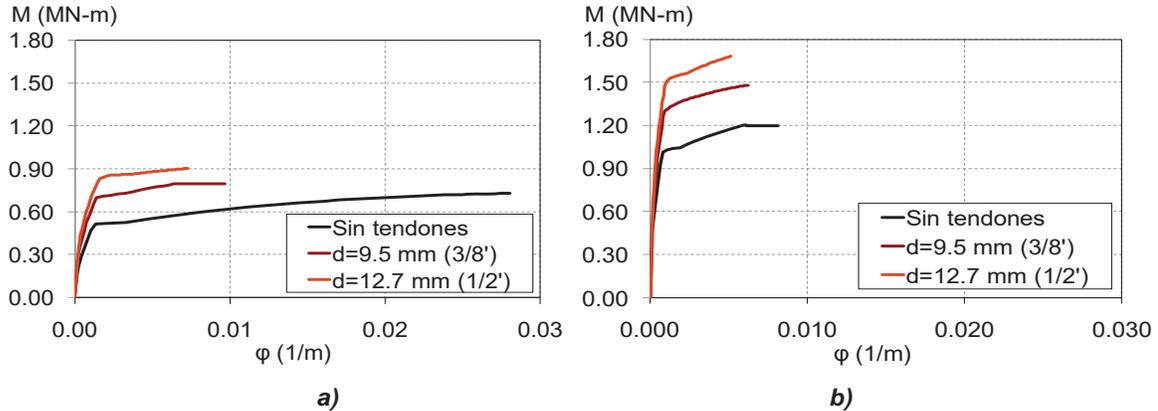


Figura 2. 14 Efecto de la cuantía de presfuerzo en el comportamiento a flexión de muros de mampostería confinada: a) $\lambda=1.0$; b) $\lambda=0.63$

Tabla 2. 8 Resultados de efecto del área nominal de presfuerzo empleada

	(mm)					Diferencia (%)	Diferencia (1/100)
	0	0.0013	0.0281	20.927	0.719	0.0	0.0
1	9.5	0.0014	0.0097	6.865	0.796	67.2	0.1
	12.7	0.0016	0.0073	4.512	0.902	78.4	0.3
	0	0.0008	0.0081	10.316	1.200	0.0	0.0
0.63	9.5	0.0009	0.0062	6.605	1.482	36.0	0.2
	12.7	0.0011	0.0051	4.836	1.682	53.1	0.4

2.5 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN MOMENTO-CARGA AXIAL PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA Y POSTENSADA

A continuación se presentan los resultados de los diagramas de interacción carga axial-momento flexionante, , para muros tradicionales y muros postensados. Se realizó un análisis comparativo del efecto de los siguientes parámetros: 1) cuantía de acero de presfuerzo; 2) nivel de postensado; 3) tipo de pieza y 4) inclusión de placas de confinamiento en mampostería confinada de ladrillo rojo recocido (LRR). En esta etapa, se consideró un muro de mampostería de 2.5 m de longitud, 2.5 m de alto y 12 cm de espesor; confinado con castillos en sus extremos cuyas dimensiones en la sección transversal fueron de 12 cm x 15 cm. El refuerzo supuesto corresponde a cuatro barras de 9.7 mm de diámetro con esfuerzo de fluencia de 420 MPa (4200 kg/cm²). Los puntos asociados a los diagramas de interacción corresponden a la deformación última del concreto $\epsilon_c = 0.006$.

En la Figura 2.15a se muestran los diagramas de interacción del muro en estudio considerando que se construye con ladrillo rojo recocido (LRR) e incluye tres casos diferentes de cuantía de presfuerzo. El primero, en línea negra, corresponde a un muro que no incluye tendones en los castillos, es decir, es el muro típico de mampostería confinada; el segundo, representado con línea roja, incluye un tendón de presfuerzo de 9.5mm de diámetro en cada extremo del muro, y el tercero, ilustrado con línea amarilla, considera un tendón de 12.7 mm en cada costado. A partir de las gráficas se puede observar que conforme aumenta la cuantía de acero de presfuerzo, la superficie del diagrama se incrementa, dado que la resistencia a momento flexionante y la capacidad a tensión del muro se incrementan. Sin embargo, la resistencia a compresión pura no se ve alterada significativamente debido a que los castillos y las piezas de mampostería son los materiales que resisten este fenómeno sin intervención del acero de presfuerzo.

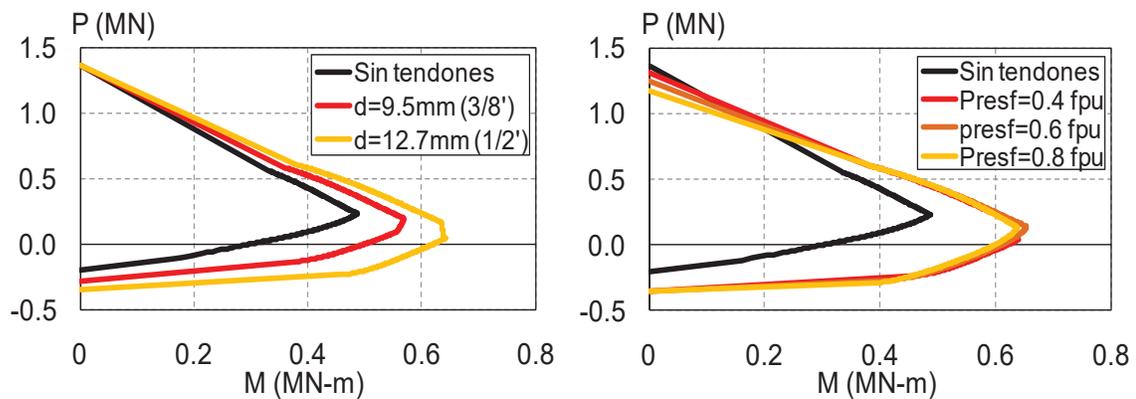


Figura 2. 15 Efecto del acero de presfuerzo en el diagrama de interacción P-M de muros de mampostería confinada a) efecto de la cuantía; b) efecto del nivel de presfuerzo

En la Figura 2.15b se comparan los diagramas de interacción de un muro de mampostería confinada que no incluye tendones de presfuerzo, representado por la línea negra, con varios muros de características similares que consideran el aporte de tendones de de 12.7 mm de diámetro, presforzados a diferentes porcentajes de su resistencia última: 0.4 , 0.6 y 0.8 . Los resultados muestran que el efecto del nivel de presfuerzo es poco significativo tanto en la resistencia a flexión, como en la capacidad de carga a tensión y a compresión pura. Esto se debe a que los tendones de presfuerzo permanecen en un rango elástico ante cualquier efecto combinado de flexocompresión, no obstante, su presencia

influye en el equilibrio de fuerzas del muro, lo cual explica la diferencia con el diagrama del muro que no posee los tendones mencionados.

Por otro lado, en la Figura 2.16a se expone la influencia del tipo de pieza del muro de mampostería en el diagrama de interacción del mismo. En línea de color negro se ilustra el diagrama perteneciente al muro que consta de piezas de ladrillo rojo recocido (LRR); en línea roja, el diagrama de un muro construido con piezas de tabique extruido verticalmente con dos huecos (TEV2H), y en línea naranja, el muro construido con tabicón. En todos los casos, se supuso la existencia de tendones de presfuerzo de 12.7mm de diámetro en cada castillo y cuatro barras de acero de 420 MPa como refuerzo.

Con base en la premisa de que los muros tenidos en cuenta para desarrollar la comparación del efecto del tipo de pieza en su comportamiento a flexocompresión cuentan con una geometría similar, es posible notar que el espécimen de tabicón presenta mayor resistencia a flexión que los otros dos. Sin embargo, el muro construido con (TEV2H) ofrece mejor resistencia a compresión pura. Por último, todos los muros presentan similar capacidad a tensión ya que es otorgada por la cantidad de acero que se dispone. Cabe señalar que estos resultados no se pueden generalizar a todos los muros compuestos por LRR, TEV2H y tabicón existentes en la República Mexicana debido a que la calidad de los materiales puede variar de acuerdo con la región de fabricación de las piezas y al control de calidad que se les proporcione. Además la geometría de los muros también puede cambiar.

Finalmente, en la Figura 2.16b se hace la evaluación del efecto de las placas de confinamiento, de acero, mostradas en la Figura 2.2, en muros de mampostería confinada perimetralmente, compuesta por ladrillo rojo recocido y con presencia de tendones de presfuerzo. En la línea de color negro se presenta el diagrama de interacción del muro que no contempla el aporte de las placas de confinamiento, mientras que en línea de color rojo se exhibe el diagrama que sí las contempla. A partir de los resultados, se puede concluir que las placas de confinamiento tienen una pequeña influencia en el comportamiento a flexocompresión del muro, cuando la carga a compresión es mayor a la tercera parte de su

resistencia a compresión pura, puesto que la capacidad a flexión aumenta. Sin embargo, para cargas menores, las placas de confinamiento no presentan ningún efecto.

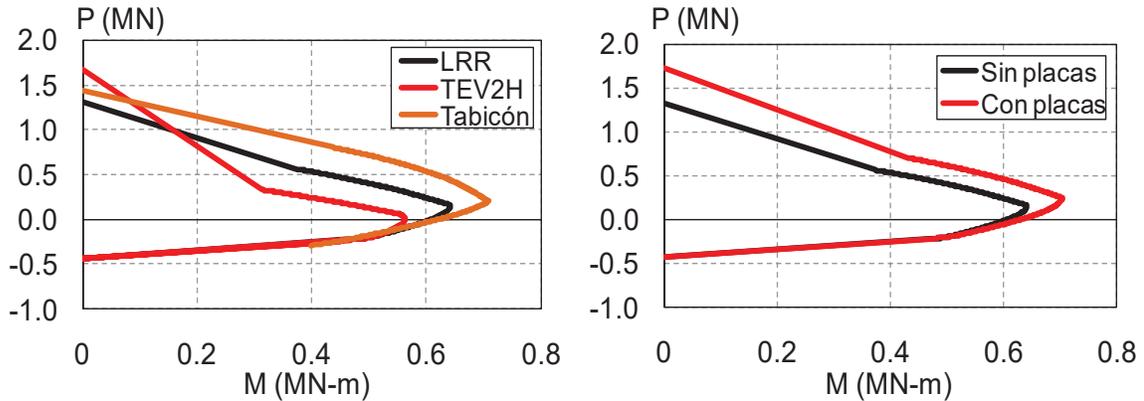


Figura 2. 16 Otros parámetros que influyen en el diagrama de interacción P-M de muros de mampostería confinada a) efecto del tipo de pieza; b) efecto placas de confinamiento

Vale la pena mencionar que los diagramas mostrados en las Figuras 2.15 y 2.16 son obtenidos considerando las hipótesis mencionadas previamente para el análisis a flexión. Sin embargo, no contemplan los factores de reducción de resistencia que se indican en el inciso 3.1.4 de las NTC-Mampostería del Reglamento de construcción del distrito federal (RCDF, 2004).

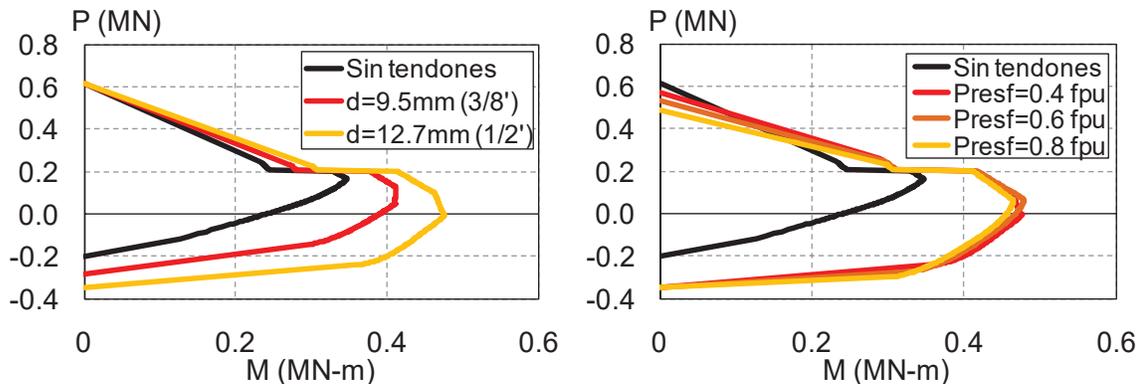


Figura 2. 17 Efecto del acero de presfuerzo en el diagrama de interacción P-M de muros de mampostería confinada a) efecto de la cuantía; b) efecto del nivel de presfuerzo

En caso que se tengan en cuenta los factores de reducción de resistencia, los diagramas de interacción obtenidos son los mostrados en las Figuras 2.17 y 2.18. El reglamento menciona que las resistencias deberán reducirse por un factor de resistencia ϕ , el cual,

para muros de mampostería confinada perimetralmente, debe tener un valor de 0.6 para —, en caso contrario debe valer 0.8. Estos factores, para diseño, proporcionan una resistencia conservadora de los muros de mampostería confinada ante el efecto de flexocompresión.

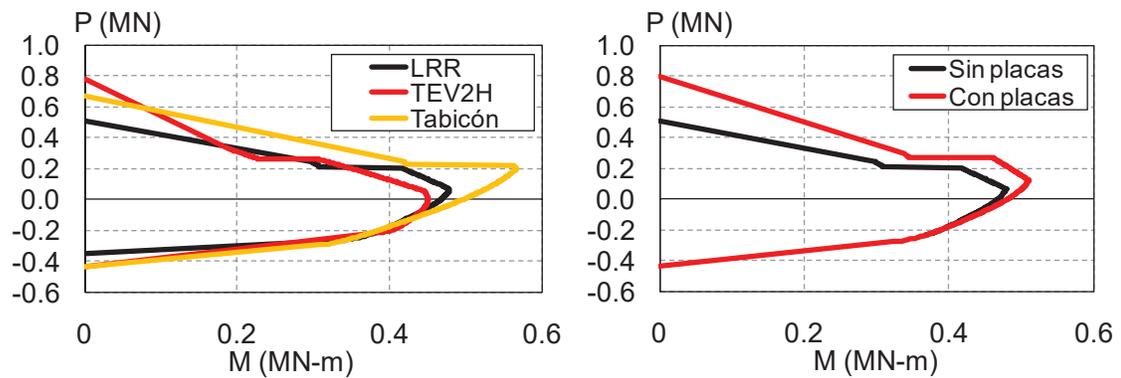


Figura 2. 18 Efecto del acero de presfuerzo en el diagrama de interacción P-M de muros de mampostería confinada a) efecto del tipo de pieza; b) efecto placas de confinamiento

SIMULACIÓN ANALÍTICA DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN Y CORTANTE EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

3.1 INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior se mostró el efecto, en los diagramas momento-curvatura y carga axial-momento, de incluir acero de presfuerzo en muros aislados de mampostería confinada. A fin de explorar la eficiencia de los muros confinados y postensados en un sistema estructural más complejo (es decir, considerando un conjunto de muros interconectados por el sistema de piso) sujeto a cargas laterales, es necesario contar con técnicas de modelado que permitan simular analíticamente su comportamiento a cortante y flexión en su plano. Para ello, se puede emplear el método de la *columna ancha modificada*, el cual puede considerar el efecto de las deformaciones por cortante y flexión en el comportamiento inelástico de muros de mampostería confinada.

En este capítulo se presentan las suposiciones que deben tenerse en cuenta para simular el comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada y postensada con el *método modificado de la columna ancha*. Para tal fin, se presenta la validación del método mediante comparaciones de la curva de capacidad carga lateral-desplazamiento, obtenida analíticamente, con la curva obtenida experimentalmente durante el ensaye de especímenes de mampostería confinada.

3.2 MÉTODO DE LA COLUMNA ANCHA

En la práctica profesional mexicana se emplea comúnmente el *método de la columna ancha* para el análisis y diseño de edificios estructurados a base de muros de carga de mampostería confinada (en general, para edificios de tres o más niveles). El método de la columna ancha fue desarrollado originalmente para análisis de estructuras planas, de concreto, como muros estructurales con aberturas, o muros acoplados por losas o vigas (e.g., Clough et al., 1964; MacLeod, 1973) y después fue extendido al análisis de estructuras más complejas, compuestas por varios elementos planos (e.g., MacLeod y Hosny, 1977; Stafford-Smith y Abate 1981). En México, este método fue adaptado por Bazán (1980) para análisis de estructuras de mampostería confinada. De acuerdo al método de la columna ancha, un edificio con muros se reemplaza por un marco con elementos equivalentes, como se ilustra en la Figura 3.1. Las suposiciones que deben tenerse en cuenta para realizar un modelo de columna ancha, son las siguientes:

1) Cada muro de mampostería confinada se modela como un elemento barra (columna) donde se concentran propiedades geométricas (área y momento de inercia de la sección transversal) para considerar las deformaciones a las propiedades a flexión y a cortante, del muro (ver Figura 3.1)

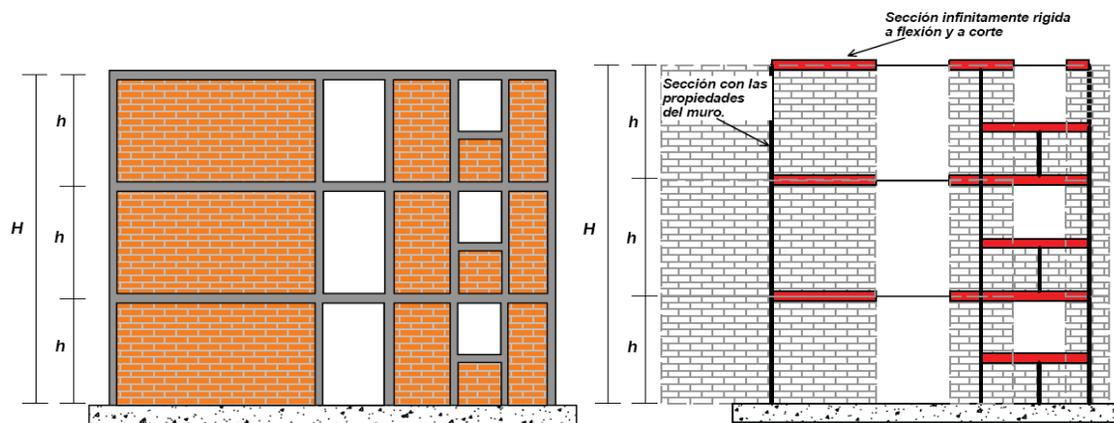


Figura 3. 1 Modelo de columna ancha (Zúñiga, 2005)

2) A fin de tomar en cuenta la presencia de los elementos de confinamiento (castillos de concreto reforzado) en la columna equivalente, debe convertirse el área del concreto en un

área equivalente de mampostería. Esto se logra a través de la relación modular n , que corresponde a la relación entre los módulos de elasticidad del concreto E_c y de la mampostería E_m , para garantizar que la inercia de la sección de cada muro en el modelo, respecto al eje perpendicular a la dirección longitudinal del mismo, sea equivalente a la inercia real.

3) La longitud de los muros, tanto real como del modelo, deben ser iguales. Así mismo, el ancho debe mantenerse, excepto en la zona de los castillos, puesto que al convertirse el área de concreto en una equivalente de mampostería es necesario que el ancho en la zona de los castillos sea más grande que en la zona donde no existen. Es decir, la sección de cada muro en el modelo de columna ancha puede quedar como una sección I, donde los patines están dados por el área equivalente de los castillos convertidos en mampostería y el alma corresponde a la zona del muro donde no existen castillos, como se ilustra en la Figura 3.2.

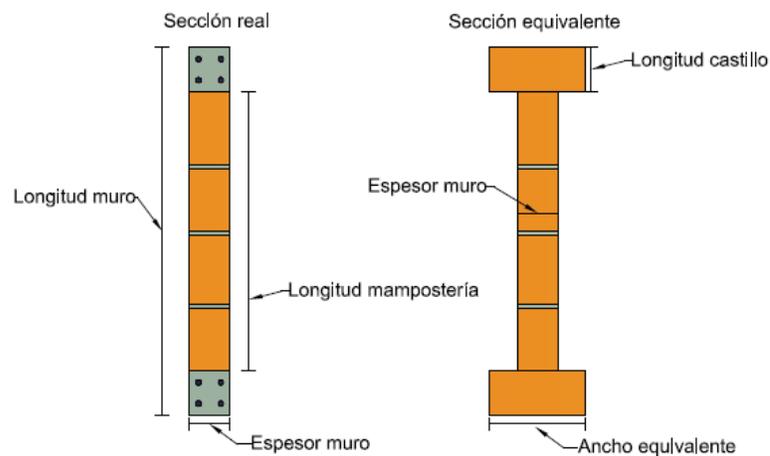


Figura 3. 2 Conversión del área de castillos a un área equivalente en mampostería

4) Deben asignarse diafragmas rígidos a los entrepisos de la estructura para que el análisis efectuado sea correcto. Además, deben considerarse las dalas como elementos infinitamente rígidos en la zona del muro, mientras que las vigas de unión de muros y la losa correspondiente deben tomar en cuenta sus respectivas características geométricas y mecánicas.

5) En el caso de aberturas, debe considerarse el aporte tanto de la viga de acoplamiento de los muros de mampostería, que puede tener las mismas dimensiones que una dala, como de la losa del entrepiso superior (ver Figura 3.1). Para considerar el aporte de la losa, la viga de acoplamiento debe tener un ancho igual a cuatro veces su espesor a cada lado del muro (ver Figura 3.3).

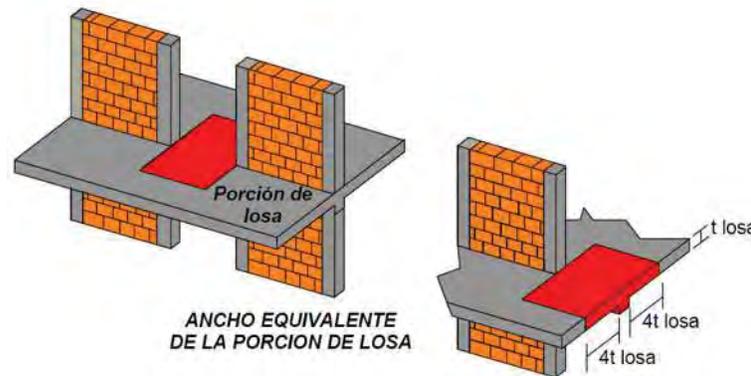


Figura 3. 3 Porción losa que debe considerarse en el modelo de columna ancha (Zúñiga, 2005)

6) Los pretilos de las ventanas deben modelarse como cualquier otro muro, es decir, manteniendo las mismas consideraciones de material y geometría.

Varias investigaciones han verificado que el modelado mediante el método de la columna ancha de muros de mampostería ensayados en laboratorio proporciona una estimación adecuada de la rigidez inicial medida (por ejemplo, Zuñiga, 2005). Sin embargo, debe notarse que el método de la columna ancha sólo es aplicable para el análisis elástico de edificaciones de mampostería o de concreto.

3.3 MÉTODO MODIFICADO DE COLUMNA ANCHA

Recientemente, el método de la columna ancha se extendió para considerar el comportamiento no-lineal de los muros de mampostería y se denomina *método modificado de la columna ancha* (Zuñiga, 2005, Terán-Gilmore y otros, 2009a; 2009b; Valenzuela 2010). Mientras que el método de la columna ancha permite realizar un análisis elástico de la estructura, el método modificado de la columna ancha permite realizar un análisis

estático no-lineal de la misma. Para tal fin, se deben definir resortes inelásticos en la base de la columna ancha (equivalente) que describan el comportamiento no-lineal fuerza cortante-desplazamiento lateral (comportamiento a cortante) y momento-curvatura (comportamiento a flexión en el plano del muro) de cada muro que conforma la edificación para efectuar un análisis inelástico. Es necesario aclarar que en este documento el término “resorte inelástico” se aplica para denominar al comportamiento inelástico a flexión o a cortante de un muro de mampostería, mientras que el término “articulación plástica” es un sinónimo de “resorte inelástico” pero solo se aplica al efecto de flexión. Esto se debe a que normalmente se asocia el término “articulación” a una rotación, la cual está relacionada con la flexión.

En principio, el método modificado de la columna ancha sólo consideraba resortes inelásticos que describían el comportamiento a cortante (Zuñiga, 2005, Terán-Gilmore y otros, 2009a). Posteriormente, se propuso que el método modificado de columna ancha incluyera resortes inelásticos a cortante y articulaciones plásticas a flexión a fin de considerar la interacción flexión-cortante en muros de mampostería (Terán-Gilmore y otros, 2009b; Valenzuela, 2010). A continuación se describen las suposiciones para definir los resortes inelásticos a cortante y las articulaciones plásticas a flexión.

3.3.1 Definición del resorte inelástico a cortante

Para definir los resortes inelásticos a cortante de cada muro, se debe adoptar un modelo del comportamiento fuerza cortante-desplazamiento lateral de muros de mampostería confinada sujetos a carga lateral. Por ejemplo, con base en los resultados de pruebas experimentales de especímenes de mampostería confinada desarrolladas en México, Flores y Alcocer (1996) propusieron la envolvente trilineal que se ilustra en la Figura 3.4. La definición de la envolvente trilineal se basó en tres estados de daño de muros aislados de mampostería. El primero, está asociado al desplazamiento de agrietamiento del muro de mampostería y su respectivo cortante, el segundo, corresponde al desplazamiento asociado al cortante máximo y el último pertenece al desplazamiento ultimo y cortante

último . En la Tabla 3.1 se muestran las expresiones para calcular el desplazamiento y la fuerza cortante mencionados anteriormente.

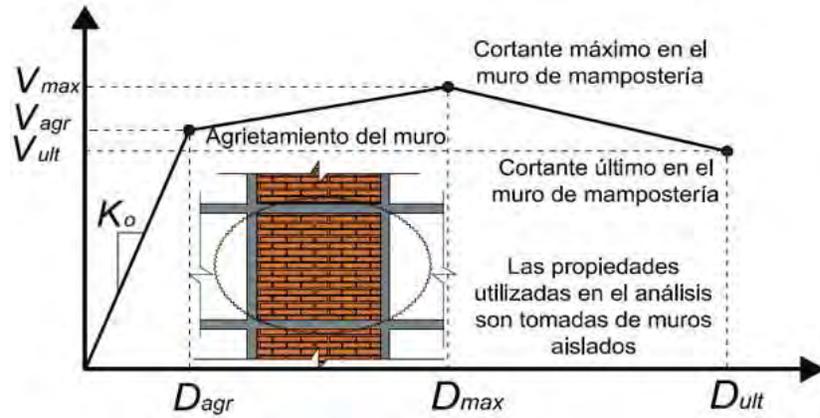


Figura 3. 4 Curva de capacidad para muro de mampostería confinada (Flores y Alcocer, 1996)

Tabla 3. 1 Parámetros para definir la curva de capacidad de un muro de mampostería confinada (Flores y Alcocer 1996)

Mampostería confinada sin refuerzo horizontal		Mampostería confinada con refuerzo horizontal	
	—		—

Donde:

$$(3.1)$$

En esta ecuación la carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería. Por otro lado, en el área se debe incluir a los castillos pero sin transformar su área transversal. (5.4.2 NTCM-RCDF). Además:

(3.2)

Donde h es la altura del muro, A_c es el área de corte de la sección de muro, E es el módulo de corte de la mampostería.

El término que compone la ecuación 3.2 corresponde a la rigidez por cortante de un elemento barra, (el cual puede representar estructuralmente a un muro de mampostería, gracias al método de la columna ancha). La rigidez a flexión, K_f , es aportada por la columna ancha, cuyo comportamiento es elástico. Así, al analizar un elemento con articulación plástica por cortante se considera que las rigideces tanto a cortante como a flexión trabajan en serie (Figura 3.5).

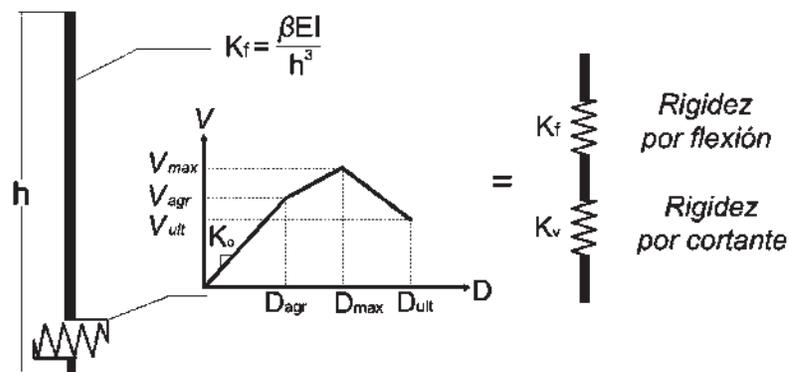


Figura 3.5 Disposición de rigideces en un muro al definir articulación plástica por cortante

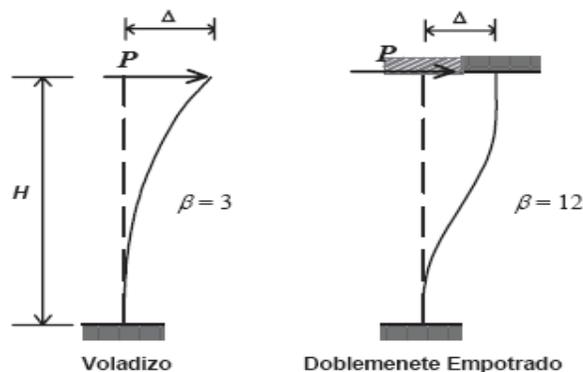


Figura 3.6 Condiciones de apoyo que definen el valor de

En la rigidez a flexión EI , I es el momento de inercia de la sección del muro, E es el módulo de elasticidad de la mampostería y C es un factor que depende de la condición de apoyo. En la Figura 3.6 se muestran dos condiciones de apoyo idealizadas.

Cabe mencionar que la envolvente fuerza-desplazamiento propuesta por Flores y Alcocer (1996) fue desarrollada a través de ensayos experimentales de once muros de mampostería que tenían relaciones de aspecto H/L cercanas a la unidad, lo cual significa que la envolvente es adecuada para muros con valores similares de H/L a los ensayados. También es posible notar en la Tabla 3.1 que los valores de desplazamiento máximo y último no dependen de la relación de aspecto de muros. Lo anterior condujo a Valenzuela (2010) a desarrollar otra envolvente fuerza-desplazamiento dependiente de la variable mencionada a partir de análisis estadísticos basados en datos provenientes de diversas investigaciones. Tanto el desplazamiento asociado al cortante máximo $\delta_{c,m}$ como el desplazamiento último $\delta_{c,u}$ fueron propuestos a través de ecuaciones obtenidas con regresión lineal. No obstante, el coeficiente de correlación R^2 tuvo valores de 0.48 para los datos que definen $\delta_{c,m}$ en función de H/L y de 0.45 para los datos correspondientes a $\delta_{c,u}$. Esto indica que aunque las ecuaciones propuestas para la envolvente a cortante propuesta por Valenzuela (2010) pueden dar una idea general de los valores $\delta_{c,m}$ y $\delta_{c,u}$ dependientes de la relación de aspecto, tampoco son adecuadas para representar el comportamiento de muros esbeltos de mampostería ante el efecto de cortante. Estas ecuaciones se presentan en la tabla 3.2.

Tabla 3. 2 Ecuaciones para calcular los desplazamientos laterales para muros de mampostería confinada (Valenzuela, 2010)

Desplazamiento de agrietamiento	$\delta_{c,r} = \frac{V_{c,r} L^3}{6EI}$	
Desplazamiento máximo	$\delta_{c,m} = \frac{V_{c,m} L^3}{6EI}$	—
	$\delta_{c,m} = \frac{V_{c,m} L^3}{6EI}$	—
	$\delta_{c,m} = \frac{V_{c,m} L^3}{6EI}$	—

Tabla 3. 2 (Continuación) Ecuaciones para calcular los desplazamientos laterales para muros de mampostería confinada (Valenzuela, 2010)

Desplazamiento último		—
	—————	—
		—

3.3.2 Definición de articulaciones plásticas a flexión

Cuando se desee incluir la influencia de las deformaciones por flexión en el comportamiento de muros de mampostería confinada modelado con el método de la columna ancha, se debe incluir una articulación plástica que considere la relación momento-curvatura de cada muro (Terán y otros, 2009b, Valenzuela, 2010). El diagrama momento-curvatura, , se puede obtener mediante el método descrito en la Sección 2.3. Para fines de implementar la articulación plástica en un programa de análisis, el diagrama puede ser idealizado como una curva bilineal, como se ilustra en la Figura 3.7. De esta manera, los valores de curvatura de fluencia del acero, curvatura última, momento de fluencia y momento último son los parámetros a insertar en la definición de la articulación plástica.

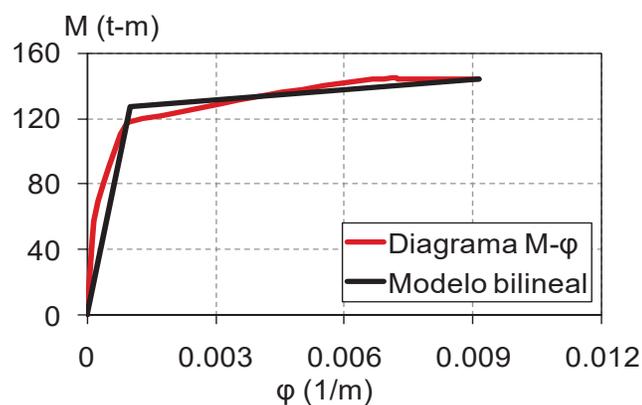


Figura 3. 7 Articulación plástica a flexión de un muro de mampostería

3.3.3 Implementación del modelo de columna ancha y modelo modificado de la columna ancha

A continuación se ilustran esquemáticamente los tres casos expuestos de modelación de un muro de mampostería. El primero corresponde al método de columna ancha, y los otros dos casos al método modificado de la columna ancha. Los modelos pueden implementarse en un programa de análisis comercial, como SAP 2000 (CSI, 2009). Cabe recordar que cuando los muros son modelados con el método modificado de la columna ancha, es posible realizar un análisis estático no lineal para obtener su curva de capacidad.

En el primer caso, (método de columna ancha) no existen articulaciones plásticas, por lo cual se realiza un análisis elástico y en el elemento del modelo no se modifica ninguna rigidez (ver Figura 3.8).

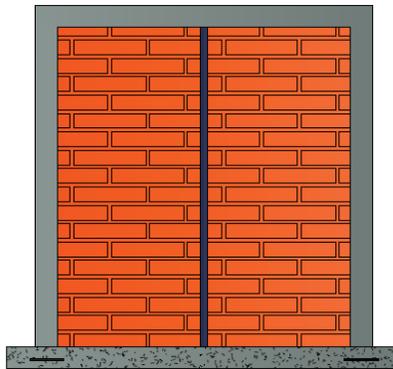


Figura 3. 8 Esquema del método de columna ancha

En el segundo caso, el método modificado de la columna ancha incluye solo el resorte inelástico por efecto de cortante (Figura 3.9), razón por la cual el análisis inelástico solo depende de este efecto. Se debe recordar que para determinar la rigidez del resorte inelástico a cortante se emplea la ecuación 3.2, cuya expresión es la misma que se utiliza para determinar rigidez elástica por cortante, K_c , del muro. Esto conlleva a que se debe eliminar la rigidez elástica por cortante en el modelo del muro para evitar incluirla dos veces: una vez por rigidez elástica y otra vez por rigidez del resorte inelástico. La Figura 3.10 ilustra este concepto.

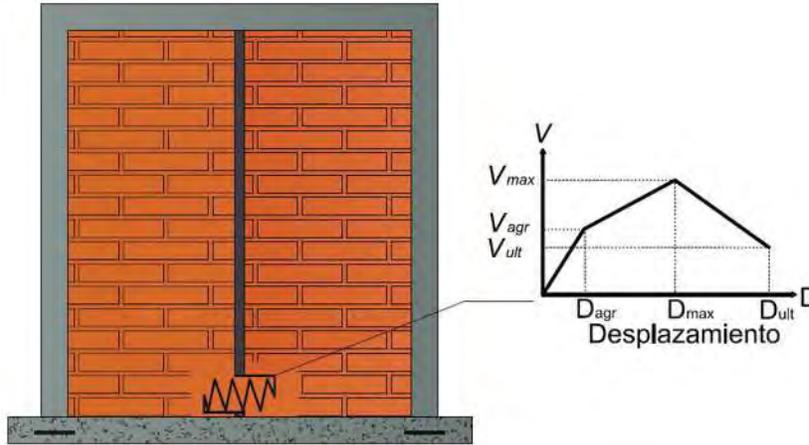


Figura 3.9 Esquema del método modificado de columna ancha (efecto de cortante)

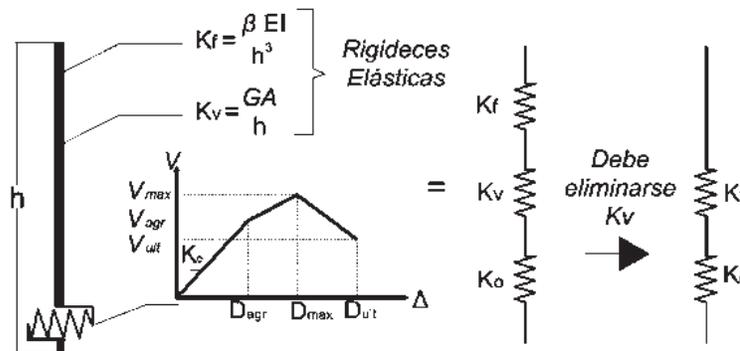


Figura 3.10 Eliminación de rigidez elástica por cortante

En el tercer caso, el método modificado de la columna ancha considera un resorte inelástico por el efecto de cortante y articulación plástica por el efecto de flexión (Figura 3.11). En este caso, para evitar duplicar la rigidez elástica del muro con aquellas obtenidas de las articulaciones plásticas, en el modelo se elimina la rigidez elástica a cortante del muro y a su vez la rigidez a la flexión, EI , de la articulación plástica a flexión. Para fines de implementación en el programa SAP2000 (CSI, 2009), sólo debe incluir la parte inelástica del diagrama en la definición de la articulación plástica. El concepto es similar al caso anterior y gráficamente se presenta en la Figura 3.12. Vale la pena resaltar que en este caso no se elimina la rigidez elástica a flexión debido a que sin ésta no se puede ensamblar correctamente la matriz de rigidez para analizar la estructura. Además, en caso de que existan varios niveles en la estructura de mampostería a analizar, se asignan las articulaciones plásticas a todos los muros de cada nivel. Por otro lado, a falta de

información disponible en la literatura relacionada con la longitud de articulación plástica a flexión en muros de mampostería, en este documento se considera un valor de $0.5H$, suposición que deberá ser estudiada y validada experimentalmente.

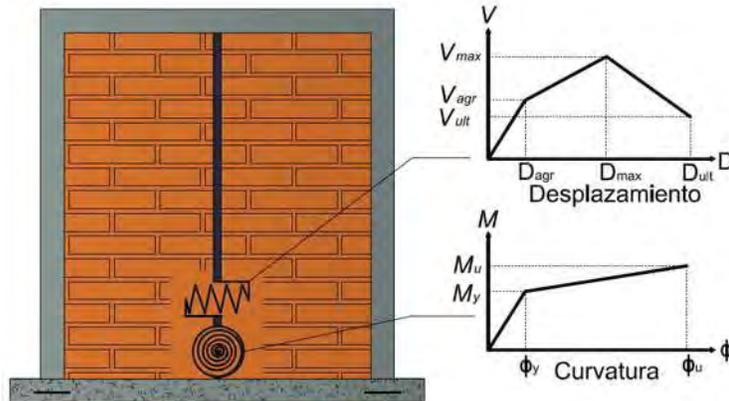


Figura 3.11 Esquema método modificado de columna ancha (efecto de cortante y flexión)

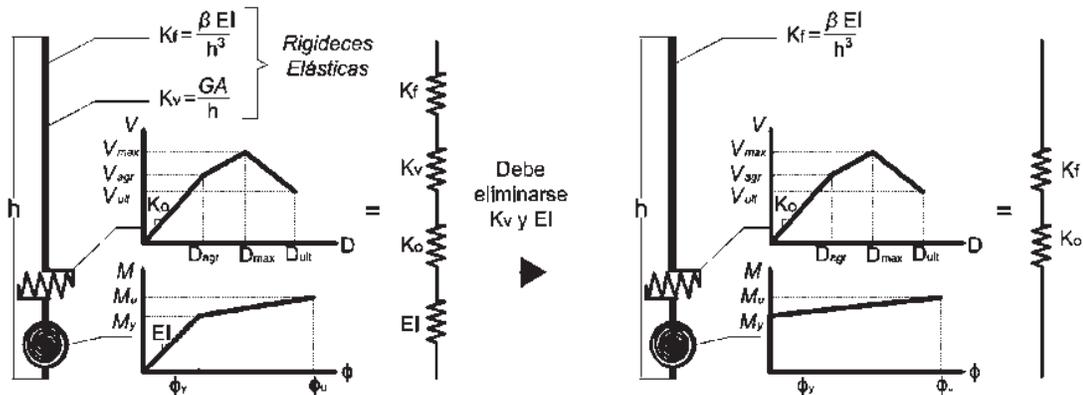


Figura 3.12 Eliminación de rigidez elástica por cortante y por flexión

3.4 VALIDACIÓN DEL MODELO MODIFICADO DE COLUMNA ANCHA

El método modificado de la columna ancha fue validado con resultados experimentales considerando que el comportamiento de los muros de mampostería confinada estaba dominado por las deformaciones por corte; es decir, sólo se consideró un resorte inelástico a cortante (Zuñiga, 2005; Terán-Gilmore y otros, 2009a). Sin embargo, el método modificado de la columna ancha no ha sido validado cuando se consideran la interacción de las deformaciones por corte y flexión; es decir, cuando se consideran resortes inelásticos tanto a cortante como a flexión. Por ello, es de interés validar esta última suposición con

resultados experimentales. Esto se logró comparando la curva de capacidad analítica, teniendo en cuenta el modelo de la columna ancha modificada, con la curva de capacidad resultante de pruebas experimentales llevadas a cabo en otras investigaciones.

3.4.1 Interacción flexión-cortante

Cuando un muro de mampostería está sujeto a cargas laterales en su plano, desarrolla la capacidad de resistir efectos de flexión y de cortante. En la Figura 3.13 se ilustra el momento resistente (y el par de fuerzas que lo generan) así como el cortante resistente, correspondiente al momento mencionado, de muro de mampostería confinada. El cortante resistente de un muro al alcanzar su momento plástico se puede expresar a través de la ecuación 3.3, en la cual M_p es el momento plástico a flexión y H es la altura del muro:

$$V = \frac{M_p}{H} \quad (3.3)$$

Al compararse este cortante con el cortante resistente del muro se pueden identificar tres tipos de falla (Valenzuela 2010): 1) falla por flexión, 2) falla por cortante y 3) falla por interacción flexión-cortante. La presencia de un tipo de falla u otro está asociada de la relación de aspecto H/L del muro, ya que para muros robustos la falla predominante es por cortante, mientras que para muros esbeltos, la falla es por flexión.

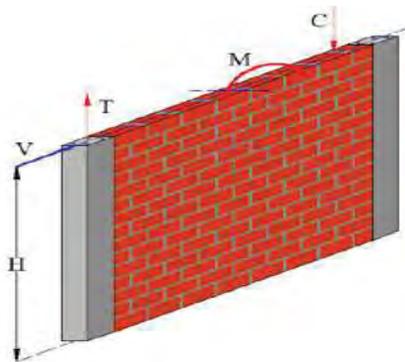


Figura 3. 13 Momento resistente de un muro de mampostería confinada (Valenzuela 2010)

La falla por flexión ocurre cuando el cortante resistente debido a la flexión es menor que el cortante último del muro. Mientras tanto, la falla por cortante sucede cuando el cortante resistente debido a la flexión es mayor que el cortante máximo del muro.

Finalmente, la falla por interacción flexión-cortante se presenta cuando el cortante resistente debido a la flexión tiene un valor intermedio entre el cortante último del muro y el cortante máximo del mismo (Valenzuela 2010). En la Figura 3.14 se ilustran estos tipos de falla de falla.

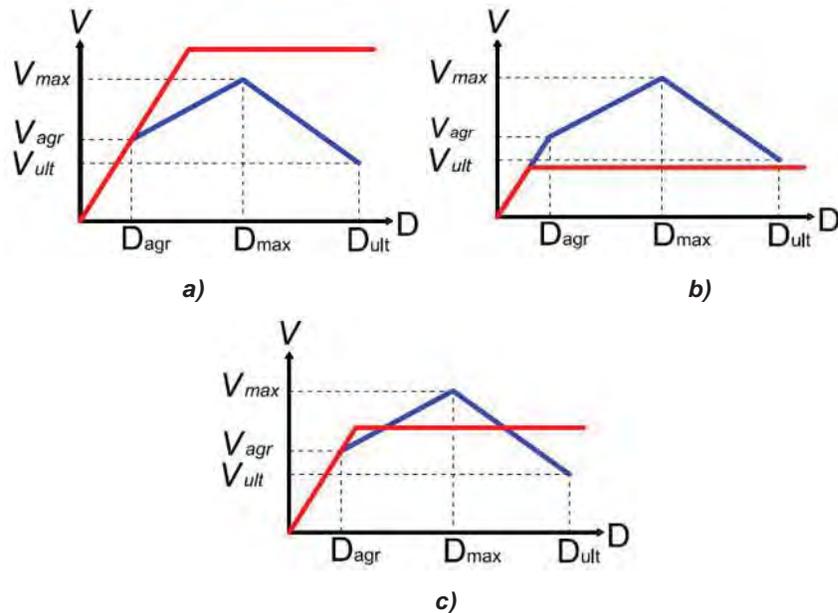


Figura 3. 14 Tipos de falla de un muro de mampostería: a) falla por cortante; b) falla por flexión; c) falla por interacción flexión-cortante (adaptado de: Valenzuela, 2010)

Así mismo, en teoría, tanto la flexión como el cortante producen deformaciones laterales cuyas proporciones dependen de la relación de aspecto H/L , del muro. Es decir, para relaciones de aspecto pequeñas, las deformaciones por cortante son predominantes en comparación con aquella que produce la flexión. No obstante, al incrementarse la relación de aspecto del muro, las deformaciones por flexión tienden a ser más representativas que las de cortante. Esta proporción se ilustra en la Figura 3.15.

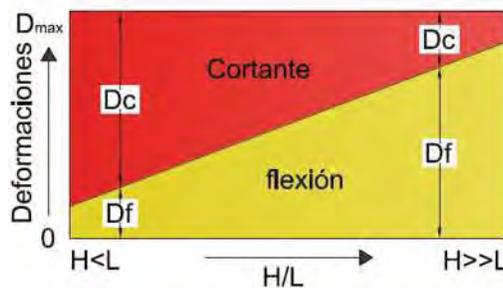


Figura 3. 15 Proporciones de deformaciones por efectos de flexión y de cortante

3.4.2 Simulación del comportamiento del muro M0

El modelo M0 corresponde a un muro que tiene un espesor de 12 cm y demás propiedades geométricas mostradas en la Figura 3.16, Las piezas utilizadas para su construcción fueron fabricadas artesanalmente de tabique rojo recocido de arcilla, con dimensiones de 24x12x6 cm. El muro contaba con una losa en la parte superior de 100mm de espesor y 800 mm de ancho. La carga que descansaba sobre el muro fue equivalente a $5\text{kg}/\text{cm}^2$. Esta carga corresponde a un peso de un edificio de cuatro o cinco niveles.

Las propiedades de la mampostería fueron las siguientes: resistencia a compresión, $=3.5\text{MPa}$, módulo de elasticidad, $=2100\text{ MPa}$, relación de Poisson, $=0.25$. Así mismo, las del concreto fueron estas: resistencia a compresión, $=25.5\text{ MPa}$, módulo de elasticidad, $=22\ 219\text{MPa}$, relación de Poisson, $=0.20$.

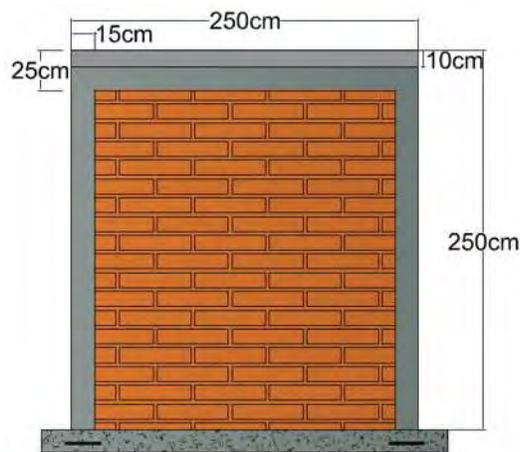


Figura 3. 16 Muro de mampostería M0

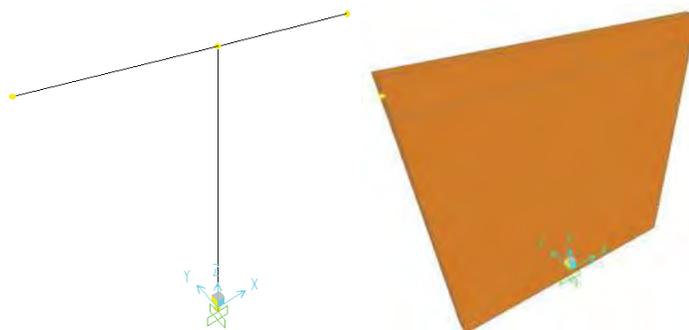


Figura 3. 17 Modelo de espécimen M0 en SAP 2000

La calibración se llevó a cabo incluyendo el resorte inelástico por cortante de acuerdo con Flores y Alcocer (1996) debido a que la geometría del mismo permite que éste fenómeno sea el que predomine en el comportamiento. El modelo en SAP 2000 se presenta en la Figura 3.17. El resorte inelástico por cortante encontrado es el que se muestra en la Figura 3.18a y las curva de capacidad del elemento obtenida se encuentra en la Figura 3.18b, junto con la curva experimental. Es posible notar que los parámetros de rigidez inicial y resistencia máxima conseguidos con el modelo analítico se asemejan al resultado experimental.

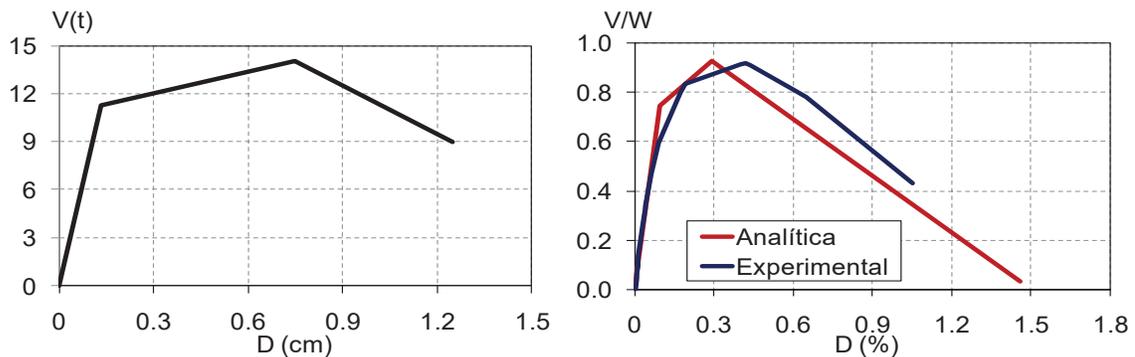


Figura 3. 18 a) Relación V-D que define la articulación plástica a cortante para modelo M0; b) Curvas de capacidad para modelo de mampostería M0

3.4.3 Simulación del comportamiento del modelo 3D

Este fue un modelo construido, a escala natural, en el Centro Nacional de Prevención de Desastres CENAPRED, para una investigación en la cual se planteaba como objetivo principal verificar la seguridad estructural de viviendas que se diseñaban con el reglamento vigente en 1993.

La estructura consistía en dos sistemas paralelos de muros de mampostería confinada hechos con tabique de barro recocido. Cada nivel estaba compuesto de dos muros de 2.4 m y 1.6 m de longitud, es decir, con relación de aspecto de 1 y 1.5 respectivamente. Los muros estaban unidos por una dala de cerramiento y por la losa maciza de concreto del sistema de piso. La abertura entre muros, en forma de puerta, tenía un ancho de 1.0 m. Además, se construyeron muros transversales de mampostería para disminuir posibles efectos de torsión por la aplicación excéntrica de las cargas laterales o por daño asimétrico

en los muros. Gráficamente, la geometría se muestra en las Figuras 3.19 y el modelo en SAP 2000 se presenta en la Figura 3.20.

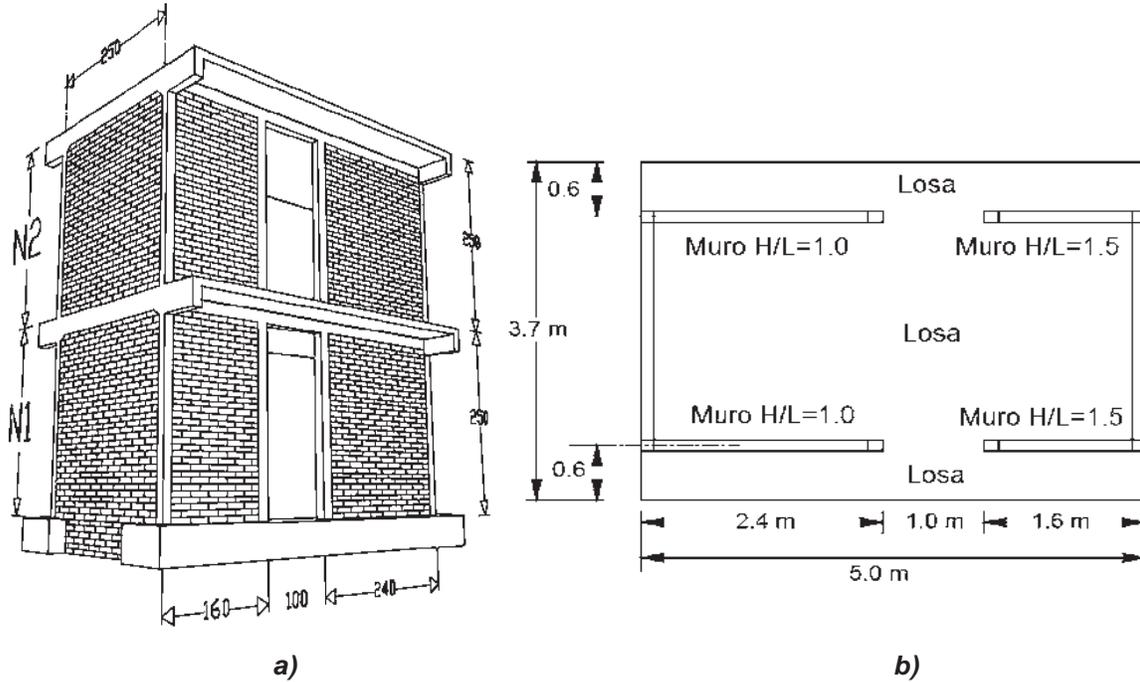


Figura 3. 19 Espécimen 3D; a) Geometría del espécimen 3D; b) Planta espécimen 3D (Alcocer y otros, 1993)

La prueba se llevó a cabo aplicando una historia de carga predeterminada. Las fuerzas fueron distribuidas en la altura en forma lineal según un triángulo de base superior. La primera parte de la historia de carga fue controlada por fuerza hasta el agrietamiento diagonal de la mampostería. A partir de ese estado, el ensayo fue controlado por desplazamiento. (Alcocer et al., 1993).

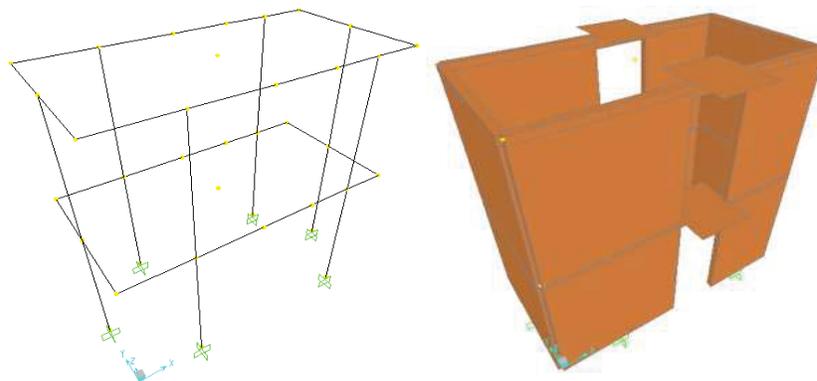


Figura 3. 20 Modelo de espécimen 3D en SAP 2000

Para el diseño, se consideró una resistencia al cortante $\tau = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ y un esfuerzo normal $\sigma = 5 \text{ kg/cm}^2$. Durante el diseño, se consideró que los castillos estaban reforzados longitudinalmente con cuatro varillas de 9.526mm (3/8") de diámetro, grado 42.

Para determinar las articulaciones plásticas a flexión y los resortes inelásticos a cortante, y para construir el modelo en los respectivos programas, se emplearon los valores indicados en la Tabla 3.3. Estos valores corresponden a las propiedades mecánicas de los materiales incluidos en todos los muros de mampostería confinada perimetralmente. En la Figura 3.21 se ilustran las relaciones M- ϕ para cada muro, con relaciones de aspecto de 1.0 y 1.5, consideradas en la articulación plástica. Así mismo, en la Figura 3.22 se muestran las curvas fuerza-desplazamiento asociadas a los resortes inelásticos por cortante.

Tabla 3. 3 Propiedades de los materiales del espécimen 3D

PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA			PROPIEDADES DEL CONCRETO		
f_m^*	43.2	kg/cm ²	f_c'	250	kg/cm ²
E_m	25920	kg/cm ²	E_c	126491.106	kg/cm ²
G_m	12415	kg/cm ²	f_c	20	kg/cm ²
τ_m^*	3.5	kg/cm ²	PROPIEDADES DEL ACERO		
t	12.5	cm	f_y	4200	kg/cm ²
			E_s	2.00E+06	kg/cm ²

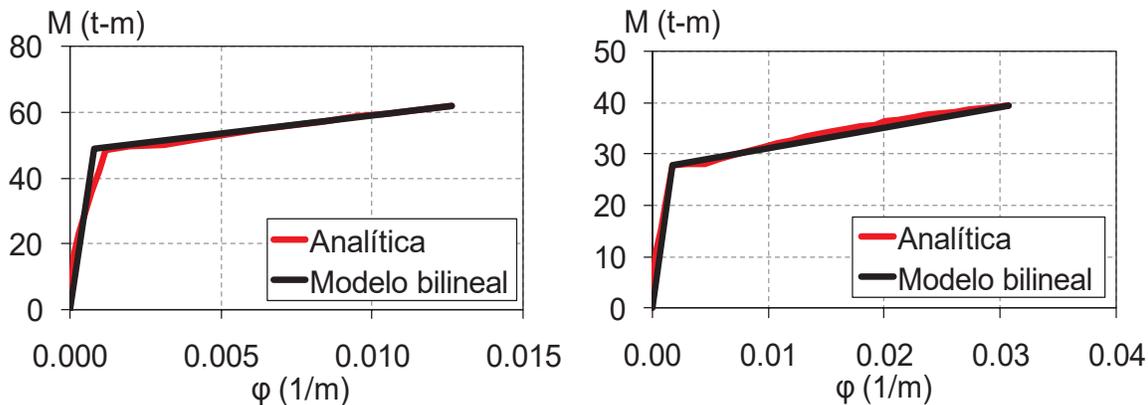
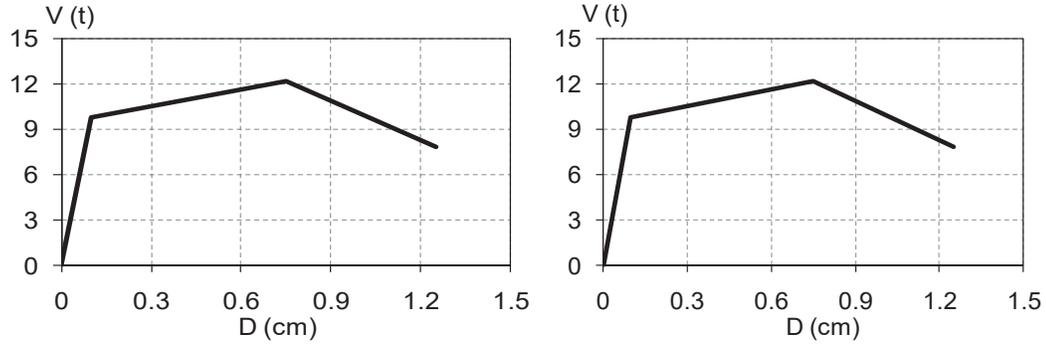


Figura 3. 21 Diagramas M- ϕ para definir las articulaciones plásticas a flexión de modelo 3D; a) Muro H/L=1.0; b) Muro H/L=1.5



**Figura 3. 22 Relaciones V-D para definir resortes inelásticos a cortante de modelo 3D a) Muro H/L=1.0
b) Muro H/L=1.5**

Se realizaron dos análisis estáticos no lineales de la estructura. Mientras que en el primero se incluyeron resortes inelásticos únicamente a cortante, en el segundo se consideraron resortes inelásticos a cortante y a flexión. Las curvas obtenidas, junto con la curva de capacidad experimental, son mostradas en la Figura 3.23. Las líneas de color azul, amarillo y rojo describen las curvas de capacidad experimental, con resortes inelásticos únicamente a cortante y con resortes inelásticos por cortante y por flexión, respectivamente. Es posible notar que los modelos analíticos son capaces de reproducir los resultados experimentales con precisión aceptable. Además, se observa que la curva que considera solo los resortes inelásticos por cortante y aquella que incluye ambos efectos (cortante y flexión) son muy parecidas entre sí, debido a que los efectos de flexión son muy pequeños en estructuras de baja altura, como la analizada.

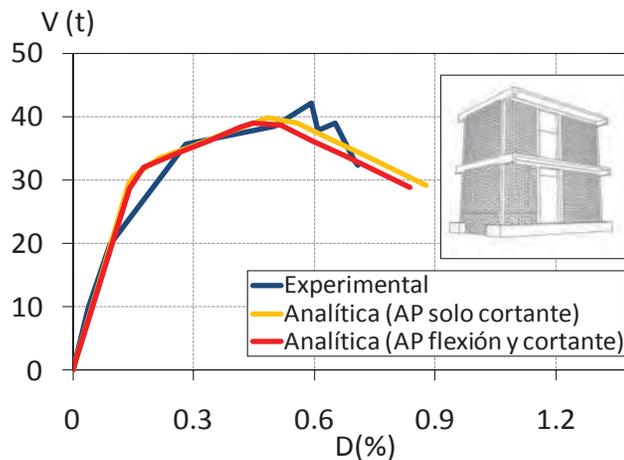


Figura 3. 23 Curvas de capacidad del modelo 3D

3.4.4 Simulación del comportamiento del modelo M3

Un modelo experimental de mampostería confinada, como el que se presenta en las Figuras 3.24 y 3.25, fue construido en laboratorio considerando las leyes de similitud para representar un prototipo de vivienda multifamiliar, de este material, utilizado en la República Mexicana, a una escala 1:2. El objetivo del ensayo consistió en evaluar la seguridad de este tipo de estructuras ante acontecimientos sísmicos. Para lograrlo, el espécimen fue sometido a ensayo de vibración libre en mesa vibradora. Este modelo fue denominado M3.

En planta, el espécimen tenía unas dimensiones de 3.58x3.58, como se muestra en la Figura 3.25, además contaba con una altura total de 3.6m. Toda la geometría se exhibe en la Figura 3.24. Las características de los materiales se presentan en la Tabla 3.4.

El sistema estructural en todos los niveles estaba formado por muros de mampostería de tabique rojo recocido de tipo artesanal, confinados por castillos y dalas. En la dirección longitudinal (E-O) que corresponde a la dirección de aplicación del sismo, el sistema resistente estaba formado por tres ejes de muros; en dos de ellos (fachadas A y C) se definieron aberturas para puertas (48.5 x 108.5 cm) y ventanas (50 x 50 cm), confinadas por castillos y dalas, mientras que el eje B correspondía a un muro medianero o de colindancia, formado por tres tableros de muros. En la dirección transversal (N-S) el sistema estaba compuesto por cuatro ejes de muros, dos de ellos (fachadas 1 y 4) definían aberturas (84 x 108.5 cm) que arquitectónicamente correspondían a ventanas y para fines prácticos facilitarían el acceso al modelo durante el ensaye, por su parte los muros sobre los ejes 2 y 3 definían los espacios interiores de la vivienda. El modelo era simétrico en planta y la distribución de muros era la misma en todos los pisos.

Los castillos tenían una sección transversal de 6 x 6 cm y estaban reforzados por cuatro barras corrugadas de diámetro 3/16" (4.76 mm) con una longitud igual a la altura total del modelo, sin traslapes en altura, y con ganchos a 90° en ambos extremos. Las longitudes de los ganchos fueron de 15 cm en cimentación y 6 cm en la losa de azotea. Como refuerzo

transversal se usaron estribos cerrados con gancho a 135° hechos con alambre comercial de diámetro 3,2 mm (Arias 2005).

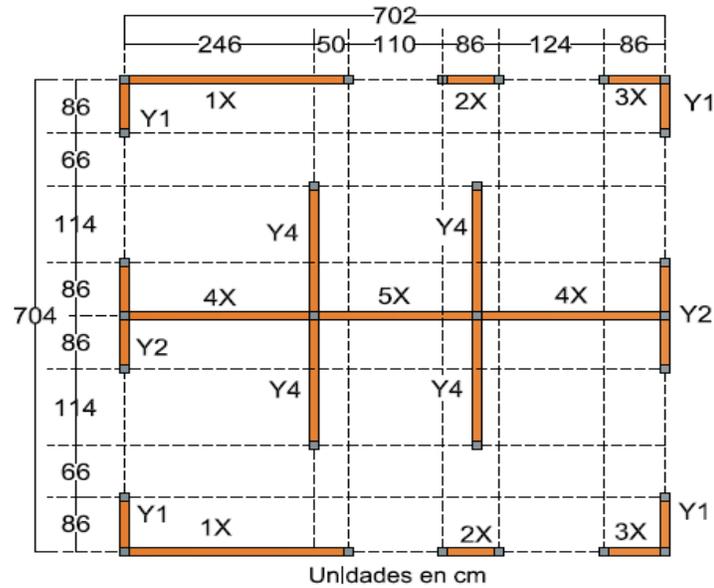


Figura 3. 24 Geometría de modelo M3 en planta

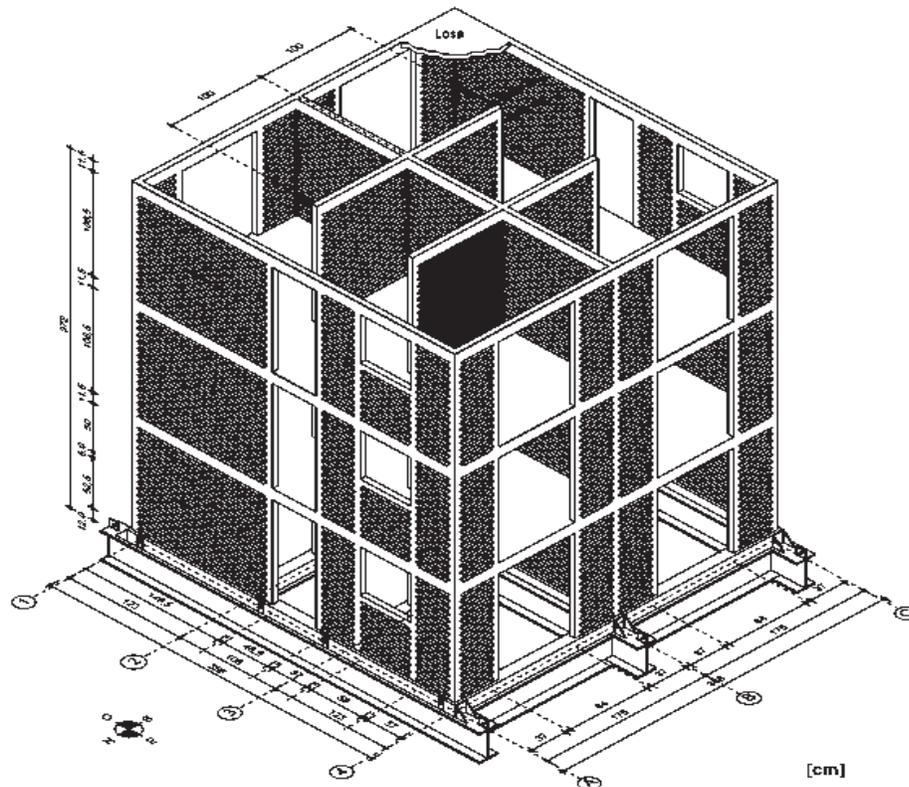


Figura 3. 25 Geometría de modelo M3 (tomada de: Arias, 2005)

Tabla 3. 4 Características físicas y mecánicas de diseño para el modelo M3 (Arias 2005)

Propiedad	Prototipo	Modelo
Área en planta, m ²	51,28	12,82
Abertura para puerta, cm	97 x 217	48,5 x 108,5
Abertura para ventana, cm	112 x 100	56 x 50
Altura de piso, cm	240	120
Tabique, cm	6 x 12 x 24	3 x 6 x 24
Junta de mortero, cm	1	0,5
Sección de castillos, cm	12 x 12	6 x 6
Sección de dalas, cm	23 x 12	11,5 x 6
Espesor losa, cm	12	6
Dala de cimentación, cm	24 x 24	12 x 12
Diámetro acero longitudinal, (mm)	3/8" (9,5)	3/16" (4,76)
Diámetro acero transversal, (mm)	1/4" (6,4)	1/8" (3,2)
Tamaño máximo de grava, (mm)	3/4" (19)	3/8" (9,5)
Tamaño máximo de arena, mm	4,76	2,38
Resistencia nominal del concreto, kg/cm ²	200	200
Resistencia nominal del mortero, kg/cm ²	125	125
Resistencia nominal del acero, kg/cm ²	4200	4200
Resistencia nominal de los estribos, kg/cm ²	2500	2500

Se llevó a cabo el análisis estático no lineal del modelo anterior en SAP 2000 (Figura 3.26). Para esto fue necesario definir resortes inelásticos a cortante y a flexión. Los de flexión se determinaron a partir de un análisis momento curvatura de los muros, como se mostró en el capítulo anterior y se ilustran en la Figura 3.27. Los de cortante se presentan en la Figura 3.28.

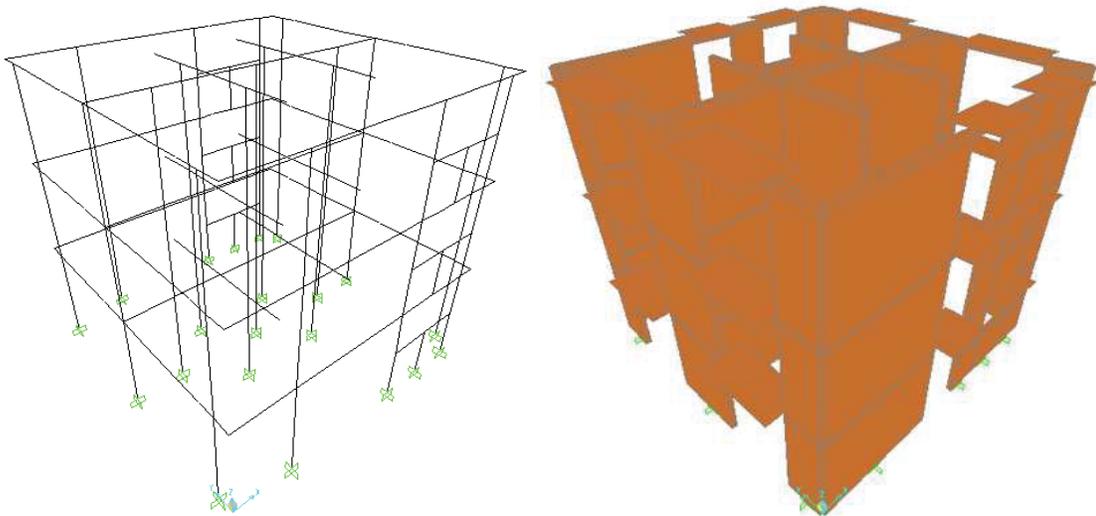


Figura 3. 26 Modelo de espécimen M3 en SAP 2000

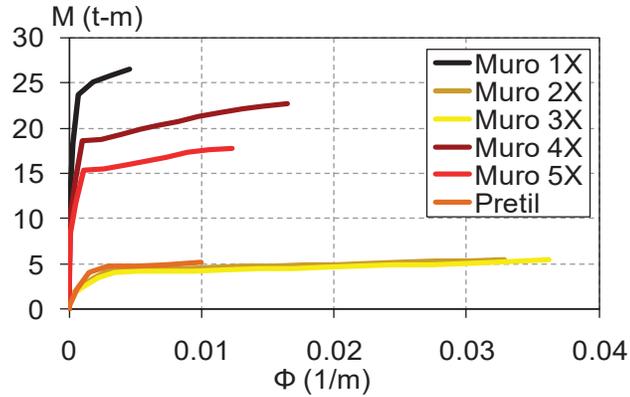


Figura 3. 27 Diagramas M- Φ para definir articulaciones plásticas a flexión para modelo M3

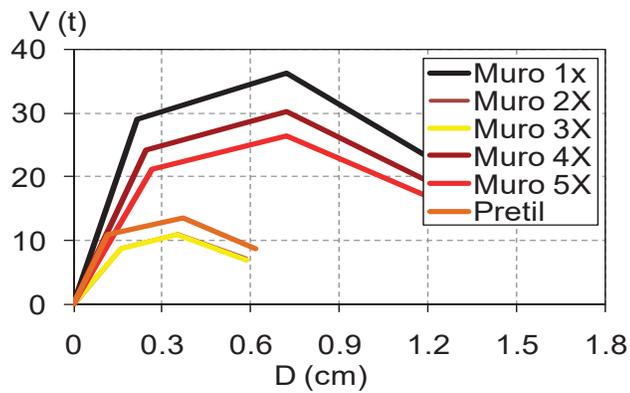


Figura 3. 28 Relaciones V-D para definir resortes inelásticos a cortante para modelo M3

Varias curvas de capacidad obtenidas del análisis estático no lineal se muestran en la Figura 3.29. En color azul se presenta la curva correspondiente a resultados experimentales del espécimen, mientras que en color rojo se ilustra la curva que considera dos resortes inelásticos: flexión y cortante. Además, se realizó un análisis estático no lineal considerando únicamente resortes inelásticos por cortante cuya curva de capacidad se presenta en línea de color naranja. Si se compara dicha curva con aquella que se obtiene al incluirse la articulación plástica por flexión y el resorte inelástico por cortante se observa que la diferencia entre ambas es pequeña, lo cual indica que el efecto de la flexión tiene poca influencia en el comportamiento de esta estructura.

Es posible notar que el modelo modificado de columna ancha, útil para llevar a cabo análisis inelásticos de estructuras compuestas por muros, de manera simplificada, ofrece resultados similares a los obtenidos en ensayos experimentales. Los parámetros más

importantes comparados fueron la rigidez lateral y el cortante máximo en la base de la estructura.

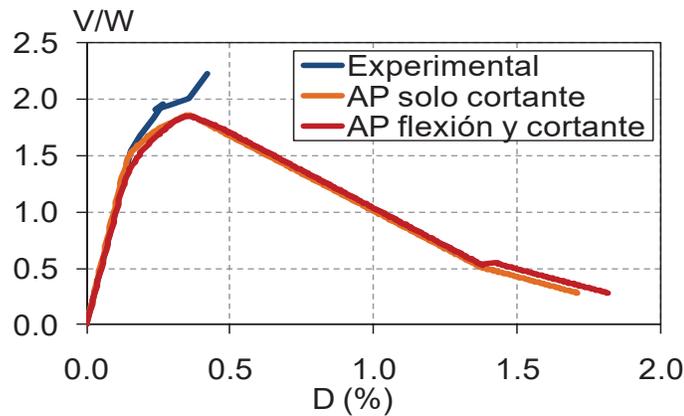


Figura 3. 29 Curvas de capacidad del modelo M3

3.4.5 Simulación del comportamiento de los modelos 5N-2D y 7N-2D con muros confinados y postensados de mampostería

En las secciones anteriores se analizaron especímenes de baja altura, compuestos por muros de mampostería confinada, ante la acción de cargas laterales para obtener su curva de capacidad analítica con el objetivo de compararla con la curva de capacidad experimental. Para ello, se empleó el método modificado de la columna ancha que incorpora articulaciones plásticas por flexión y resortes inelásticos por cortante. Esto fue útil para validar el método modificado de la columna ancha. Sin embargo, hasta ahora no se ha evaluado la influencia del acero de presfuerzo en la curva de capacidad de una edificación compuesta por muros de mampostería confinada y tampoco se han llevado a cabo análisis a estructuras de más de tres niveles. Por estas razones, a continuación se presentan los resultados de los análisis estáticos no lineales de dos estructuras de cinco y siete niveles denominadas 5N-2D y 7N2D, respectivamente.

Las características, tanto geométricas como mecánicas de los especímenes en estudio corresponden a uno de los sistemas paralelos de muros de mampostería del edificio 3D, analizado en la Sección 3.4.3. Es decir, cada nivel está compuesto de un muro de 2.4 m y otro de 1.6 m de longitud, lo cual corresponde a relaciones de aspecto de 1 y 1.5

respectivamente. Los muros están unidos por una dala de cerramiento y por la losa maciza de concreto del sistema de piso. La abertura entre muros, en forma de puerta, tiene un ancho de 1.0 m.

Los resortes inelásticos correspondientes a cada muro han sido mostrados en las Figuras 3.21 y 3.22 para efectos de flexión sin presfuerzo y de cortante, respectivamente. Las articulaciones plásticas por flexión, que incluyen el efecto de tendones de presfuerzo se ilustran en la Figura 3.30.

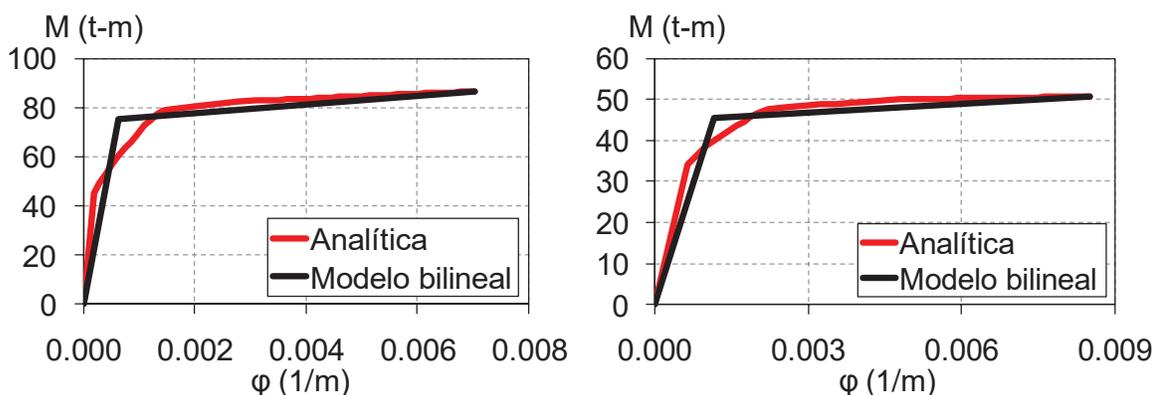


Figura 3. 30 Diagramas M-φ para definir articulaciones plásticas por flexión con presfuerzo
a) Muro H/L=1.0 b) Muro H/L=1.5

En la Figura 3.31a se presentan las curvas de capacidad resultantes de dos casos de análisis de la estructura de cinco niveles ante cargas laterales. En el primero se incluyen resortes inelásticos por cortante y articulaciones plásticas por flexión sin presfuerzo, mientras que en el segundo, las articulaciones plásticas por flexión incluyen el efecto del presfuerzo. Es posible observar que existe una diferencia pequeña entre las curvas, lo cual implica que el efecto de presfuerzo es pequeño en cuanto a resistencia del cortante basal del edificio. Las curvas de capacidad de la estructura de siete niveles se presentan en la Figura 3.31b, cuyos resultados revelan información similar a la obtenida con la estructura de cinco niveles.

En síntesis, con base en todos los resultados anteriores, se pudo observar que es factible utilizar el método modificado de columna ancha como herramienta para analizar un edificio de varios niveles compuesto por muros de mampostería confinada y postensada, con el

objetivo de evaluar la influencia del acero de presfuerzo en el comportamiento global de dicho edificio.

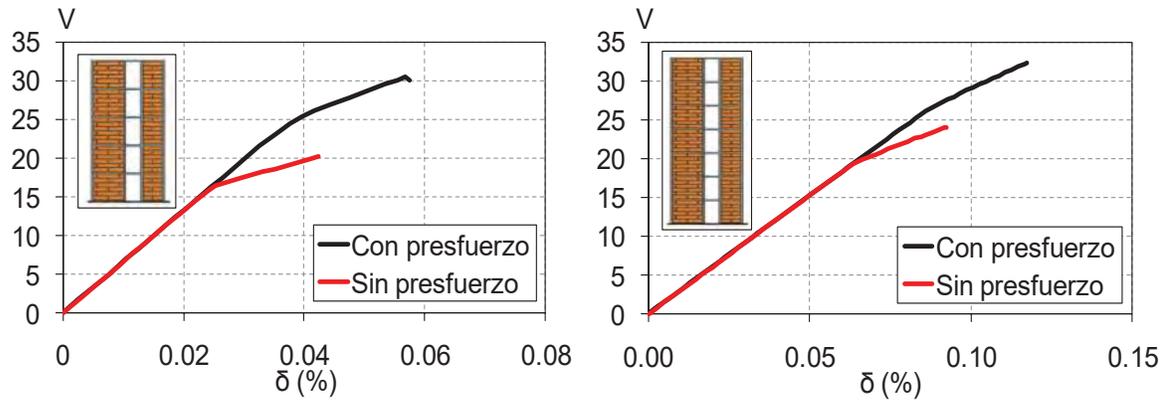


Figura 3. 31 Efecto del acero de presfuerzo en la curva de capacidad de dos estructuras de mampostería confinada a) Estructura de cinco niveles b) Estructura de siete niveles

EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES DE MAMPOSTERÍA CON MUROS POSTENSADOS

4.1 INTRODUCCIÓN

En el capítulo anterior se verificó que el método modificado de la columna ancha (Zuñiga, 2005; Terán et al., 2009a; 2009b) permite obtener información aceptable del comportamiento fuerza-deformación lateral en muros de mampostería confinada sujetos a carga lateral, considerando tanto el efecto de las deformaciones por cortante como las de flexión. De esta manera, se considera que el método modificado de la columna ancha también permite estudiar el comportamiento de muros confinados y postensados al incorporar una articulación plástica a flexión con una relación momento-curvatura representativa de este tipo de muros. Así, edificios altos estructurados a base de muros de mampostería confinada que pudieran incluir acero de presfuerzo en los castillos, como se propuso en el capítulo 3, se pueden modelar con el método de la columna ancha modificada para llevar a cabo análisis estáticos no lineales.

El objetivo de este capítulo consiste en presentar la comparación de la curva de capacidad, obtenida mediante análisis estático no-lineal, de un edificio alto de mampostería estructurado a base de muros tradicionales con la curva de capacidad del mismo edificio estructurado con muros postensados.

Así mismo, a partir de un análisis modal espectral que se realiza a cada edificio en estudio, se compara tanto la carga axial como los momentos flexionantes actuantes en cada uno de

los muros que componen la estructura con la capacidad a flexión y a flexocompresión de estos elementos cuando se considera o se ignora la inclusión del acero de presfuerzo. A partir de estos análisis se muestra que las mayores ventajas de la inclusión de tendones postensados en muros de mampostería confinada se presentan a nivel de muros individuales.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

Este edificio formó parte de un estudio para evaluar la sobrerresistencia en edificaciones de mampostería, desarrollado por Valenzuela (2010) y fue diseñado siguiendo las especificaciones de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Edificaciones de Mampostería (NTC-M) del Reglamento de construcciones del Distrito Federal (RCDF), edición 2004 (NTC-M, 2004). El edificio se modeló empleando el método modificado de la columna ancha, descrito en el Capítulo 3. Para fines de análisis, se empleó un análisis modal espectral. Las consideraciones que tuvieron en cuenta para la fase de diseño fueron las siguientes (Valenzuela, 2010):

1. Se consideraron piezas de tabique de barro recocido con dimensiones nominales de 7 cm x 14 cm x 28 cm. El mortero para pegar las piezas cumple con todas las características del Mortero Tipo I, de acuerdo con la sección 2.5.2 de las NTC-M (2004). Se supuso que la resistencia de diseño a compresión de la mampostería fue de f_{md} y la resistencia a tensión diagonal fue de f_{td} . El módulo de elasticidad de la mampostería se consideró igual a E_m . El módulo de cortante G_m tenido en cuenta fue equivalente a $G_m = 0.4 E_m$.

2. Se supuso que la resistencia a la compresión del concreto para dalas, castillos y losas fue de f_{cd} y un módulo de elasticidad E_c equivalente a $E_c = 4700 \sqrt{f_{cd}}$.

3. El acero de refuerzo utilizado en dalas y castillos tenía un esfuerzo de fluencia de 420MPa (f_y).

4. Se incluyó un factor de comportamiento sísmico igual a dos.

5. Se supuso que el edificio se localiza en la zona del lago de la ciudad de México y el espectro de diseño correspondiente (ver figura 4.1) fue obtenido de acuerdo con la sección A.3 del apéndice A de las NTCS-RCDF (2004). Para ello se consideró un periodo dominante del suelo de 1.5s.

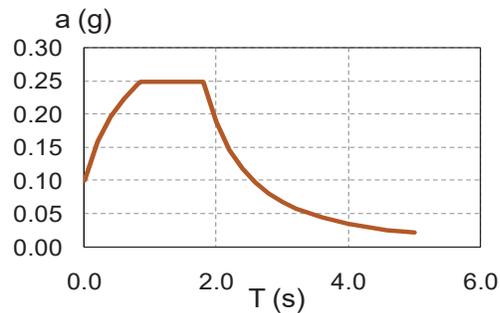


Figura 4. 1 Espectro de diseño considerado para el análisis y diseño del edificio de mampostería confinada de siete niveles

6. Las combinaciones de carga fueron las siguientes:

Donde:

es la carga muerta, es la carga viva, es el sismo en la dirección X, y es el sismo en la dirección Y

Una vez realizado el diseño, en las Tablas 4.1 y 4.2 se indican las características geométricas y mecánicas de todos los muros que conforman el primer nivel del edificio. La planta en todos los pisos es similar y se muestra en la Figura 4.2. El edificio cuenta con once muros en la dirección longitudinal y trece en la dirección transversal, por cada nivel. Además, en dirección transversal la mayoría de los muros cuentan con longitudes más grandes que en la dirección contraria. Por lo tanto, se puede apreciar que la densidad de muros es mayor en la dirección transversal que en la longitudinal.

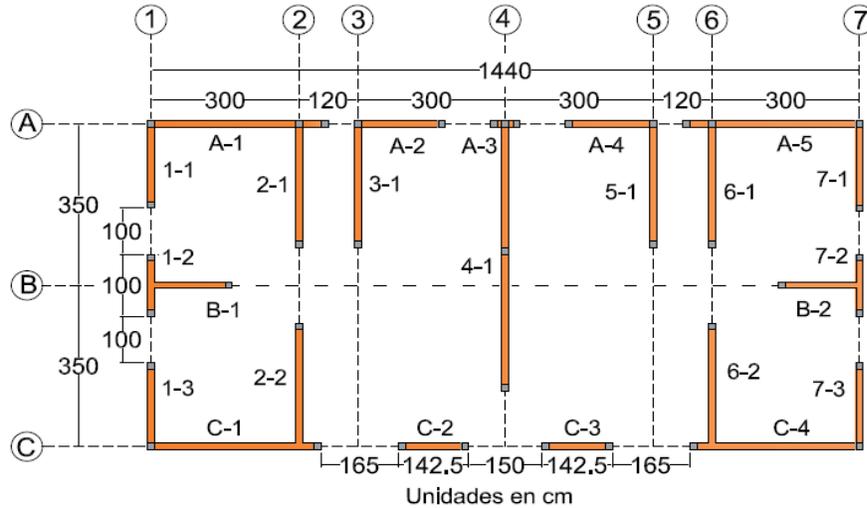


Figura 4. 2 planta Edificio de siete niveles (Valenzuela 2009)

Tabla 4. 1 Propiedades de los muros del primer nivel en la dirección longitudinal

Dirección longitudinal						
Muro	L_m (m)	H/L	t (m)	A trib (m ²)	P_R (t)	V_R (t)
A-1	3.60	0.83	0.28	2.04	137.76	30.28
A-2	1.78	1.69	0.28	1.77	67.92	15.92
A-3	0.60	5.00	0.21	0.05	17.22	3.93
A-4	1.78	1.69	0.28	1.77	67.92	15.92
A-5	3.60	0.83	0.28	2.04	137.76	30.28
B-1	1.73	1.74	0.21	4.50	49.51	16.99
B-2	1.73	1.74	0.21	4.50	49.51	16.99
C-1	3.45	0.87	0.28	2.08	132.02	29.18
C-2	1.43	2.11	0.28	3.53	54.53	15.54
C-3	1.43	2.11	0.28	3.53	54.53	15.54
C-4	3.45	0.87	0.28	2.08	132.02	29.18

Tabla 4. 2 Propiedades de los muros del primer nivel en la dirección transversal

Dirección transversal						
Muro	L_m (m)	H/L	t (m)	A trib (m ²)	P_R (t)	V_R (t)
1_1	1.90	1.58	0.28	2.14	72.71	17.37
1_2	1.35	2.22	0.28	1.21	51.66	11.94
1_3	1.90	1.58	0.28	2.14	72.71	17.37
2_1	2.75	1.09	0.21	5.76	78.93	25.24
2_2	2.75	1.09	0.21	7.93	78.93	28.08
3_1	2.75	1.09	0.21	4.35	78.93	23.40

Tabla 4. 3 (Continuación): Propiedades de los muros del primer nivel en la dirección transversal

4_1	5.80	0.52	0.21	18.36	166.46	61.36
5_1	2.75	1.09	0.21	4.35	78.93	23.40
6_1	2.75	1.09	0.21	5.76	78.93	28.08
6_2	2.75	1.09	0.21	7.93	78.93	25.24
7_1	1.90	1.58	0.28	2.14	72.71	17.37
7_2	1.35	2.22	0.28	1.21	51.66	11.94
7_3	1.90	1.58	0.28	2.14	72.71	17.37

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En principio, se desarrolló un modelo analítico del edificio en estudio empleando el método modificado de la columna ancha modificada. Para fines de análisis el modelo se implementó en el programa de computo SAP2000 (CSI, 2010), como se ilustra en la Figura 4.3. A partir de un análisis modal, se determinó que el edificio cuenta con periodos de vibración asociados a los dos primeros modos iguales a 0.83 seg. y 0.67 seg. para la dirección transversal y longitudinal, respectivamente. No se observó la influencia de la torsión en las formas modales. Las dos primeras formas modales se esquematizan en la Figura 4.4. Posteriormente, se llevó a cabo un análisis estático no lineal del edificio para determinar su curva de capacidad. A continuación se describe con detalle las suposiciones consideradas para el desarrollo del modelo analítico.

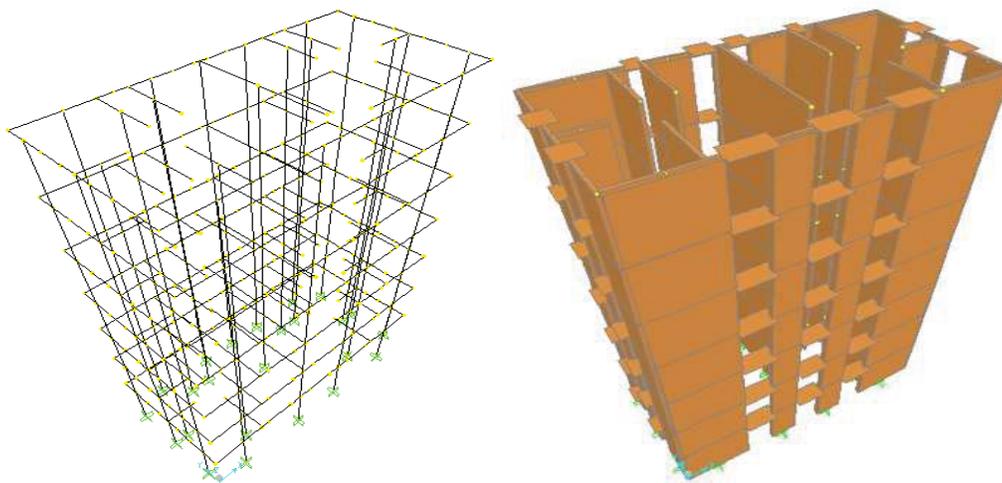
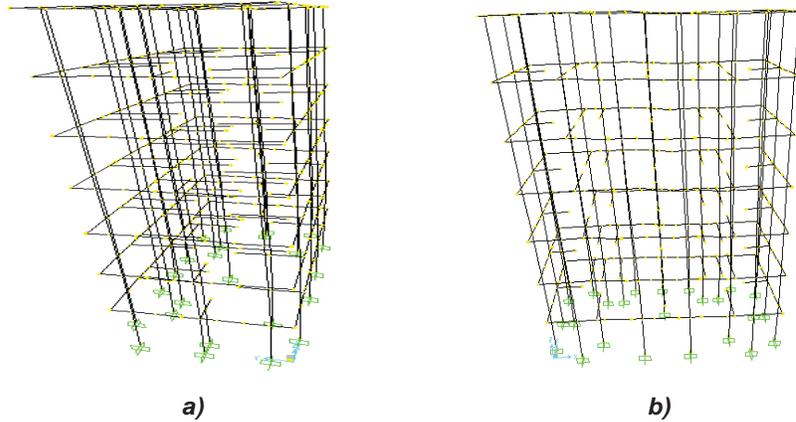


Figura 4. 3 Modelo de edificio de siete niveles



**Figura 4. 4 Formas modales del edificio a) Modo 1 (Dirección transversal, $T=0.83$ seg.);
b) Modo 2 (Dirección longitudinal, $T=0.67$ seg.)**

4.3.1 Articulaciones plásticas a flexión sin presfuerzo

Los diagramas $M-\phi$ representan el comportamiento a flexión de cada uno de los muros de mampostería que conforman el edificio; es decir, son las articulaciones plásticas por flexión. Estos diagramas se presentan en la Figura 4.5 para los muros de la dirección longitudinal y en la Figura 4.6 para aquellos de la dirección transversal.

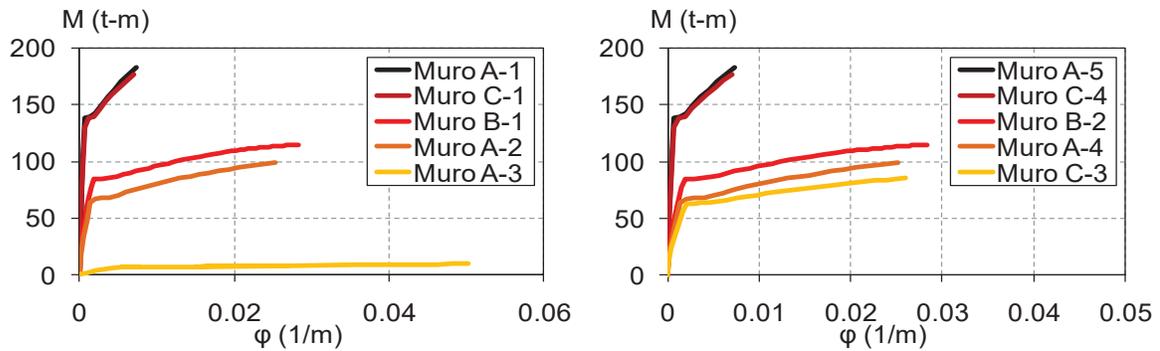


Figura 4. 5 Diagramas $M-\phi$ para definir articulaciones plásticas de muros en la dirección longitudinal

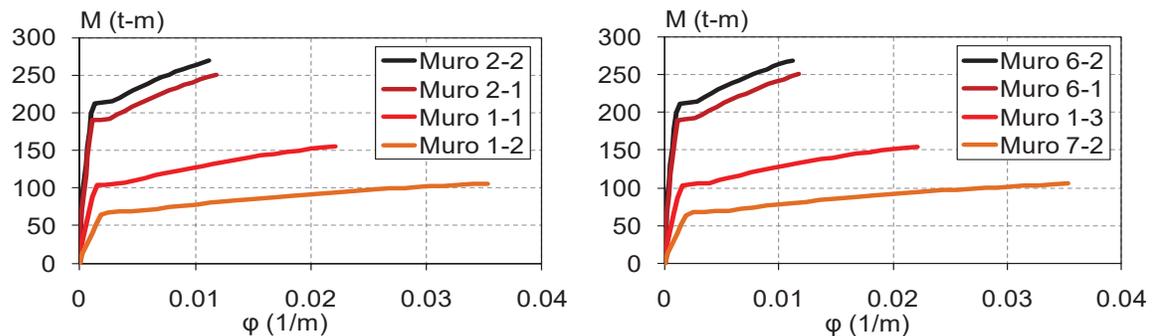


Figura 4. 6 Diagramas $M-\phi$ para definir articulaciones plásticas de muros en la dirección transversal

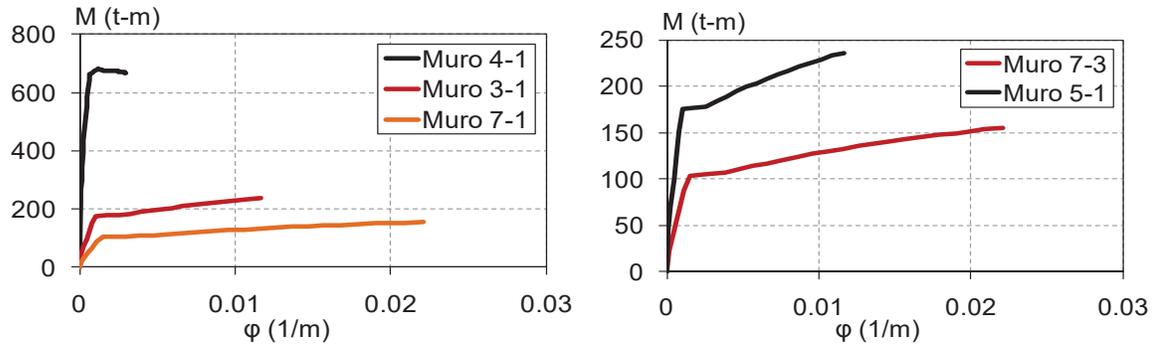


Figura 4. 6 (Continuación) Diagramas M- para definir articulaciones plásticas de muros en la dirección transversal

4.3.2 Resortes inelásticos a cortante

Los resortes inelásticos a cortante fueron determinados a partir del modelo propuesto por Flores y Alcocer (1996) y se ilustran en las Figuras 4.7 y 4.8 para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. En la tabla 4.3 se indican las características de los materiales para determinar los resortes inelásticos a cortante.

Tabla 4. 4 Propiedades de los materiales que conforman el edificio de siete niveles

PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA		
f_m^*	15	kg/cm ²
E_m	9000	kg/cm ²
G_m	3600	kg/cm ²
α_m	3.5	kg/cm ²
t	28	cm

PROPIEDADES DEL CONCRETO		
f_c	250	kg/cm ²
E_c	221359	kg/cm ²
f_t	20	kg/cm ²
PROPIEDADES DEL ACERO		
f_y	4200	kg/cm ²
E_s	2.00E+06	kg/cm ²

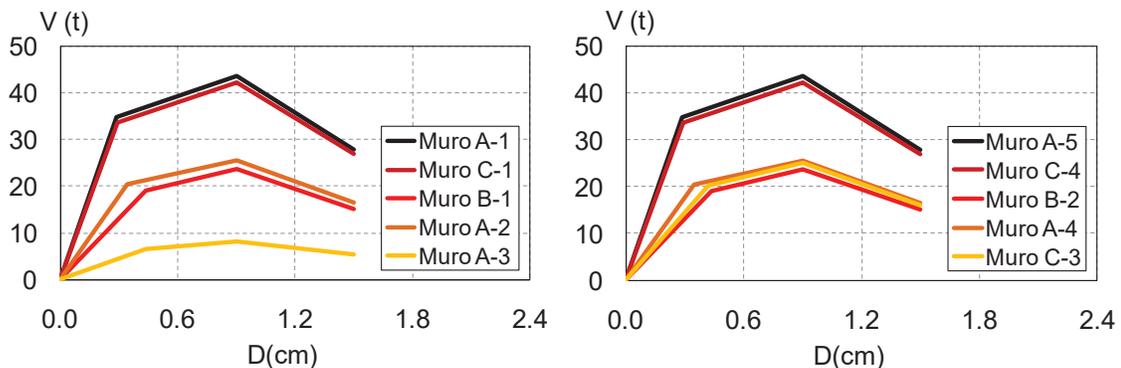


Figura 4. 7 Relaciones cortante-desplazamiento para definir el resorte inelástico a cortante en los muros del edificio en estudio en la dirección longitudinal

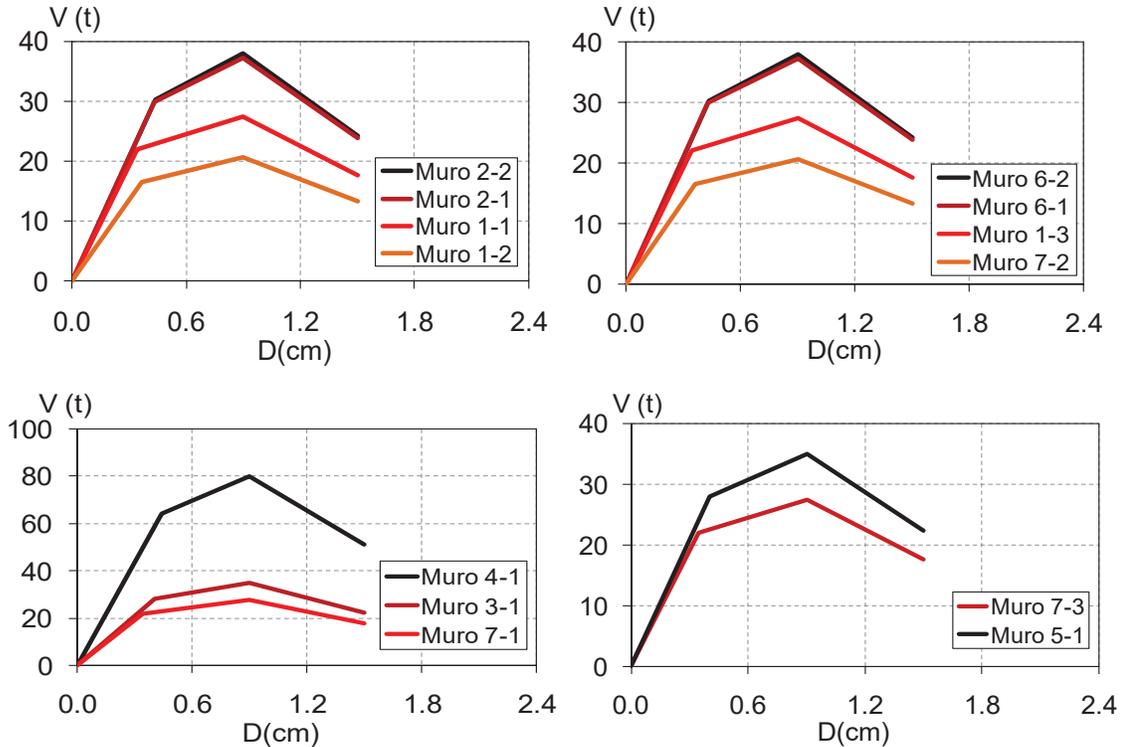


Figura 4. 8 Relaciones cortante-desplazamiento para definir el resorte inelástico a cortante en los muros del edificio en estudio en la dirección transversal

4.3.3 Articulaciones plásticas por flexión con presfuerzo

Para hacer la comparación entre curvas de capacidad del edificio que incluye acero de presfuerzo en sus muros y aquel que no lo contempla, es necesario definir las articulaciones plásticas a flexión considerando el efecto del presfuerzo. Los diagramas $M-\phi$ que definen estas articulaciones se exhiben en las Figuras 4.9 y 4.10.

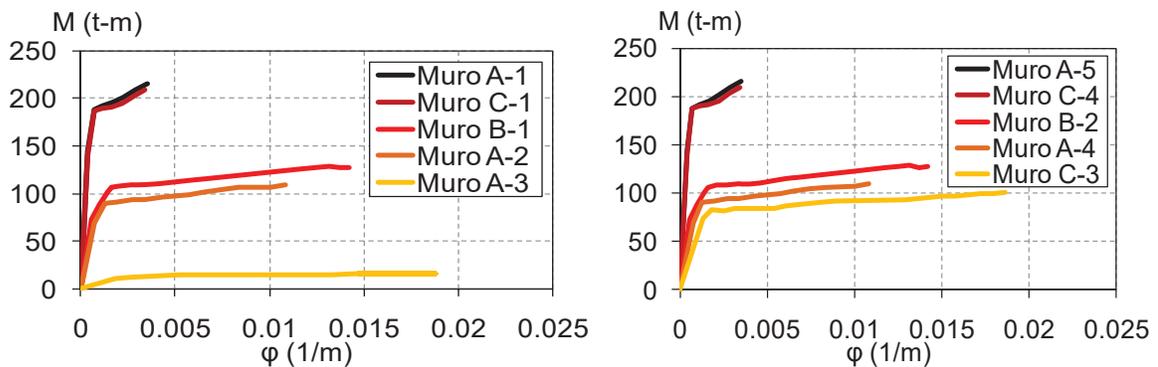


Figura 4. 9 Diagramas $M-\phi$ para definir articulaciones plásticas por flexión de muros en la dirección longitudinal

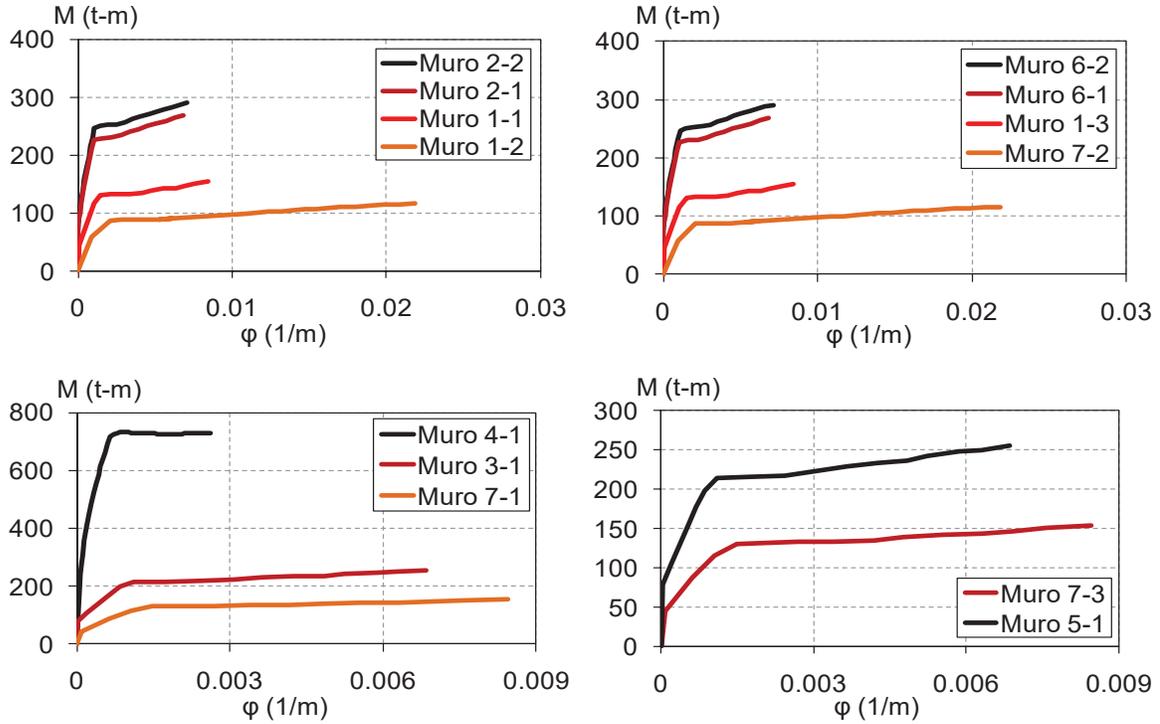


Figura 4. 10 Diagramas M-φ para definir articulaciones plásticas por flexión de muros en la dirección transversal

4.3.4 Curvas de capacidad

Una vez que se construyeron los modelos analíticos, se llevaron a cabo análisis estáticos no lineales para ambos edificios. El primero estaba conformado por muros de mampostería confinada sin presfuerzo y el segundo estaba estructurado por muros de mampostería confinados y postensados. Para cada edificio, se desarrollaron los análisis considerando dos configuraciones de carga lateral: carga triangular invertida y carga parabólica. La carga triangular invertida se tuvo en cuenta al suponerse que la estructura se deforma de acuerdo con su primera forma modal y la configuración de carga parabólica se incluyó para tener en cuenta la influencia de los modos superiores en la deformación del edificio.

En las Figuras 4.11a y 4.11b se presentan las curvas de capacidad del edificio de siete niveles, en la dirección longitudinal, para las disposiciones de carga mencionadas. El cortante en la base, V , de cada curva está normalizado por el peso de la estructura, W , equivalente a 936 t (incluyendo carga viva y muerta) y la distorsión presentada es la de

azotea. En ambas figuras, la línea azul exhibe la curva correspondiente a un análisis en el que se supone que no existen resortes inelásticos en los muros, es decir, su comportamiento es elástico. Fue incluida para mostrar que la rigidez inicial del edificio es independiente de las articulaciones plásticas incluidas en los elementos, cuando se lleva a cabo un análisis estático no lineal. En color negro, se observa la curva de capacidad obtenida cuando en el análisis se incluyen resortes inelásticos a cortante y a flexión que consideran el efecto de presfuerzo. En línea roja se describe la curva de capacidad obtenida al considerar resortes inelásticos a cortante y a flexión sin efecto del presfuerzo en el análisis. De igual manera, en las figuras 4.12a y 4.12b se ilustran las curvas de capacidad de los edificios para la dirección transversal.

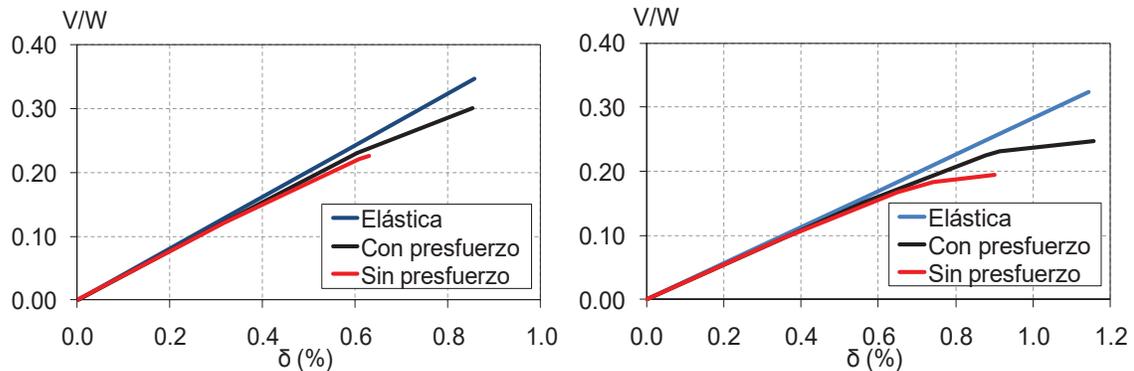


Figura 4. 11 Curvas de capacidad de edificio de siete niveles para la dirección longitudinal:
a) distribución de carga triangular invertida; b) distribución de carga parabólica

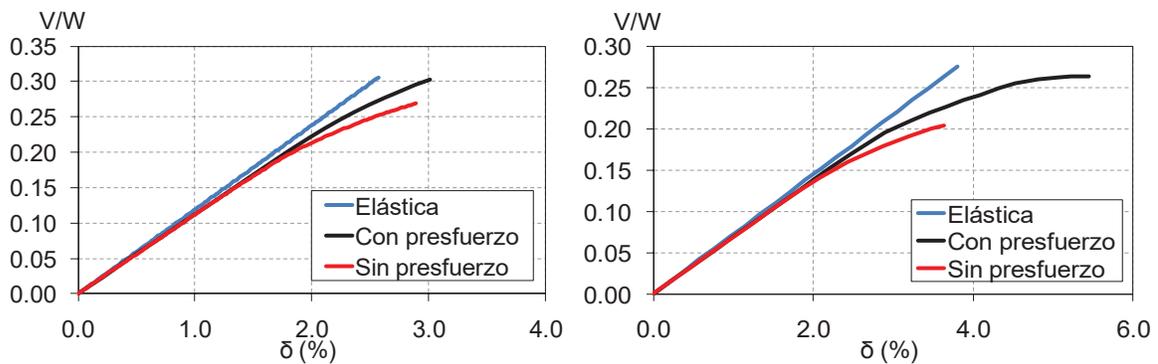


Figura 4. 12 Curvas de capacidad de edificio de siete niveles para la dirección transversal:
a) distribución de carga triangular invertida; b) distribución de carga parabólica

A partir de las gráficas puede notarse que el presfuerzo aumenta la capacidad de deformación de la estructura e incrementa la resistencia a cortante de la misma. Por ejemplo, el edificio que incluye muros presforzados, con una disposición de cargas laterales

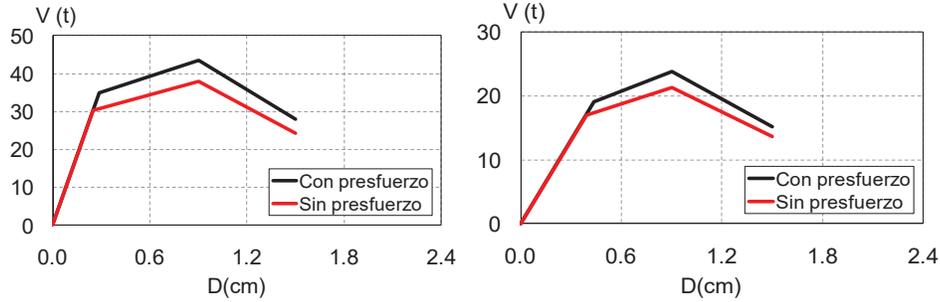
parabólica, en la dirección longitudinal puede alcanzar una distorsión de azotea del orden de 1.16% y la respectiva resistencia a cortante alcanza el valor de 0.25 W. En la dirección transversal, se puede alcanzar una distorsión de azotea la capacidad de deformación es de 5.45% y el cortante resistente correspondiente es de 0.27 W. Para el edificio que no incluye presfuerzo la capacidad distorsión de azotea en la dirección longitudinal es de 0.90% y la resistencia a cortante es de 0.19 W, mientras que en la dirección transversal se alcanzan valores de distorsión de azotea de 3.64% y el cortante respectivo es de 0.21 W. Esto equivale a un aumento de la capacidad de deformación del 29% en la dirección longitudinal y del 50% en la dirección transversal. El incremento de la resistencia a cortante es del 27% y 29% para las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente.

La explicación del aumento de beneficios de la curva de capacidad al incluirse presfuerzo se basa en la ecuación 3.2, reescrita en este capítulo, por conveniencia, como ecuación 4.1.

(4.1)

En esta expresión es posible notar que la resistencia a cortante de un muro de mampostería depende de la carga axial actuante a compresión P, (Fig 4.14), así como el diagrama momento-curvatura también depende de P. Por otro lado, la carga a compresión actuante se afecta por la inclusión de presfuerzo en los muros de mampostería y por nivel de este presfuerzo. En consecuencia, la resistencia a cortante de cada muro de mampostería está directamente relacionada con la inclusión de presfuerzo, lo cual conlleva a que una estructura compuesta por varios muros de mampostería confinada y postensada tenga mayor resistencia a cortante en comparación con las estructuras conformadas por muros de mampostería confinada no postensada.

Como consecuencia de lo anterior, puede pensarse que para incrementar la curva de capacidad del edificio es necesario implementar muros postensados de mampostería. No obstante, en un caso práctico sería conveniente conocer si se requiere postensar los muros de todos los niveles o solo muros de algunos. Para ello, analíticamente se ha observado el progreso de la formación de las articulaciones plásticas en todo el edificio.



**Figura 4. 13 Incidencia del presfuerzo en la resistencia a cortante de muros de mampostería:
Muro A-1 b) Muro B-1**

En la figura 4.14a y 4.14b se ilustra la configuración de articulaciones plásticas que se presenta en el edificio, en la dirección longitudinal, para la disposición de cargas laterales triangular invertida y parabólica, respectivamente, cuando el análisis estático no lineal llega a su final. Las articulaciones están representadas por puntos con colores de acuerdo con su nivel de daño. El daño está caracterizado en la barra de colores inferior, y es progresivo, de izquierda a derecha.

A partir de la figura 4.14 es posible observar que la configuración de las articulaciones plásticas depende de la disposición de cargas laterales. Es decir, para una distribución de carga lateral triangular invertida, los primeros muros del edificio en desarrollar su capacidad inelástica son los que están ubicados en los cuatro niveles inferiores. Como consecuencia, debe incrementarse la resistencia a cortante y a flexión primordialmente en estos niveles, lo cual se puede lograr implementando acero de presfuerzo en los muros de mampostería correspondientes. En contraste, si se considera una disposición de carga lateral parabólica, los muros de todos los niveles desarrollan capacidad inelástica significativa y por lo tanto se requiere que el presfuerzo se aplique a muros de todos los niveles. Asimismo, en la dirección transversal, para la disposición de carga lateral triangular invertida el daño se presenta en los niveles más bajos y para la disposición de carga parabólica el daño ocurre en todos los niveles, aunque la diferencia en este caso fue menos evidente (Fig 4.15).

En síntesis, los análisis llevados a cabo teniendo en cuenta la carga triangular invertida proporcionan resultados que concuerdan con ensayos experimentales (Arias, 2005), ya que los edificios de mampostería (altos o bajos) tienden a presentar mayores daños en los niveles inferiores al ser sometidos ante cargas laterales (Fig 4.16).

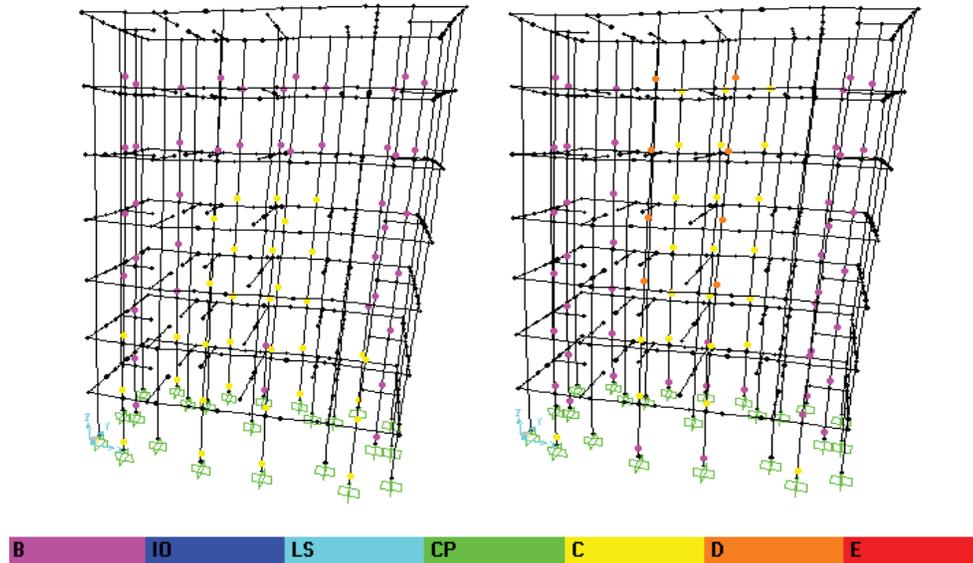


Figura 4. 14 Configuración de articulaciones plásticas en la dirección longitudinal: a) distribución triangular invertida b) distribución parabólica

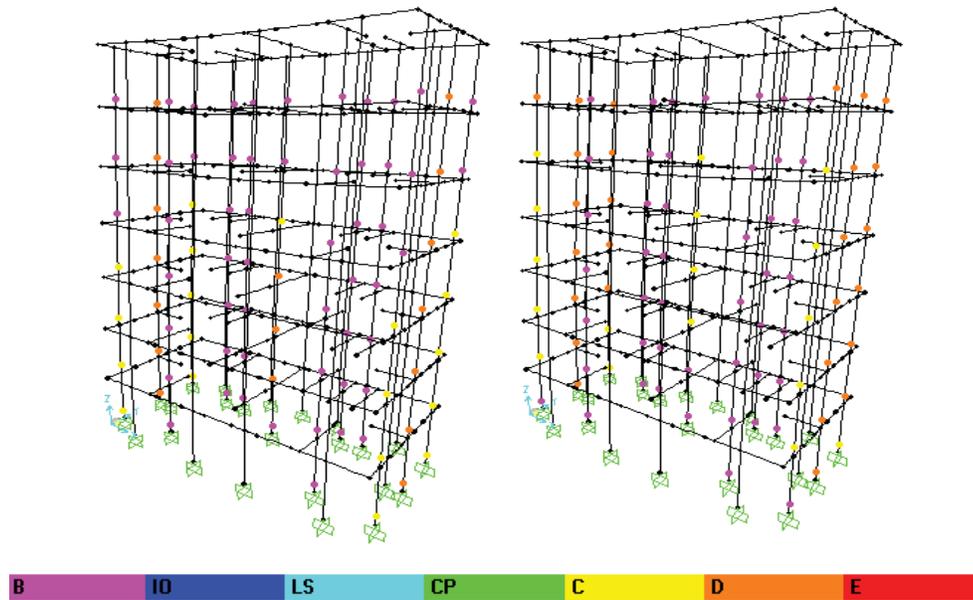


Figura 4. 15 Configuración de articulaciones plásticas en la dirección transversal: a) distribución triangular invertida b) distribución parabólica

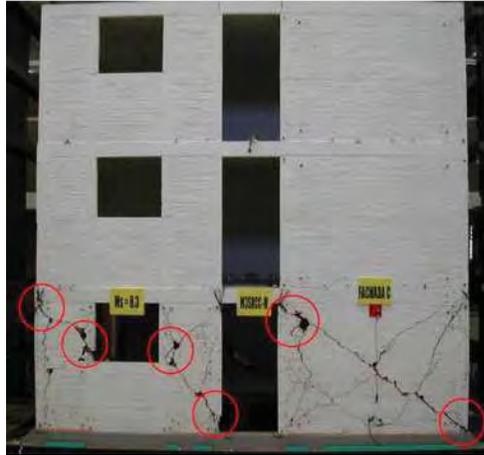


Figura 4. 16 Daños en estructura de mampostería de tres niveles (Arias, 2005)

Para corroborar que la implementación de muros postensados en los cuatro niveles inferiores del edificio ofrece un comportamiento cercano a la curva de capacidad que se obtiene al incluirse muros postensados en todos los niveles, se realizaron análisis estáticos no lineales en cada dirección y las curvas fueron superpuestas, como se presenta en la Figura 4.17. La configuración de articulaciones plásticas se ilustra en la Figura 4.18. De estas figuras se puede concluir que, en términos prácticos, es conveniente utilizar muros postensados de mampostería para los niveles más bajos del edificio, puesto que el efecto del presfuerzo en los niveles altos no ofrece grandes ventajas con respecto al edificio que contempla muros no postensados.

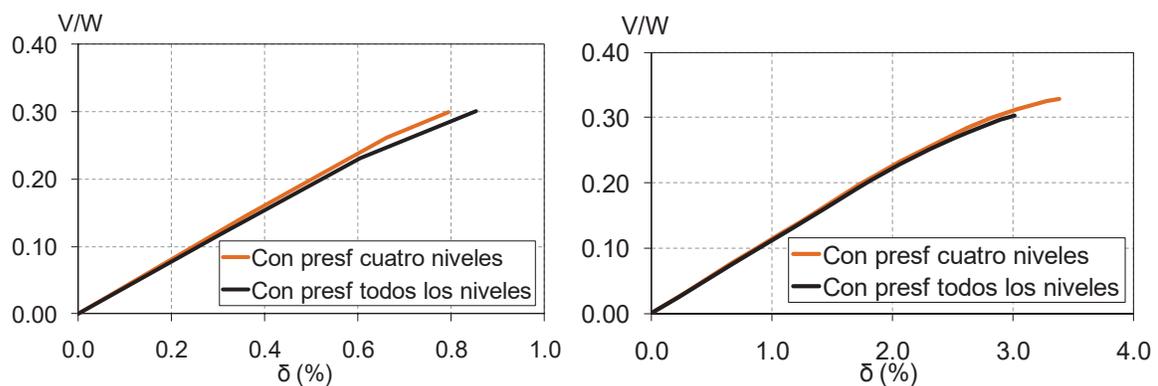


Figura 4. 17 Curvas de capacidad de edificio de siete niveles con distribución de carga lateral triangular invertida a) dirección longitudinal; b) dirección transversal

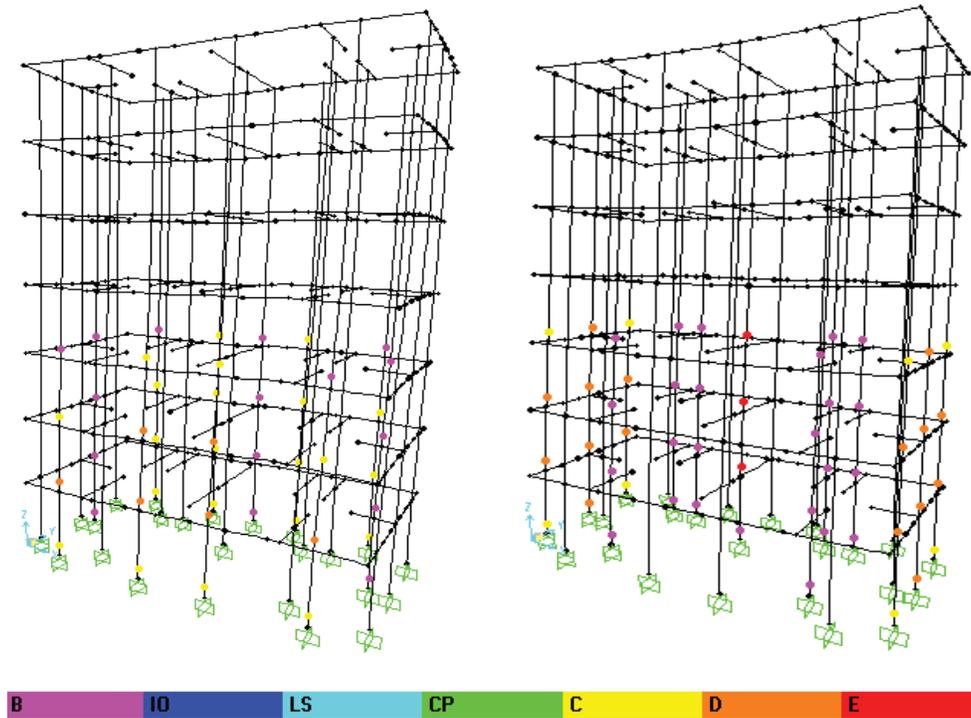


Figura 4. 18 Curvas de capacidad de edificio de siete niveles con distribución de carga lateral triangular invertida a) dirección longitudinal; b) dirección transversal

4.4 COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO A NIVEL DE MUROS

Finalmente, se realizó un análisis modal espectral del edificio para conocer los elementos mecánicos (carga axial y momento flexionante en el plano) de cada elemento. El objetivo fue comparar estos elementos mecánicos con la resistencia de los muros de mampostería que conforman el edificio. Las demandas sísmicas se obtuvieron a partir del espectro de diseño mostrado en la Figura 4.1. Las combinaciones de carga incluidas en este análisis fueron las mismas que se utilizaron en el diseño.

Para comparar la flexión pura, se superpusieron curvas provenientes del análisis momento-curvatura de cada muro con el valor de la demanda de momento. Se generaron tres gráficas momento-curvatura para cada muro en consideración. Una fue obtenida suponiendo un espesor de muro equivalente al de diseño, mostrado en las Tablas 4.1 y 4.2. Además, se contaba con la presencia de refuerzo en los castillos, de la siguiente manera: seis barras número cuatro para los muros de la dirección longitudinal y seis barras número cinco para

los muros de la dirección transversal. Otra gráfica fue derivada suponiendo un espesor de muro de 14 cm y la misma cantidad de refuerzo que el caso anterior en los castillos. Por último, se generó un diagrama suponiendo el espesor de muros de 14 cm, la cantidad de acero de refuerzo similar a los casos anteriores y además se incluyó la contribución de un tendón de acero de presfuerzo de diámetro de 12.7 mm postensado a 0.4 veces el esfuerzo último del tendón.

Para cada muro que conforma el primer nivel el edificio, se ilustran los tres casos de diagrama $M-\phi$ mencionados, en las Figuras 4.19 y 4.20 para la dirección transversal y longitudinal, respectivamente. En estos diagramas es posible notar la influencia positiva del acero de presfuerzo en el comportamiento de cada muro a la flexión pura, ya que se puede cambiar un muro de mampostería de un espesor determinado a uno de menor espesor, si en sus extremos se incluyen tendones de presfuerzo, con lo cual se logra una adecuada resistencia a flexión en el plano.

Por ejemplo, para el muro A-1 de la Figura 4.19 el diseño sugiere que su espesor sea de 28cm para resistir adecuadamente el momento flexionante de 105.7 t-m (mostrado a través de una línea negra). El diagrama momento-curvatura para este muro se muestra en línea amarilla. Sin embargo, es posible garantizar esta resistencia con un muro de 14 cm de espesor si se le incluye acero de presfuerzo en los castillos (línea naranja), mientras que un muro de 14cm de espesor no alcanzaría a resistir holgadamente la flexión si no contara con el tendón de presfuerzo, como se exhibe con la línea roja.

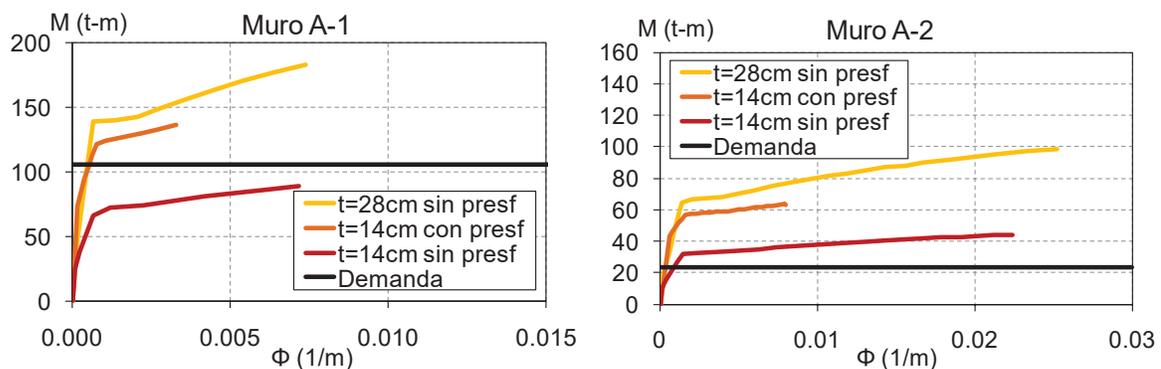


Figura 4. 19 Diagramas $M-\phi$ para muros orientados en la dirección longitudinal

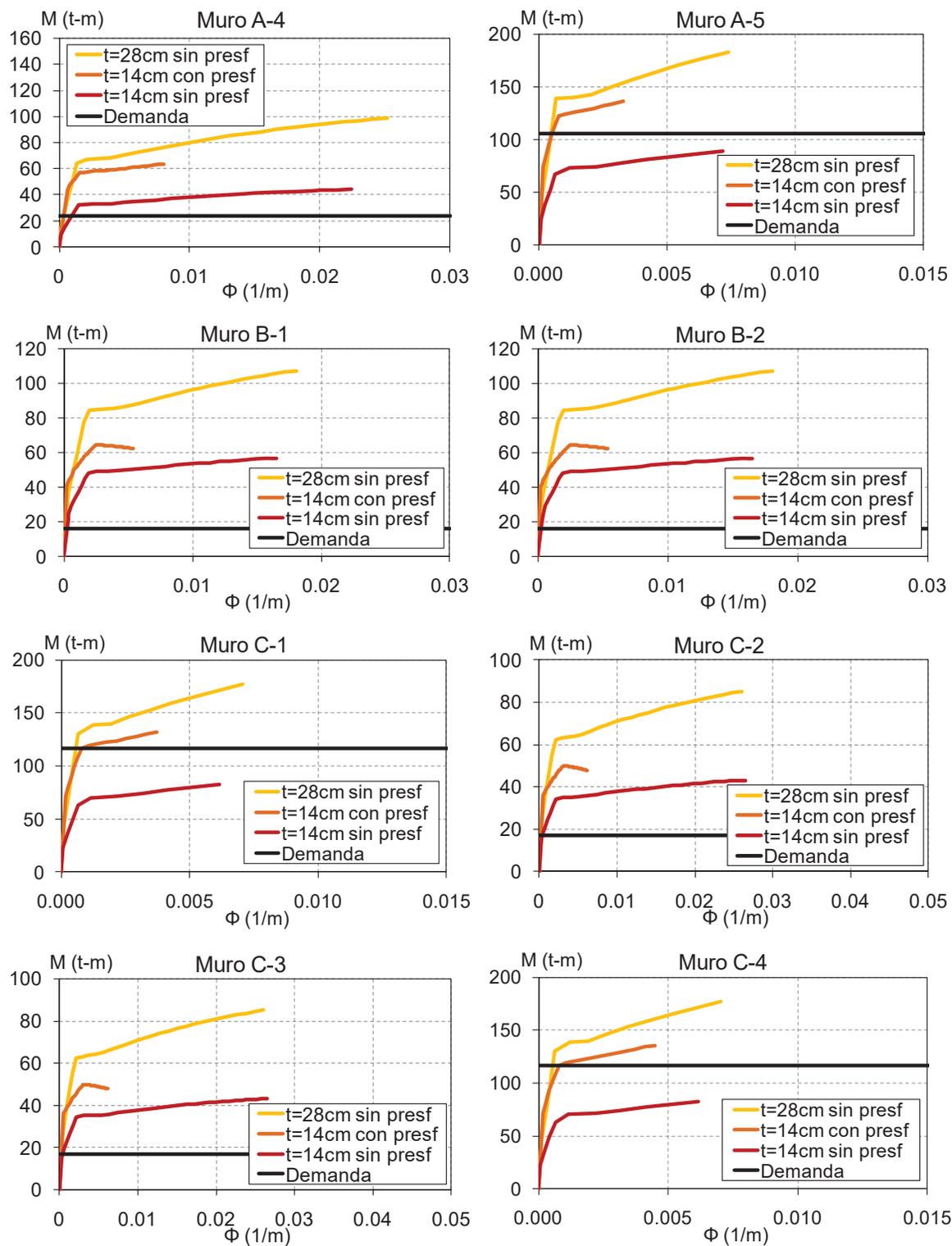


Figura 4. 19 (Continuación) diagramas $M-\phi$ para muros orientados en la dirección longitudinal

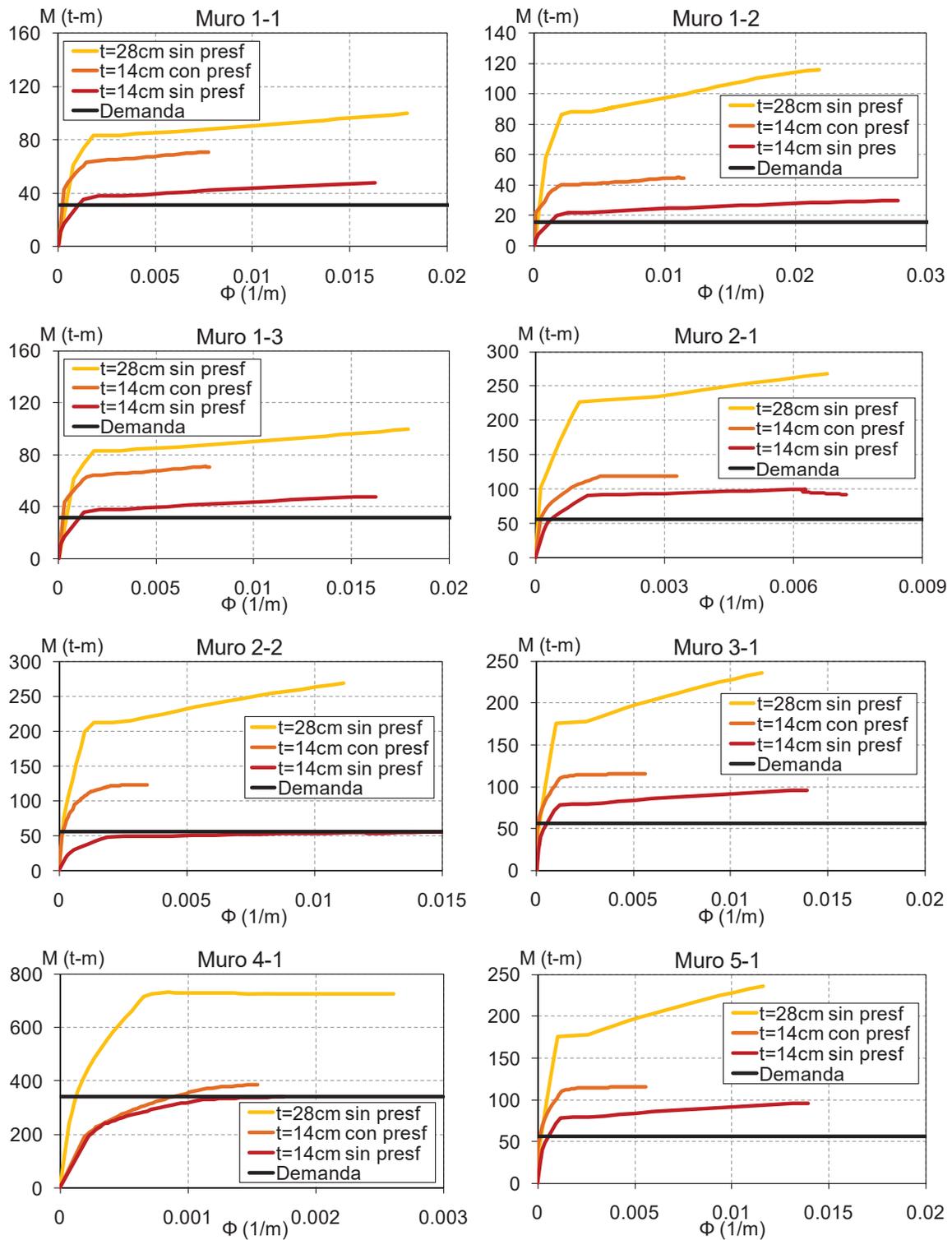


Figura 4. 20 diagramas $M-\phi$ para muros orientados en la dirección transversal

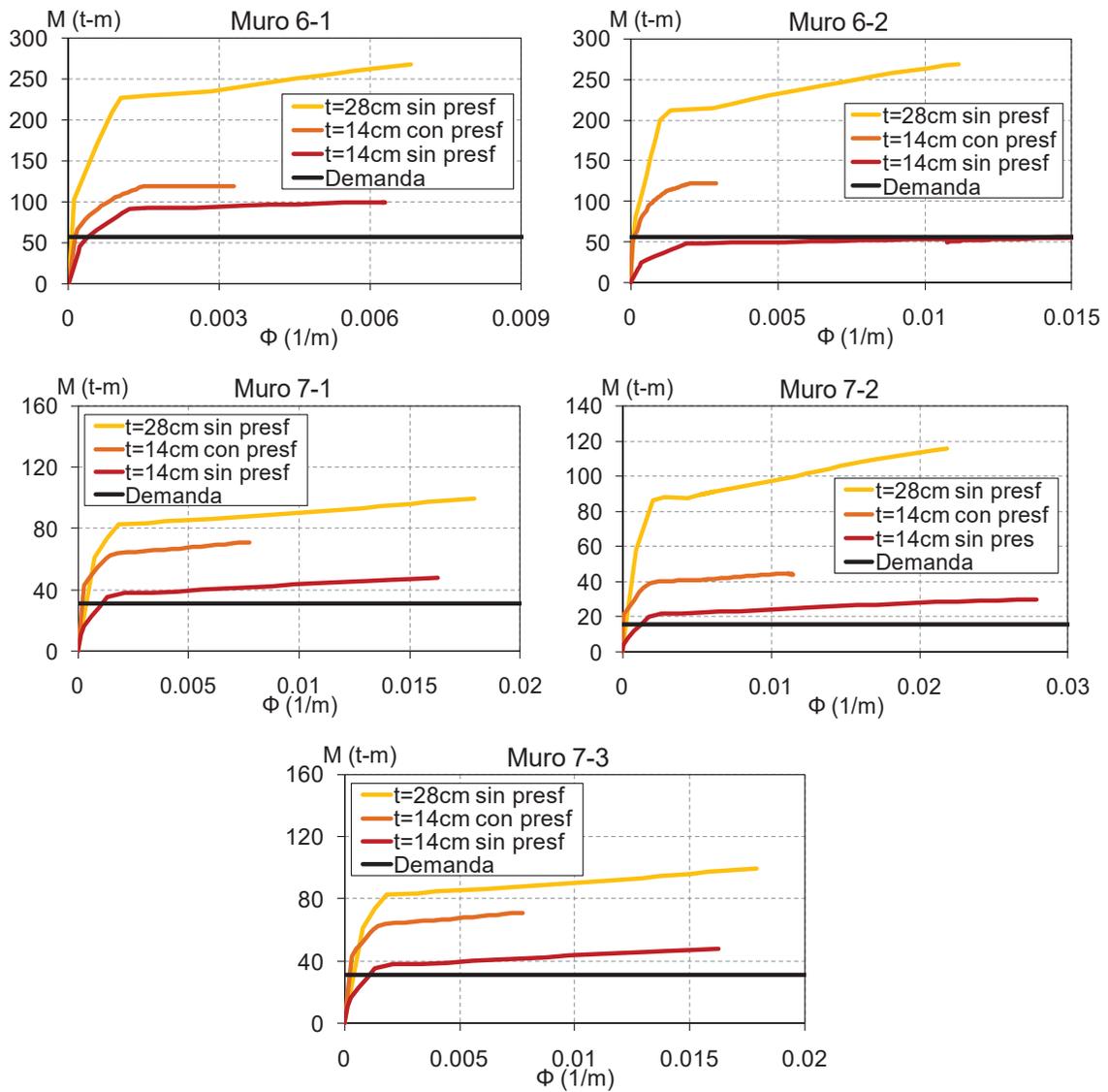


Figura 4. 20 (Continuación) diagramas $M-\phi$ para muros orientados en la dirección transversal

4.5 EVALUACIÓN DE LOS ELEMENTOS A FLEXOCOMPRESIÓN

Dado que los muros de mampostería no se encuentran sujetos solamente a flexión en el plano, sino a una combinación de carga axial y momento flexionante, se presenta su evaluación mediante diagramas carga axial-momento flexionante. En las Figuras 4.21 y 4.22 se muestran los diagramas de interacción de cada uno de los muros del primer nivel de la estructura en la dirección longitudinal y en la dirección transversal, respectivamente. Así mismo, para cada muro se presenta la demanda de carga axial y momento flexionante de la combinación de carga crítica en la dirección correspondiente.

Los resultados de los análisis a flexocompresión de muros mampostería confinada que componen el edificio revelan que todos los muros del primer nivel del edificio original ofrecen un adecuado comportamiento a flexocompresión puesto que la combinación momento-carga axial requerida se encuentra dentro de la superficie de falla (línea amarilla). Además, es posible notar que aquellos muros postensados de 14 cm de espesor (línea naranja) tienen mayor superficie de falla en el diagrama de interacción, carga axial-momento, que los muros no postensados del mismo espesor (línea roja).

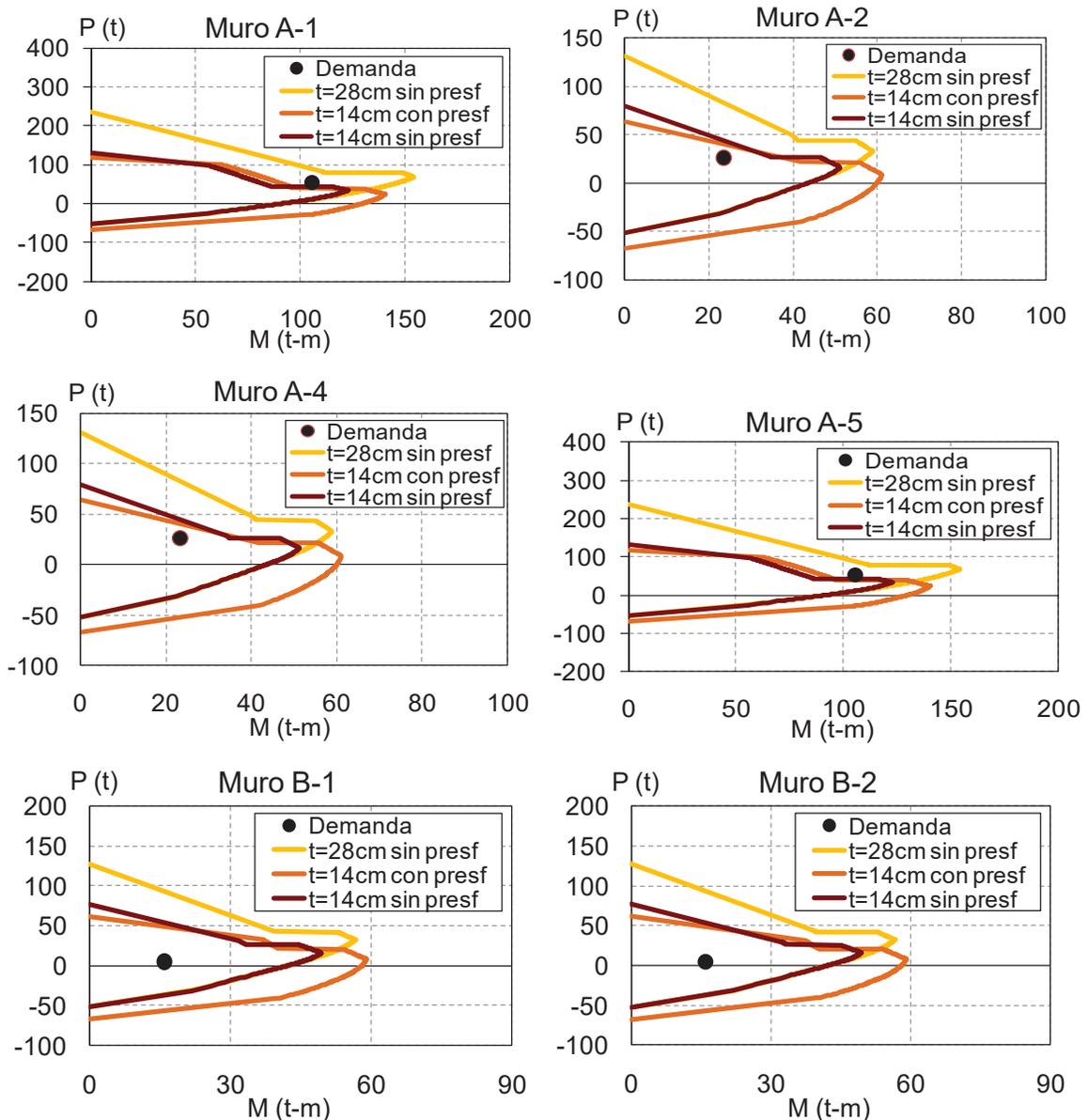


Figura 4. 21 Diagramas de interacción de muros en dirección longitudinal del edificio

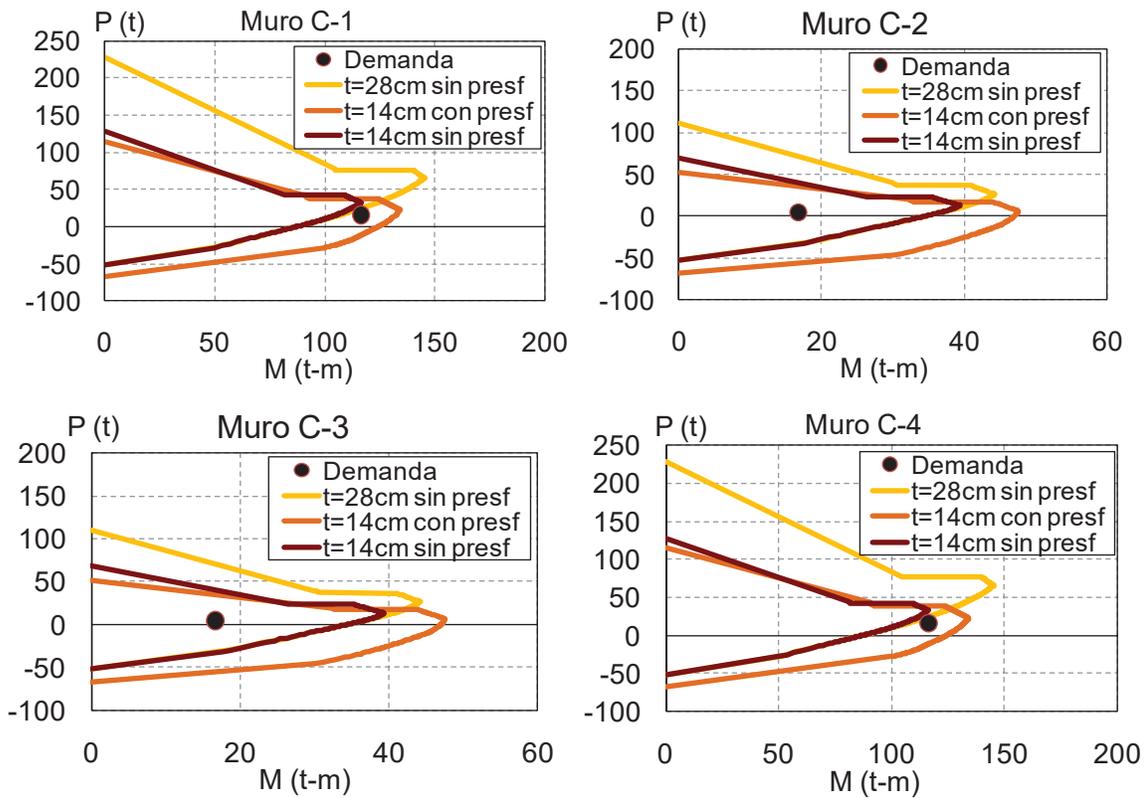


Figura 4. 21 (Continuación) diagramas de interacción de muros en dirección longitudinal del edificio

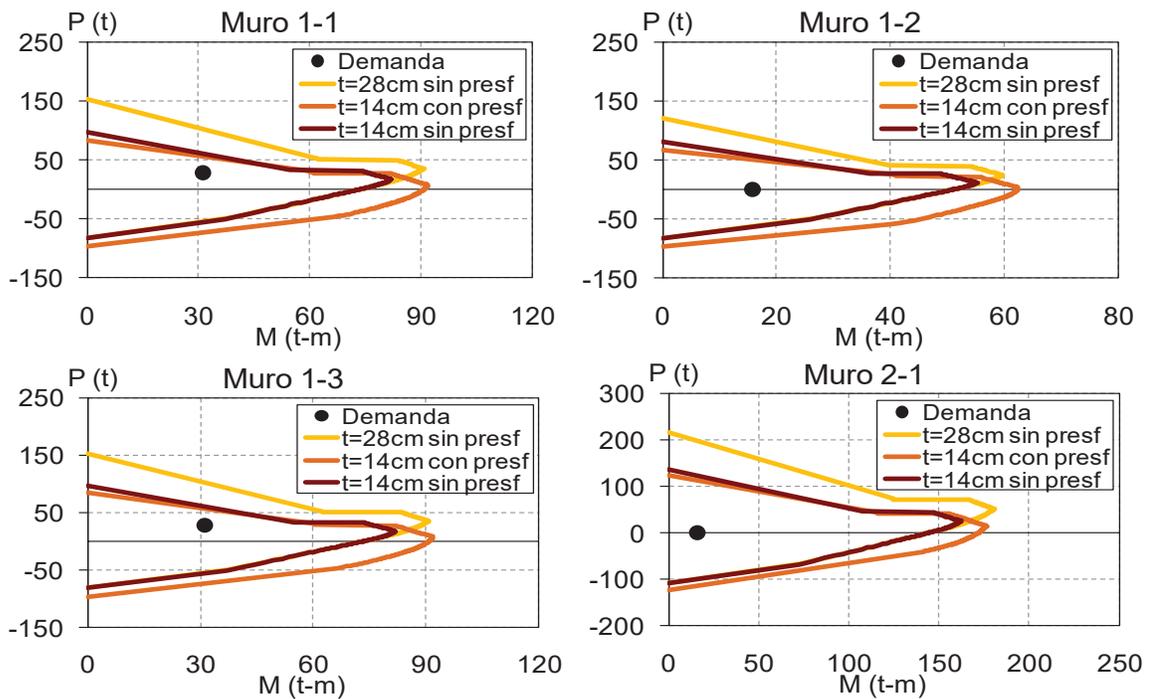


Figura 4. 22 Diagramas de interacción de muros en dirección transversal del edificio

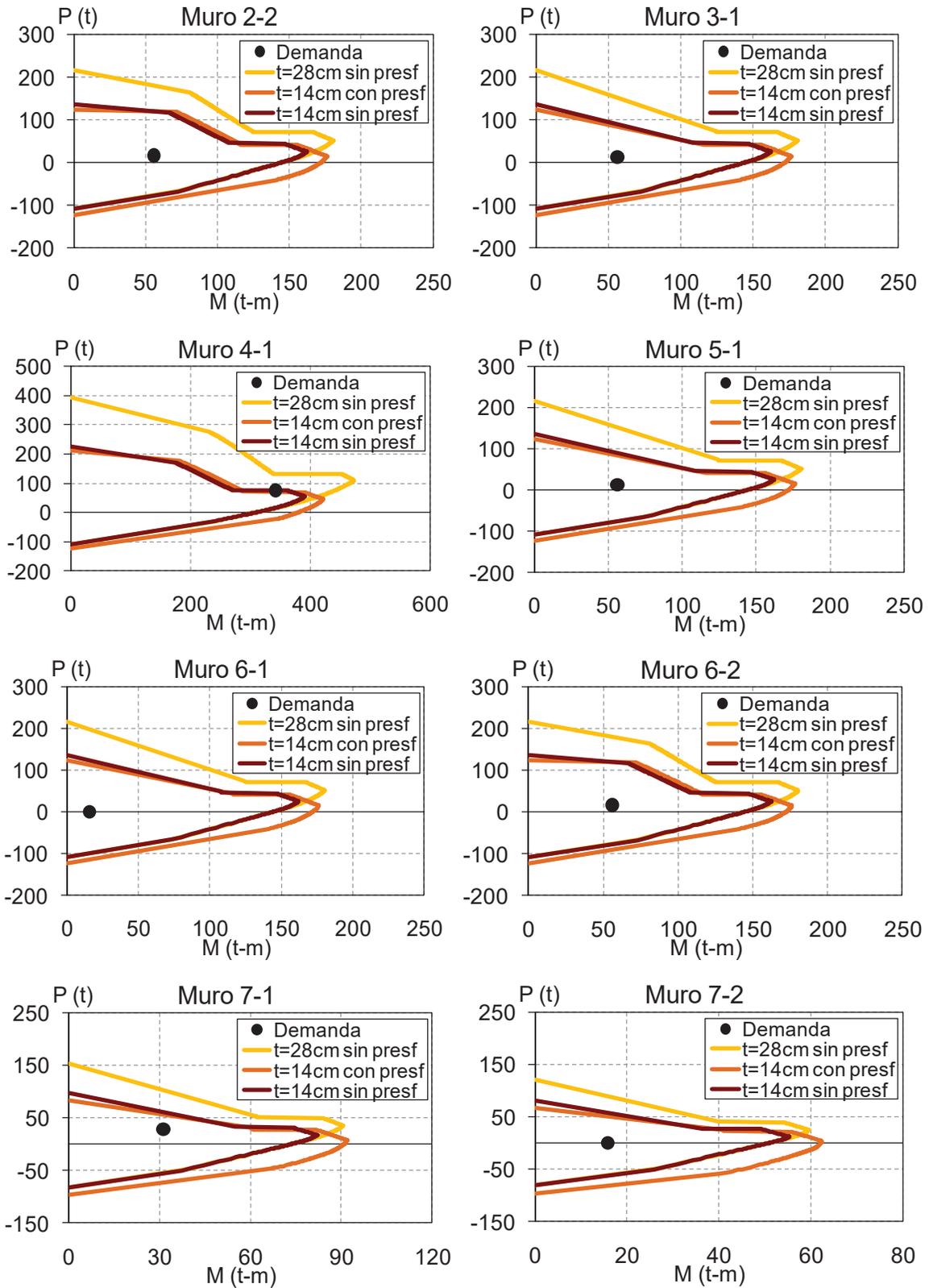


Figura 4. 22 (Continuación) Diagramas de interacción de muros en dirección transversal del edificio

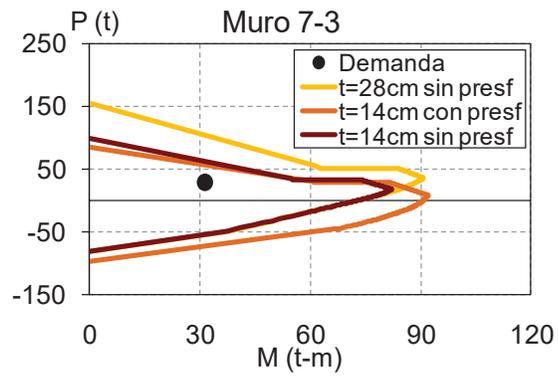


Figura 4. 22 (Continuación) Diagramas de interacción de muros en dirección transversal del edificio

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

El objetivo general de la investigación que se presentó en este trabajo consistió en evaluar analíticamente la factibilidad de emplear dos tecnologías constructivas para el diseño de edificios altos a base de muros de carga de mampostería confinada en zonas sísmicas. La primera propuesta consistió en insertar tendones de presfuerzo en los castillos que confinan los muros para elevar su resistencia a flexión en el plano. Dado que los tendones de presfuerzo inducen un esfuerzo adicional de compresión axial al muro, la segunda propuesta consistió en incluir placas de confinamiento en las juntas de mortero para aumentar su resistencia a compresión axial. Para tal fin, se realizó una evaluación a nivel de muros individuales y a nivel de un edificio estructurado a base de muros confinados y postensados.

En una primera etapa de esta investigación, se obtuvieron diagramas momento-curvatura y diagramas de interacción carga axial-momento flexionante para muros postensados y confinados, considerando algunas variables como: 1) la relación de aspecto del muro, 2) la fuerza de tensado de los tendones, 3) la cuantía de presfuerzo, 4) el tipo de pieza, y 5) el efecto de incluir placas de confinamiento. En una segunda etapa, se evaluó el efecto del acero de presfuerzo en un edificio de siete niveles sujeto a cargas laterales. Para ello, se comparó la curva de capacidad obtenida mediante un análisis estático no-lineal, de un edificio alto de mampostería estructurado a base de muros tradicionales con la curva de capacidad del mismo edificio estructurado con muros postensados. A partir de este estudio, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. Se obtuvieron resultados satisfactorios del comportamiento a flexión de muros de mampostería que incluyen acero de presfuerzo en los castillos de confinamiento, ya que se eleva el momento de fluencia y el momento último resistente de los muros de acuerdo con la cantidad de área efectiva de los tendones que se disponga. Sin embargo, debe resaltarse que la ductilidad de curvatura disminuye apreciablemente por la inclusión del presfuerzo.
2. La relación de aspecto del muro es una variable que influye significativamente en el resultado del diagrama momento-curvatura, tanto en muros con presfuerzo como en aquellos que no lo contemplan. En muros poco esbeltos, el momento resistente para una curvatura dada es más grande que en elementos de mayor relación . No obstante, la ductilidad de curvatura se reduce sensiblemente, lo que conduce a fallas más frágiles.
3. El nivel de presfuerzo influyó tanto en la ductilidad de curvatura de los muros de mampostería como en el momento último a flexión. Ambos parámetros disminuyen a medida que aumenta la fuerza de presfuerzo; en particular, la ductilidad de curvatura aumenta conforme se incrementa el nivel de presfuerzo. Asimismo, se observó que el momento al cual ocurre la fluencia del acero aumenta conforme se incrementa el nivel de presfuerzo, mientras que la curvatura correspondiente se mantiene sin cambios significativos para todos los valores de presfuerzo estudiados.
4. Sin importar la relación de aspecto del muro, los muros postensados construidos con tabique extruido verticalmente de dos huecos exhibieron menor resistencia a flexión y capacidad de deformación en comparación con las calculadas cuando se emplea ladrillo rojo recocido o tabicón.
5. El uso de platinas de acero galvanizado entre las hiladas de las piezas en la zona susceptible a compresión de la mampostería no incrementó la resistencia a flexión del muro respecto a un muro sin ellas. Lo anterior puede atribuirse a que la

participación de los castillos tiene una contribución mucho mayor que las placas de confinamiento en la resistencia a compresión generada por la flexión.

6. A partir de los análisis estáticos no-lineales realizados a un edificio de siete niveles estructurado a base de muros confinados tradicionales así como estructurado con muros confinados y postensados se observó lo siguiente: 1) No obstante que se anticipa una interacción flexión-cortante en los muros, el modo de falla de ambos edificios estaría gobernado por el cortante en la dirección longitudinal (con menor densidad de muros), y 2) el efecto del acero de presfuerzo en la curva de capacidad del edificio incrementa la capacidad de deformación de la estructura y la resistencia a cortante en la base de la misma.
7. Asimismo, se observó que la demanda de momento flexionante de cada muro de mampostería de los pisos inferiores que conforma el edificio de siete niveles estudiado puede ser resistida por muros de menor espesor (14 cm) que aquel espesor sugerido en el diseño tradicional (28 cm), si en sus extremos se incluyen tendones de presfuerzo. De esta manera, se concluye que el uso de muros confinados y postensados es adecuado y puede considerarse como una opción para el diseño de edificios altos de mampostería en zonas sísmicas.

5.2 RECOMENDACIONES

En el presente estudio se demostró analíticamente la factibilidad de emplear acero de alta resistencia postensado en muros de mampostería confinada para incrementar su resistencia a flexión en el plano. Sin embargo, es recomendable continuar con una etapa de investigación experimental, en la que se incluya el estudio del comportamiento de muros postensados de mampostería confinada ante cargas cíclicas reversibles del tipo sísmico. En esta nueva etapa de investigación será posible identificar los modos de falla del sistema, cuantificar las pérdidas del presfuerzo y proponer expresiones de diseño para su implementación en la práctica profesional. Asimismo, a fin de evaluar el nivel de influencia de cada parámetro que contribuye en la respuesta de los muros de mampostería postensada

ante cargas laterales, se recomienda llevar a cabo una investigación analítica empleando elementos finitos no lineales.

REFERENCIAS

Arango, J. (2001): “**Edificios altos de mampostería en arcilla**”, Revista terracota ISSN 1657-7116, Bogotá, diciembre, 2001.

Arias, J. (2005): “**Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles**”, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.

Bazán, Enrique, (1980): “**Muros de mampostería ante carga lateral, estudios analíticos**”, Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Cervantes y Jean, R. (2009): “**Diseño de edificios de mampostería altos en zonas sísmicas**”, Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, Pue., Art. 5-37.

Clough, R. W., King, I. P., y Wilson, E. L. (1964): “**Structural analysis of multistory buildings**”, Journal of the Structural Division, ASCE 90(ST3), 19–34.

Ewing, B.D. (2008): “**Performance of post-tensioned clay brick masonry walls with openings**”, Tesis Doctoral, North Carolina State Univ., Raleigh, N.C.

Ewing, B.D., y Kowalsky, M.J. (2004): “**Compressive behavior of unconfined and confined clay brick masonry**”, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 4, april 1, 2004.

Flores, L., and Alcocer, S.M., (1996): “**Calculated response of confined masonry structures**”, Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco; Paper No. 1830.

Flores, A., Arroyo, D., Quiroz, L. (2009): “**Modelos esfuerzo deformación axial para mampostería confinada fabricada en México D.F.**”, Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, Pue., Art. 8-12.

Gallegos, H. (1991): “**Albañilería Estructural**”, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2ª. Edición, Fondo Editorial, 483 pp.

Kaushik H.B., Rai, D.C., y Jain, S.K. (2007): “**Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression**”, Journal of Materials in Civil Engineering, 19(9), pp. 728-739.

Laursen, P., e Ingham, J.M. (2004): “**Structural testing of large-scale posttensioned concrete masonry walls**”, Journal of Structural Engineering ASCE, 130(10), pp. 1497-1505.

Lazzarini, D., Laursen, P., McDaniel, C. (2010): “**Out-of-plane seismic performance of unreinforced masonry walls retrofitted with unbonded post-tensioning tendons**”, Masonry Research, mayo, 2010.

MacLeod, I. A. y Hosny, H. M. (1977): “**Frame analysis of shear wall cores.**” Journal of the Structural Division, ASCE 103(ST10), 2037–2047.

Mander, J.B., Priestley, J.N. y R. Park (1988): “**Theoretical stress –strain model for confined concrete**”, Journal of structural Engineering volumen 14, agosto, 1988.

Priestley, M. J. N., y Elder, D. M. (1983): “**Stress-strain curves for unconfined and confined concrete masonry**”, ACI Journal, 80(3), 192–201.

Ramírez M. A., y Paulini Palacios. A. (2006): “**Mampostería postensada sismoresistente**”, III Congreso Colombiano de ingeniería sísmica, octubre, 2006.

Rodríguez, M., y Botero, J.C. (1997): “**Evaluación del comportamiento de barras de acero de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo**”, Revista de Ingeniería Sísmica, 56, pp. 9-27.

Rosenboom, O. A., y Kowalsky, M.J. (2004): “**Reversed in-plane cyclic behavior of posttensioned clay brick masonry walls**”, Journal of Structural Engineering ASCE, 130(5), pp. 787-798.

Rosenboom, O. A. (2002): “**Posttensioned clay brick masonry walls for modular housing in seismic regions**”, Tesis de Maestría, North Carolina State Univ., Raleigh, N.C.

Stafford Smith, B. and Abate, A. (1981): “**Analysis of non-planar shear wall assemblies by analogous frame**”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers 71(2), 395–406.

Terán-Gilmore, A., Zuñiga-Cuevas. O y Ruiz-García J (2009a): “**Displacement-Based Seismic Assessment of Low-Height Confined Masonry Buildings**”, Earthquake Spectra, Volume 25, No. 2, pages 439–464, May 2009.

Terán-Gilmore, A., Arroyo-Espinoza, D., y Ruiz-García J (2009b): **Diseño por desempeño ;el futuro para el diseño de las estructuras de mampostería?**, Memorias del VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural en la vivienda, Guanajuato, Gto. 2009.

Valenzuela, E. (2010): “**Sobrerresistencia en estructuras de mampostería**”, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana.

Wight, G., Kowalsky, M.J. y Ingham, J.M. (2007): “**Shake Table Testing of Posttensioned Concrete Masonry Walls with Openings**”, Journal of structural engineering asce, pp.1551, november, 2007.

Wight, G., Ingham, J.M., y Wilton, A.R (2007): “**Innovative seismic design of a post-tensioned concrete masonry house**”, Can. J. Civ. Eng. Vol. 34, 2007.

Flores, L y Alcocer, S. M. (1995): “**Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería confinada**”, Informe de tesis de maestría, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

Zuñiga-Cuevas, O. (2005): “**Evaluación analítica de la respuesta sísmica de las edificaciones de mampostería**”, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana.