

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA RESPUESTA
SÍSMICA DE LAS EDIFICACIONES DE
MAMPOSTERÍA

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A
OSCAR ZÚÑIGA CUEVAS

DIRECTOR DE TESIS: **DR. AMADOR TERÁN GILMORE**

MÉXICO, D. F. DICIEMBRE DE 2005

A mis padres, hermana y a la
memoria de mi hermano.

AGRADECIMIENTOS.

Quiero expresar un gran sentimiento de gratitud a las personas e instituciones que de alguna manera permitieron la realización de este trabajo de tesis.

En primer lugar, agradezco al Dr. Amador Terán Gilmore por el apoyo brindado como director de tesis durante el tiempo que tomo el desarrollo de la misma. Aprovecho también para expresar la motivación que de él fue derivada por su ejemplo y dedicación.

Agradezco al Dr. Jorge Ruiz García y al Dr. Manuel E. Ruiz-Sandoval Hernández por su amable e incondicional ayuda con respecto a las sugerencias y comentarios derivados de la revisión exhaustiva de la tesis.

Por ultimo quiero expresar mi mas sincero reconocimiento al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico brindado durante el tiempo de mis estudios de maestría, y a la Universidad Autónoma Metropolitana, en especial al área de estructuras, por ofrecer una educación de calidad que me ha permitido desarrollar como persona y como profesional.

Índice

CAPÍTULO 1. Introducción	1
1.1 Introducción.....	1
CAPÍTULO 2. La mampostería	3
2.1 Historia.....	3
2.1.2 Aspectos históricos de las estructuras de mampostería.....	3
2.1.2 La mampostería reforzada.....	6
2.2 Propiedades de la mampostería.....	8
2.2.1 Materiales.....	9
2.2.2 Comportamiento mecánico de los elementos de mampostería a compresión.....	11
2.2.3 Comportamiento mecánico de los elementos de mampostería a tensión diagonal.....	12
2.2.4 Resistencias de diseño propuestas para la mampostería (RCDF-2004)...	14
CAPÍTULO 3. Modos de falla y comportamiento de la mampostería.....	16
3.1 Introducción.....	16
3.2 Modos de falla.....	16
3.2.1 Tipos de elementos de mampostería.....	16
3.2.2 Configuración de elementos de mampostería.....	17
3.2.3 Modos de falla de la mampostería.....	19
3.2.4 Influencia del confinamiento.....	24
3.3 Pruebas experimentales.....	24
3.3.1 Pruebas monótonas.....	25
3.3.2 Pruebas cuasiestáticas.....	25
3.3.3 Pruebas dinámicas.....	28
3.3.3.1 Comportamiento de la estructura de un nivel.....	30
3.3.3.2 Comportamiento estructura de tres niveles.....	31
3.4 Comportamiento ante cargas laterales.....	32

3.4.1	Degradación de rigidez.....	33
3.4.2	Disipación de energía.....	34
3.4.3	Distribución de las cargas laterales en función del daño alcanzado.....	36
CAPÍTULO 4. Modelado de la mampostería.....		38
4.1	Introducción.....	38
4.2	Modelado histerético para evaluar el comportamiento global de las estructuras de mampostería.....	38
4.2.1	Meli-Bazán (1979-1980).....	38
4.2.2	Moroni (1994).....	40
4.2.3	Flores y Alcocer (1995).....	41
4.2.3.1	Comparación del modelo con resultados experimentales.....	43
4.2.4	Ruiz-Miranda (1999-2003).....	45
4.3	Modelos estructurales.....	47
4.3.1	Columna ancha.....	47
4.3.2	Diagonal equivalente de compresión.....	51
CAPÍTULO 5. Análisis no lineal de las estructuras de mampostería.....		54
5.1	Introducción.....	54
5.2	Consideraciones.....	54
5.3	Calibración de la metodología propuesta.....	55
5.3.1	Degradación de rigidez.....	55
5.3.2	Análisis no lineal de las estructuras de mampostería.....	58
5.3.3	Determinación del grado de daño en la mampostería.....	61
5.3.4	Desplazamientos en función del daño.....	64
5.3.5	Disipación de energía.....	67
5.4	Respuesta sísmica inelástica de las estructuras de mampostería.....	68
5.4.1	Modelo equivalente con degradación de rigidez y resistencia.....	69
5.4.2	Obtención de un SE1GL.....	71
5.4.3	Análisis sísmico inelástico.....	75

CAPÍTULO 6. Ejemplo de aplicación.....	78
6.1 Introducción.....	78
6.2 Características de la estructura.....	78
6.3 Análisis estático no lineal.....	79
6.4 Análisis sísmico no lineal.....	81
CAPÍTULO 7. Ejemplo de aplicación.....	78
7.1 Conclusiones.....	85
Referencias.....	87

Introducción

1.1 INTRODUCCIÓN.

La mampostería es un material ampliamente utilizado en la construcción de estructuras para viviendas de interés social e interés medio en México. Debido a que la demanda de viviendas es superior a la oferta, se ha tenido que recurrir a la construcción de estructuras de varios niveles que hacen más eficiente el aprovechamiento de los espacios urbanos de las grandes ciudades. El resultado final de este proceso ha sido la construcción de edificaciones de mampostería, cuya seguridad estructural se encuentra comprometida por las necesidades arquitectónicas del proyecto. En particular, no deja de ser preocupante que se utilicen métodos tradicionales de análisis estructural elástico para el análisis de edificaciones de mampostería de varios niveles soportadas por una planta baja débil y flexible.

Aunque el uso de la mampostería como material sismorresistente ha sido cuestionado por el mal comportamiento observado en estructuras de mampostería durante excitaciones sísmicas severas, lo cierto es que en la gran mayoría de los casos, el mal desempeño de este tipo de estructuras se debe a su mal detallado estructural y defectos de estructuración. Las pruebas experimentales llevadas a cabo en los últimos años, han mostrado consistentemente que el uso correcto de la mampostería como material sismorresistente da lugar a edificaciones con niveles de seguridad aceptables. Lo anterior implica la necesidad de establecer métodos de análisis que tomen en cuenta el comportamiento observado en las estructuras de mampostería, y el planteamiento de métodos de diseño sísmico que consideren de manera explícita el control del daño estructural a través de un adecuado control de su demanda máxima de desplazamientos.

El principal objetivo de esta tesis, consiste en proponer una metodología para evaluar la respuesta sísmica de edificaciones existentes de mampostería confinada de varios niveles. Este procedimiento se basa en: A) el modelo de la columna ancha, B) un análisis estático no lineal bajo deformación lateral monótonamente creciente, y C) el planteamiento y uso de un sistema de un grado de libertad equivalente que considera degradación de rigidez y de resistencia. Dentro de este contexto, es necesario reconocer la gran dispersión en las propiedades mecánicas de la mampostería, lo que puede llevar a una gran incertidumbre en la estimación de su respuesta sísmica. Otra limitación con respecto al procedimiento propuesto, es que no se considera la interacción suelo-estructura dentro de su formato.

El material presentado en esta tesis se organiza en siete capítulos:

- El *Capítulo 1* introduce la motivación que da lugar el presente trabajo, y bosqueja el contenido de la tesis.
- El *Capítulo 2* presenta una breve historia de la mampostería, así como de los materiales que se emplean en su fabricación. También, se discuten las propiedades estructurales de la mampostería dentro del marco planteado por la normatividad actual para el diseño y construcción de estructuras de mampostería (NTCM-2004).
- En el *Capítulo 3* se discuten, desde puntos de vista local y global, los modos de falla de la mampostería. Además, se describen los tipos de pruebas experimentales realizadas en especímenes de mampostería, así como las características mecánicas más relevantes para su comportamiento estructural.
- El *Capítulo 4* presenta los modelos analíticos más utilizados para reproducir el comportamiento de la mampostería en sus diferentes rangos de comportamiento. Se discute el uso de modelos equivalentes de un grado de libertad para modelar el comportamiento global de las estructuras de mampostería.
- En el *Capítulo 5* se calibra, con la ayuda de resultados experimentales, un modelo analítico para estimar la respuesta de estructuras de mampostería sujetas a carga lateral. Se utiliza este modelo para formular un procedimiento de análisis que permita estimar la respuesta dinámica de edificaciones de mampostería sujetas a sismo. El material que se presenta en este capítulo, hace énfasis en las propiedades estructurales y geométricas de las estructuras de mampostería que definen su comportamiento ante cargas laterales.
- El *Capítulo 6* presenta el análisis de un edificio de mampostería construido en la Zona del Lago de la Ciudad de México. Para este análisis se utiliza el procedimiento formulado en el capítulo anterior, y la componente este-oeste del movimiento del terreno registrado en 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Finalmente, en el *Capítulo 7* se presentan algunas observaciones y las conclusiones derivadas del trabajo.

La mampostería

2.1 HISTORIA.

La mampostería es uno de los materiales de construcción más antiguos y utilizados por la humanidad, ya que el hombre le ha dado un uso muy variado que incluye la edificación de edificios públicos y casas residenciales. La gran aceptación que tiene la mampostería como material de construcción, se debe a las ventajas que presenta en cuanto a sus características térmicas, acústicas, estéticas, económicas, etc.

2.1.1 Aspectos históricos de las estructuras de mampostería.

Desde épocas remotas, el hombre ha tenido la necesidad de tener un espacio que le permita protegerse de las inclemencias del medio ambiente. El hombre primitivo que inicialmente usaba las cavernas como refugios, comienza a construir viviendas artificiales debido a la necesidad de trasladarse de un lugar a otro. A medida que el hombre se torna sedentario, entre los años 8000 y 4000 a. C., inicia su tendencia de apilar piedras para dar lugar a un espacio que le permitiera protegerse de las inclemencias del clima y de sus enemigos. En la Figura 2.1 se muestra como es que el apilamiento de piedras permitió la construcción de las primeras estructuras de mampostería construidas por el hombre.



Figura 2.1 Apilamiento de piedras naturales.

El desarrollo de la mampostería como material de construcción dio lugar a la utilización del barro como mortero, lo que facilitó apilar y acomodar de mejor manera las

pedras con formas irregulares. Durante esta etapa muy probablemente se posibilitaron los primeros asentamientos humanos de importancia.

Una vez que los constructores aprendieron que la piedra resiste mejor si se le coloca en la edificación en la misma posición que tenía en el yacimiento de donde fue extraída, comienzan a utilizar piezas labradas. Debido a la falta de piedras naturales en el cuarto milenio a. C., los sumerios iniciaron la fabricación de piezas artificiales de arcilla y paja, mediante el uso de moldes que se dejaban secar al sol. Dentro de este esquema, el molde fue una herramienta instrumental para el avance de la construcción de estructuras de mampostería, ya que permitió la fabricación rápida y práctica de las piezas. Además, el uso del molde permitió que las piezas fueran de tamaño y forma uniforme, concediendo mayor libertad para la construcción de edificaciones y monumentos (Figura 2.2).

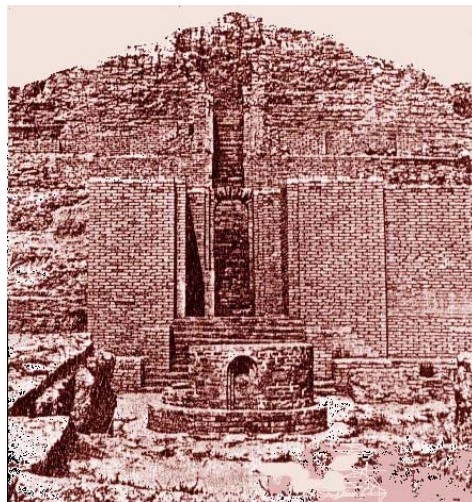


Figura 2.2 Estructura de mampostería construida con piezas artificiales

El adobe fue llevado al horno a principios del tercer milenio a. C., lo que resultó en la fabricación de ladrillos cerámicos. En esta etapa, las piezas de mampostería se asentaban con mortero de betún o alquitrán, lo que permitió que las estructuras fueran mucho más grandes y duraderas (de hecho algunas prevalecen hasta nuestros días).

Las culturas antiguas de México.

Al igual que las grandes culturas en el mundo, las culturas mexicanas construyeron estructuras de gran tamaño utilizando piedras naturales y artificiales (Figura 2.3). Por ejemplo, la arquitectura mesoamericana recurrió cotidianamente al uso de la piedra y el adobe, y utilizó en raras ocasiones el ladrillo. Un ejemplo del uso del ladrillo lo aportaron los olmecas (1200 a. C.) al construir con bloques de barro rojo y amarillo unidos con barro los muros de la Venta.

Los mayas hicieron aportaciones técnicas muy importantes a la construcción de edificios de mampostería, a través de la bóveda maya. Dicha técnica fue utilizada en un principio para el techado de tumbas, y después para la construcción de edificios de culto y de las residencias de los personajes de más alto linaje. Además de utilizar la mampostería para la construcción de templos y viviendas, las culturas antiguas de México la utilizaban para la construcción de obras civiles, tales como muros de contención, escalinatas, etc.



Figura 2.3. Pirámide del Sol (Teotihuacan, México).

La cultura romana.

La cultura romana, a través de la invención del mortero hidráulico, contribuyó significativamente al desarrollo de la construcción de edificaciones de mampostería. Esto hizo posible la construcción de estructuras mucho más grandes y con resistencias superiores a las construidas hasta entonces (Figura 2.4).

El mortero hidráulico se utilizó por primera vez para unir piedras en el siglo II a.C. En un principio el mortero era débil, y sólo se usaba para extender una capa finita entre los bloques que se tallaban cuidadosamente. Una vez que los romanos descubrieron la manera de fabricar un mortero más resistente, las piedras dejaron de tallarse con tanto cuidado, ya que gracias a él una serie de piedras pequeñas podían resultar tan resistentes como un bloque de mayor tamaño. El material que proporcionó a los romanos su gran reputación como fabricantes de mortero hidráulico fue la puzolana. Aunque ellos la concebían como un tipo especial de arena, se trata de una ceniza procedente de las erupciones volcánicas de la prehistoria. El mortero era más fuerte cuanto más cerca se encontraba la puzolana del antiguo volcán, puesto que las cenizas que el viento había llevado hasta grandes distancias, estas tendían a mezclarse con el suelo de la región donde se depositaban lo que afectaba las propiedades de la argamasa ya terminada.



Figura 2.4. Coliseo Romano (Roma, Italia).

2.1.2 La mampostería reforzada.

El avance de las civilizaciones modernas requirió de estructuras cada vez más complejas, lo que dio como resultado en nuevas formas de construcción que hacía que las antiguas técnicas resultaran obsoletas. Lo anterior, implicó que la mampostería evolucionara hasta ser una

alternativa viable para la construcción. En 1813, el ingeniero británico Brunel propuso el refuerzo de una chimenea de mampostería con barras de acero forjado; sin embargo, fue hasta la construcción del túnel bajo el río Támesis, en 1825, que se utilizó en cabalidad la mampostería reforzada.

En 1889, el ingeniero francés Paúl Cottancin patentó una metodología para reforzar y construir edificios de mampostería, la que resultó ser impráctica debido a que por falta de evidencia experimental, su aplicación resultaba en una gran densidad de muros, lo que a su vez hacía más atractivas a otras metodologías de construcción. Por otro lado, fue hasta 1913 cuando renació la mampostería a través del inicio de proyectos de investigación que, patrocinados por empresas dedicadas a la fabricación de ladrillos, pretendían revivir el uso de este material para la construcción de estructuras relevantes. A partir de esta fecha se iniciaron una serie de investigaciones formales que consideraban a la mampostería como un material estructural. A partir de entonces, se han identificado ventajas y desventajas que la mampostería tiene como material de construcción con respecto a otros materiales. Entre las ventajas y desventajas, se tiene que: A) posee ventajas con respecto al acero y al concreto, tal como ser más económica y ser un excelente aislante térmico y acústico, y B) desventajas como la necesidad de un detallado extremadamente cuidadoso para mantener su integridad estructural bajo la acción de cargas laterales.

La mampostería confinada en México.

México es un país con una tradición muy arraigada en cuanto al uso de la mampostería como material de construcción, ya que casi la totalidad de las edificaciones destinadas a vivienda se construyen con éste material. Debido a que muchas regiones del país se encuentran en zonas con un alto nivel de peligro sísmico, se han llevado a cabo varias investigaciones encaminadas a entender el comportamiento de las edificaciones de mampostería ante acciones dinámicas debidas a sismo. La Figura 2.5 ilustra el uso de la mampostería en México para la construcción de grandes complejos habitacionales.



Figura 2.5. Conjunto habitacional (Cuautitlán Izcalli, Edo. de México).

El estudio del comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería, ha dejado ver que bien detalladas representan una buena alternativa para la construcción de edificaciones que satisfagan las necesidades de vivienda a costos competitivos; sin embargo, conforme a lo que se ilustra en la Figura 2.6, la mala concepción y detallado inadecuado de las estructuras de mampostería puede fácilmente resultar en un desempeño sísmico inconveniente.



Figura 2.6. Estructuras de mampostería después de un sismo (Armenia, Colombia).

La mampostería es un material ampliamente utilizado en la construcción de estructuras para vivienda de interés social y medio en México. Dado que la demanda de viviendas es superior a la oferta, se ha tenido que recurrir a la construcción de estructuras de varios niveles que hacen más eficiente el aprovechamiento de los espacios urbanos de las grandes ciudades. El resultado final de este proceso ha sido la construcción de edificaciones de mampostería cuya seguridad estructural se encuentra comprometida por las necesidades arquitectónicas del proyecto (Figura 2.7), y por el uso de herramientas inadecuadas para establecer el comportamiento esperado de la estructura durante las excitaciones sísmicas de diseño. En particular, es preocupante que se utilicen métodos tradicionales de análisis estructural elástico para el análisis de edificaciones de mampostería de varios niveles soportadas por una planta baja débil y flexible.

Como cualquier material estructural, el uso correcto de la mampostería da lugar a edificaciones con niveles de seguridad aceptables. Lo anterior implica la necesidad de establecer métodos de análisis que tomen en cuenta el comportamiento observado en las estructuras de mampostería, y el planteamiento de métodos de diseño sísmico que consideren de manera explícita el control del nivel de daño estructural a través del control de la demanda máxima de desplazamiento.



Figura 2.7. Estructuras modernas de mampostería (D.F., México).

2.2 PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA.

La mampostería es un material cuyas propiedades estructurales son difíciles de caracterizar debido a la alta dispersión que exhiben sus características mecánicas, y al poco control que se

puede ejercer sobre los materiales con que se fabrica, además del proceso de construcción que en general resulta ser un procedimiento artesanal. Las investigaciones experimentales sobre las propiedades mecánicas de la mampostería, que se han llevado a cabo en Europa, Asia, Latinoamérica y México, han sido utilizadas principalmente para plantear y calibrar ecuaciones de diseño que toman en consideración el alto grado de incertidumbre.

En el diseño estructural de las edificaciones de acero y de concreto, normalmente se especifican valores de resistencia que deben comprobarse a través de pruebas en campo o en laboratorio. En el caso de las estructuras de mampostería, por lo regular se utilizan durante el diseño propiedades mecánicas que no se corroboran ni en campo ni en laboratorio. Debido a la gran variabilidad en las propiedades de la mampostería, su diseño suele basarse en criterios simplistas que suelen acompañarse con factores de seguridad muy altos. Lo anterior no implica que no se deba o pueda hacer un tratamiento racional al diseño de las estructuras de mampostería, sino que la alta incertidumbre asociada involucra criterios probabilísticos que fijan factores de seguridad en función de los valores medios de resistencia de la mampostería.

2.2.1 Materiales.

Piezas.

El componente básico para la construcción de la mampostería es la unidad o pieza, que puede ser de origen natural o artificial. Las piedras naturales pueden estar labradas o no, y suelen categorizarse en función del trabajo de labrado que hayan recibido. En cuanto a las piezas artificiales, hay una gran variedad en el mercado. Las diferencias que presentan van desde el tipo de materia prima utilizada, hasta el tamaño de las unidades y los procedimientos de fabricación empleados. La tarea de identificar a simple vista los diferentes tipos de piezas de mampostería resulta muy compleja, ya que cada pieza cuenta con características muy particulares con respecto a las demás. Para auxiliar al ingeniero, la NMX-C-404-ONNCCE-2005 define cada tipo de pieza según sus propiedades geométricas y el tipo de material con el que están constituidas (Tabla 2.1).

Tabla 2.1. Clasificación de piezas de acuerdo a los materiales empleados en su fabricación

Tipo de pieza	Materiales.	Forma.
Bloque	Grava- Cemento Arena- Cemento Barro extruido Barro recocido Silicio calcáreo Otros	Rectangular Rectangular Rectangular Rectangular Rectangular Otros
Tabique (Ladrillo) Macizo Hueco Multiperforado	Barro recocido Barro extruido Otros (concreto)	Rectangular Rectangular Rectangular Otros
Tabicón	Grava-Cemento Arena-Cemento Tepojal-Cemento Otros	Rectangular Rectangular Rectangular Otros

Las propiedades físicas de las piezas son factores importantes de los que depende el buen comportamiento de la mampostería. Entre estas propiedades se tienen: la resistencia a la compresión y la absorción. En las Tablas 2.2 y 2.3 se muestran los valores mínimos y los intervalos para las propiedades de las piezas.

Tabla 2.2. Resistencia mínima a compresión sobre área bruta

Tipo de pieza	Resistencia de diseño (f_p^*) (kg/cm ²)
Bloque de concreto vibrocomprimido	60
Tabicones	100
Tabique (ladrillo) recocido	60
Tabique (ladrillo) extruido o prensado (hueco vertical)	100
Tabique (Ladrillo) multiperforado	100

Tabla 2.3. Valores aceptables de absorción de agua y absorción inicial

Tipo de pieza	Absorción máxima de agua en % durante 24 horas	Absorción inicial g/min.
Bloque de concreto	12	5
Tabicones	15	5
Tabique (Ladrillo) recocido	21	5
Tabique (Ladrillo) extruido	15	5

Morteros.

Por ser el material cementante que se utiliza para unir las piezas, las características del mortero influyen en las propiedades estructurales de los elementos de mampostería. Las propiedades estructurales en la mampostería, que son afectadas por las características del mortero son: A) el módulo de elasticidad, B) la resistencia a compresión, y C) la resistencia a la tensión. En cuanto a su impacto en el comportamiento de la estructura de mampostería, el módulo de elasticidad define su rigidez, la resistencia a compresión su habilidad para acomodar carga vertical, y finalmente, la resistencia a tensión su habilidad para acomodar cargas laterales. En la Sección 2.5 de las NTCM-2004, se mencionan los requerimientos mínimos para la elaboración de mortero empleado para la construcción de elementos de mampostería (Tabla 2.4).

Tabla 2.4. Proporciones, en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena (medida en estado suelto)	Resistencia nominal en compresión f_j^* (kg/cm^2)
I	1	-----	0 a ¼	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a ½	-----		
II	1	-----	¼ a ½		75
	1	½ a 1	-----		
III	1	-----	½ a 1 ¼		40

Las propiedades mecánicas del mortero se controlan mediante la fabricación y ensayo de especímenes que consisten en cubos de 5 x 5 cm de lado, según las especificaciones establecidas por la NMX-C-061-ONCCE-2001. Cabe aclarar que la denominación del tipo de mortero se asigna en función del volumen de cemento Pórtland, de cal y de arena.

Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo utilizado en castillos y dalas para confinar la mampostería, deberá de estar constituido por: A) barras corrugadas, B) malla electrosoldada de alambre liso, C) alambres corrugados laminados en frío, D) alambre liso de acero estirado en frío, y E) armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas, que cumplan con las normas correspondientes (NMX-C-407-ONNCCE-2001, NMX-B-072-1988, NMX-B-253-1988, y NMX-B-290-1988).

2.2.2 Comportamiento mecánico de los elementos de mampostería a compresión.

Como se ilustra en la Figura 2.8, la resistencia a compresión de la mampostería suele obtenerse de pilas hechas de piezas unidas con mortero. La altura de las pilas es igual a 4 veces su espesor.

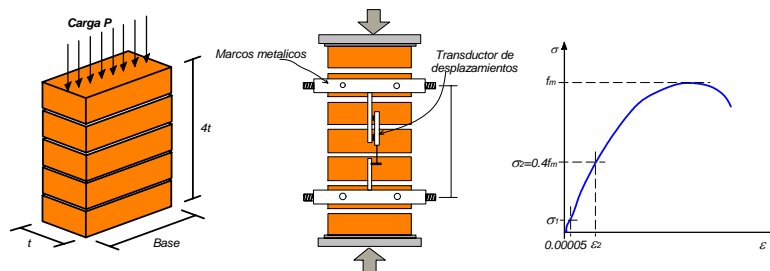


Figura 2.8. Prueba para determinar la resistencia a compresión.

Dado que los materiales que constituyen la mampostería tienen características de esfuerzo y deformación distintas, el comportamiento de la mampostería a compresión depende de la interacción entre las piezas y el mortero que las une. Las piezas de mampostería

restringen las deformaciones transversales de la pila, de tal manera que dicha interacción resulta en esfuerzos de tensión en el mortero. El modo de falla más común en una pila inicia con la aparición de grietas verticales en sus costados, que eventualmente cruzan todas las piezas y resultan en una falla debida a deformaciones transversales.

Las pruebas hechas a muretes de mampostería sometidos a compresión axial (Meli y Reyes, 1971) indican que la mampostería exhibe un comportamiento prácticamente lineal hasta su falla (Figura 2.9).

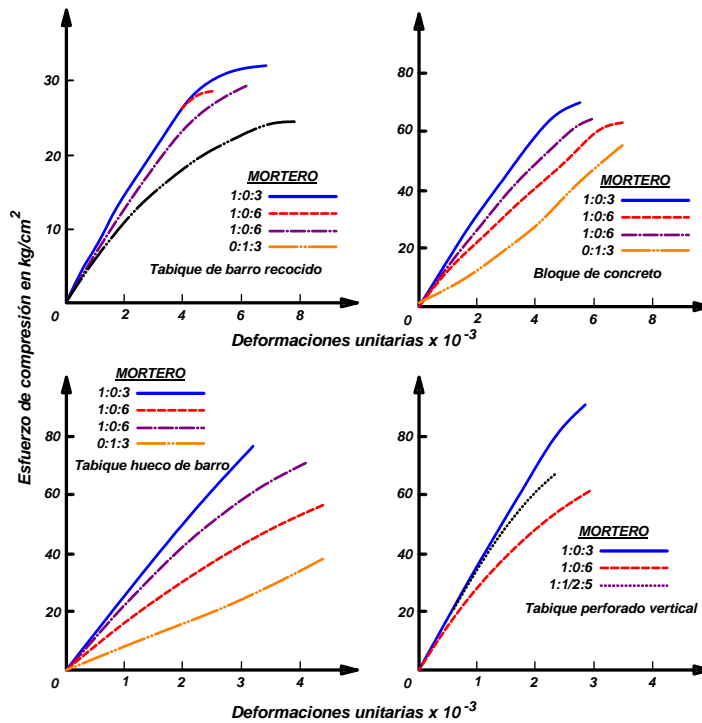


Figura 2.9. Resultados de pruebas a compresión de pilas de mampostería (Meli y Reyes, 1971).

A partir de pruebas a compresión puede definirse el módulo de elasticidad de la mampostería, que es igual a la pendiente de la recta ajustada al tramo inicial de la curva esfuerzo-deformación (Figura 2.8), calculada con la Ecuación 2.1.

$$E_m = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad (2.1)$$

Donde:

E_m = Modulo de elasticidad de la mampostería.

σ_1 = Esfuerzo axial correspondiente a 0.00005 de deformación.

σ_2 = Esfuerzo axial correspondiente al 40% de la carga máxima.

ε_2 = Deformación angular producida por el esfuerzo σ_2 .

El módulo de elasticidad de la mampostería es más sensible a la resistencia del mortero, ya que la deformabilidad del material provoca que la pendiente de la parte inicial de las curvas se modifique. Meli y Reyes, (1971) han propuesto las Ecuaciones 2.2 y 2.3 para estimar el módulo de elasticidad de mampostería hecha con piezas de barro y de concreto respectivamente.

$$E = 450 f_m \left[\text{kg} / \text{cm}^2 \right] \quad (2.2)$$

$$E = 600 f_m \left[\text{kg} / \text{cm}^2 \right] \quad (2.3)$$

Donde:

f_m = Resistencia a compresión de las pilas de mampostería (kg/cm^2).

Note que los resultados arrojados por las Ecuaciones 2.2 y 2.3 dependen de la resistencia a compresión axial de la mampostería en la dirección perpendicular de las juntas.

2.2.3 Comportamiento mecánico de los elementos de mampostería a tensión diagonal.

El efecto de sismo es una de las razones por las que se presenta la tensión diagonal en los muros de mampostería; sin embargo, otras fuentes de este efecto son los hundimientos diferenciales y las cargas verticales con distribuciones irregulares. La presencia de tensión diagonal es una de las causas más comunes por las que falla la mampostería, de tal manera que es necesario caracterizar su resistencia ante este efecto. Una metodología bien definida para la obtención de la resistencia a tensión diagonal, consiste en aplicar diagonalmente una carga de compresión a especímenes de forma cuadrada, tal como se muestra en la Figura 2.10. Una carga que se aplique conforme a lo ilustrado, resulta en un estado de esfuerzos de compresión en la dirección de aplicación de la carga, y en esfuerzos de tensión en dirección perpendicular a la primera.

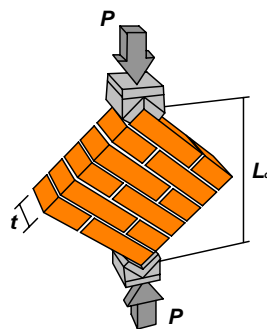


Figura 2.10. Prueba a tensión diagonal.

Las fallas que presentan los muros por efectos de fuerzas cortantes se deben por lo regular a grietas inclinadas inducidas por tensión diagonal, y son de dos tipos: 1) la que ocurre en las juntas entre piezas y mortero, y 2) la debida a una grieta que atraviesa de manera indistinta las piezas y el mortero. En la Figura 2.11 se muestran curvas esfuerzo cortante-

deformación derivadas de pruebas hechas a muretes (Meli, 1979), en las que se observa que las curvas carecen de tramos de linealidad bien definida, y que los elementos pierden un porcentaje elevado de su rigidez inicial antes de que alcancen su resistencia máxima.

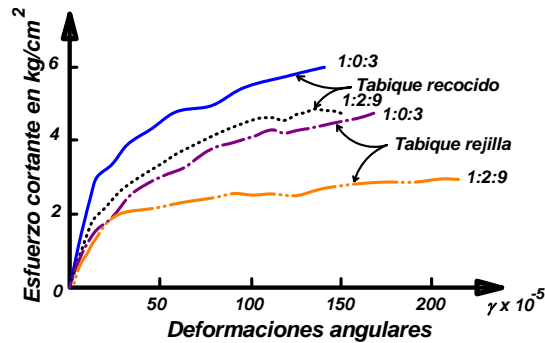


Figura 2.11. Curvas de esfuerzo deformación obtenidas de pruebas de tensión diagonal (Meli, 1979).

También, puede observarse de la gráfica anterior que la resistencia a corte de la mampostería depende significativamente del tipo de mortero utilizado. En particular, la rigidez y resistencia de muretes con piezas del mismo tipo dependen de manera importante de las características del mortero utilizado. A partir de los resultados obtenidos en pruebas de tensión diagonal, se ha establecido que la resistencia a cortante de la mampostería es proporcional a la raíz cuadrada de su resistencia a compresión (Ecuación 2.4).

$$v = \sqrt{f_m} \left[\text{kg} / \text{cm}^2 \right] \quad (2.4)$$

Donde:

f_m = Resistencia a compresión de la mampostería.

De las curvas carga deformación obtenidas de las pruebas de tensión diagonal, puede obtenerse el módulo de rigidez a cortante a partir de la pendiente de su primera porción. La Figura 2.12 muestra un esquema a partir del que se obtiene el módulo de rigidez a corte a partir de la Ecuación 2.5.

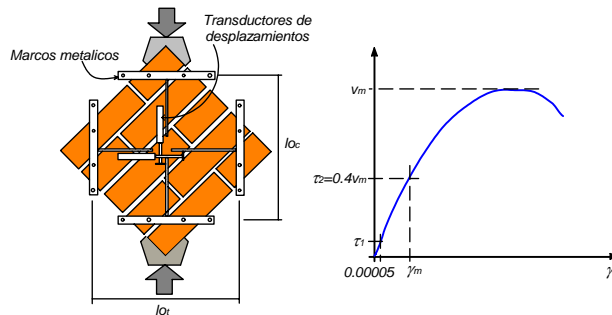


Figura 2.12. Obtención de la rigidez a corte.

$$G_m = \frac{\tau_2 - \tau_1}{\gamma_2 - 0.00005} \quad (2.5)$$

Donde:

G_m = Rigidez secante a corte.

τ_1 = Esfuerzo cortante correspondiente a 0.00005 de deformación angular.

τ_2 = Esfuerzo cortante correspondiente al 40% de la carga máxima.

γ_2 = Deformación angular producida por el esfuerzo τ_2 .

l_{o_c} = Longitud calibrada, medida antes de la prueba, de la diagonal a compresión entre apoyos de transductores.

l_{o_t} = Longitud calibrada, medida antes de la prueba, de la diagonal a tensión entre apoyos de transductores.

De la relación que existe entre el módulo de elasticidad y el módulo de rigidez por cortante oscila entre 0.1 y 0.3, que es menor a 0.4 considerado en los reglamentos de construcción. Esto se debe a que el confinamiento de la mampostería incrementa su capacidad de deformación por corte.

2.2.4 Resistencias de diseño propuestas para la mampostería (NTCM-2004)

Las NTCM-2004, establecen los siguientes valores de resistencia para el diseño de estructuras de mampostería. Dichas resistencias se presentan en función del tipo de mortero y del tipo de piezas, y aplican en el caso en que no se cuente con pruebas de laboratorio que avalen las propiedades mecánicas del material.

Tabla 2.5. Resistencia de diseño a compresión de la mampostería (piezas de concreto)

$f_p^* \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	$f_m^* \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$		
	Mortero tipo I	Mortero tipo II	Mortero tipo III
100	50	45	40
150	75	60	60
200	100	90	80

Tabla 2.6. Resistencia de diseño a compresión de la mampostería (piezas de barro)

$f_p^* \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	$f_m^* \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$		
	Mortero tipo I	Mortero tipo II	Mortero tipo III
60	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

Tabla 2.7. Resistencia de diseño a compresión de mampostería.

Tipo de pieza.	$f_m^* \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$		
	Mortero tipo I	Mortero tipo II	Mortero tipo III
Tabique de barro recocido $\left(f_p^* \geq 60 \frac{kg}{cm^2} \right)$	15	15	15
Tabique de barro con huecos verticales $\left(f_p^* \geq 120 \frac{kg}{cm^2} \right)$	40	40	30
Bloque de concreto pesado $\left(f_p^* \geq 100 \frac{kg}{cm^2} \right)$	20	15	15
Tabique de concreto (tabicón) $\left(f_p^* \geq 100 \frac{kg}{cm^2} \right)$	20	15	15

Tabla 2.8. Resistencia de diseño a tensión diagonal de mampostería.

Piezas.	Tipo de mortero.	$v_m^* \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
Tabique de barro recocido $\left(f_p^* \geq 60 \frac{kg}{cm^2} \right)$	I II y III	3.5 3
Tabique de barro con huecos verticales $\left(f_p^* \geq 120 \frac{kg}{cm^2} \right)$	I II y III	3 2
Bloque de concreto pesado $\left(f_p^* \geq 100 \frac{kg}{cm^2} \right)$	I II y III	3.5 2.5
Tabique de concreto (tabicón) $\left(f_p^* \geq 100 \frac{kg}{cm^2} \right)$	I II y III	3 2

Donde:

f_p^* = Resistencia de diseño a compresión de las piezas.

f_m^* = Resistencia de diseño a compresión de la mampostería.

v_m^* = Resistencia de diseño a tensión diagonal de la mampostería.

Modos de falla y comportamiento de la mampostería

3.1 INTRODUCCIÓN.

Debido a la complejidad de la mampostería como material estructural, es necesario recurrir a la realización de pruebas experimentales con el fin de determinar los parámetros que definen su comportamiento. Tanto en México como en otros países en los que la mampostería es considerada un material sismorresistente, se han realizado numerosos estudios a partir de los cuales han evolucionando los códigos de diseño.

El presente capítulo discute, a grandes rasgos, las formas de falla y el comportamiento local y global que las estructuras de mampostería cuando se les sujeta a la acción de cargas laterales. Con respecto al comportamiento local, se hace una clasificación de los diferentes elementos que componen a las estructuras de mampostería, así como de su modo de falla.

3.2 MODOS DE FALLA.

Los diferentes tipos de elementos que componen a las estructuras de mampostería se pueden categorizar de acuerdo al tipo de daño y modo de falla que presentan. El diseño sismorresistente de un edificio de mampostería requiere que el ingeniero estructural sea capaz de identificar el comportamiento esperado de los elementos estructurales en función del papel estructural que realizan dentro de la estructura. Entre las funciones estructurales de los muros de mampostería están las de soportar: A) cargas verticales, B) cargas laterales, y C) ambos tipos de carga.

3.2.1 Tipos de elementos de mampostería.

La función principal de los elementos de mampostería en las construcciones antiguas era la de soportar cargas gravitacionales; es decir, la función primaria de los muros consistía en transmitir las cargas verticales a la cimentación. Actualmente, los muros de mampostería deben resistir tanto las cargas gravitacionales como las cargas laterales debidas a sismo; sin embargo, como es el caso de muros diafragma cuya función principal es la de restringir los desplazamientos laterales en marcos de concreto o acero, algunos muros de mampostería confinada se diseñan y construyen sólo con el fin de resistir cargas laterales. El comportamiento y daño que exhibe la mampostería después de un sismo intenso, también

depende de las dimensiones físicas y de la configuración de los muros en la estructura. La Figura 3.1 muestra la diferencia entre un a) muro confinado que resiste cargas verticales y laterales, y b) un muro diafragma que sólo resiste cargas laterales.

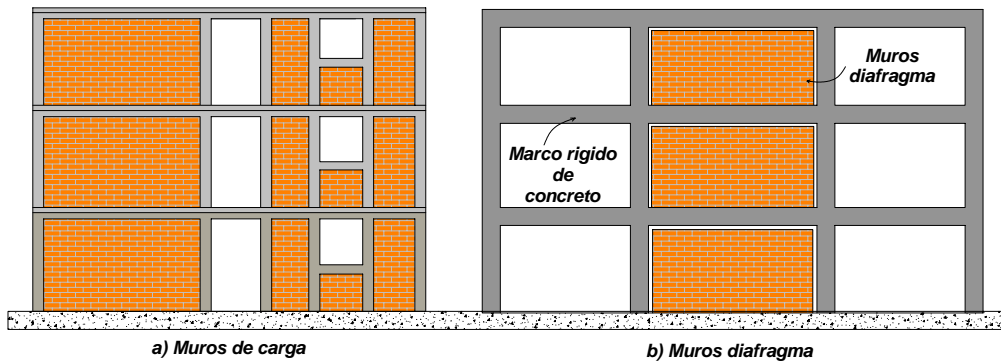


Figura 3.1. Distinción entre muros de carga y diafragma.

Los muros de carga pueden clasificarse en diferentes categorías en función del tipo de refuerzo que se les proporciona. Los estudios que se realizan como parte de esta tesis se enfocan en la mampostería confinada, material estructural ampliamente utilizado en México. La mampostería confinada consiste en paneles de mampostería confinados por un marco de concreto reforzado de baja rigidez, de tal forma que el panel no se comporta como muro diafragma. La mampostería reforzada resulta de añadir dos tipos de refuerzo adicional al marco de concreto de la mampostería confinada: A) horizontal, o B) horizontal y vertical. Las NTCM-2004 especifican requisitos para cada tipo de mampostería, así como las ecuaciones de diseño correspondientes.

3.2.2 Configuración de elementos de mampostería.

La geometría de un muro de mampostería confinada define en mucho el modo de falla que este exhibe. Es muy importante identificar los diferentes tipos de elementos en función de su geometría, ya que esto permite la correcta caracterización estructural del muro con fines de análisis y diseño:

- *Muros acoplados.* Exhiben un patrón regular de aberturas, de tal manera que se forma una configuración estructural similar a la de un marco. (Figura 3.2).

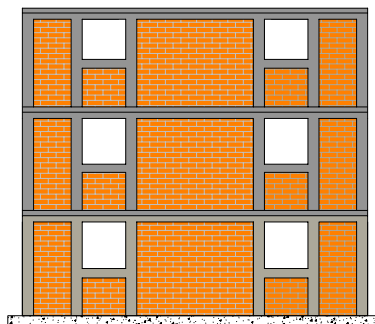


Figura 3.2. Muro acoplado.

- *Muros perforados.* Exhiben un patrón irregular de aberturas. Si el área de las perforaciones es pequeña en relación con el área total del muro, el comportamiento tiende a ser semejante al de un muro acoplado (Figura 3.3).

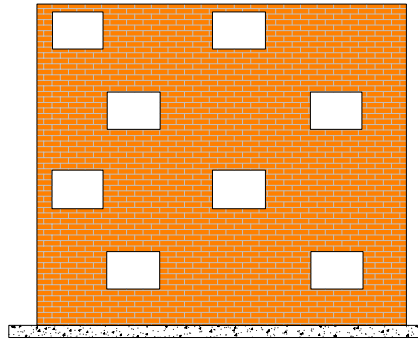


Figura 3.3. Muro perforado.

- *Muros bajos.* Los muros bajos se caracterizan por ser robustos, y en particular por tener una relación de aspecto (base entre altura) mayor que uno (Figura 3.4).

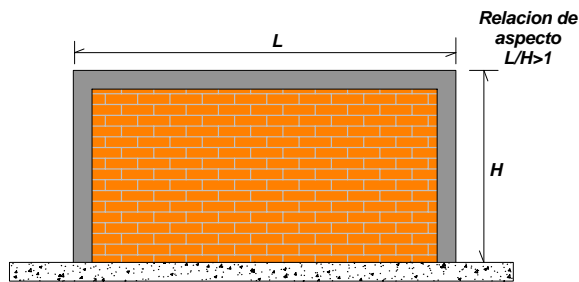


Figura 3.4. Muro bajo.

- *Muros esbeltos.* Al contrario que los muros bajos, son muros que tienen relaciones de aspecto menores que uno (Figura 3.5).

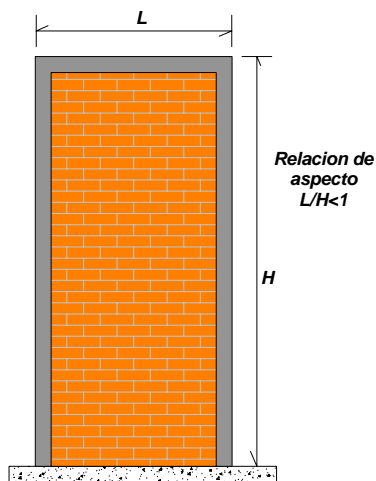


Figura 3.5. Muro esbelto.

Tal como lo ilustra la Figura 3.6, los tipos de muro identificados anteriormente pueden presentarse de forma simultánea en un mismo edificio. En estos casos, resulta de mucha importancia identificar cada tipo de muro para el correcto análisis y diseño de la estructura.

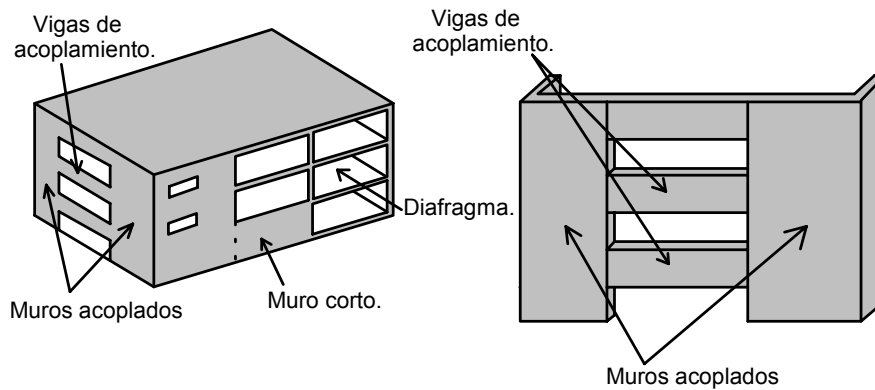


Figura 3.6. Estructura compuesta por múltiples configuraciones de muros.

3.2.3 Modos de falla de la mampostería.

Dependiendo de su configuración o del tipo de acción a los que se sometan, los muros de mampostería tienden a fallar de diferentes formas. Esta tesis se concentra en modos de falla que dependen en lo fundamental de las cargas laterales que se aplican al muro, y en menor medida a las cargas verticales debidas a las cargas muertas y vivas que obran sobre la estructura.

Falla por compresión diagonal. Las estructuras de mampostería se caracterizan por tener una gran densidad de muros en planta, de tal manera que las cargas laterales se transmiten a los muros conforme a lo mostrado en la Figura 3.7. Bajo el efecto de dichas cargas, se forman zonas con altas concentraciones de esfuerzos, en las esquinas donde se aplican las cargas, que sobrepasan la resistencia a compresión de la mampostería.

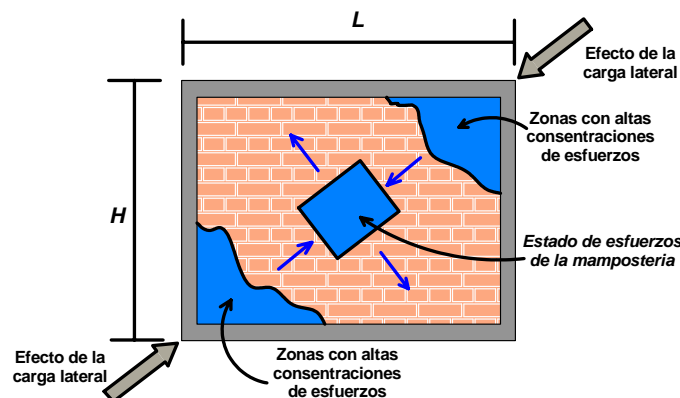


Figura 3.7. Modo de falla por compresión diagonal.

En casos extremos, la mampostería ubicada en la zona de altos niveles de esfuerzo se aplasta y ya no es capaz de transmitir las cargas laterales al resto del puntal de compresión que se genera. Este tipo de falla no es muy común, ya que se presenta cuando la calidad de los

materiales empleados es mala. En general, la falla final de los muros tiende a darse por tensión diagonal una vez que las zonas dañadas se estabilizan.

Falla por tensión diagonal. Se debe a los esfuerzos de tensión perpendiculares a los esfuerzos de compresión que se generan al aplicar cargas laterales como la que se muestra (Figura 3.8). Debido a su baja resistencia para soportar esfuerzos de tensión, puede considerarse a la falla por tensión diagonal como una de las principales causas por las que fallan los elementos de mampostería.

Dependiendo del tipo de grieta que se forme, hay dos variantes para la falla por tensión diagonal: A) la grieta atraviesa indistintamente las juntas y las piezas del muro (Figura 3.9a), y B) las grietas se generan a través de las juntas de mortero (Figura 3.9b). En particular, el tipo de grieta que se forma depende de la resistencia relativa entre piezas y mortero. Las grietas que atraviesan las piezas y mortero indistintamente, tienden a formarse en muros donde la adherencia entre las piezas y el mortero es adecuada. En el caso donde las grietas se forman a lo largo de las juntas, estas suelen presentarse en muros en los que la resistencia de las piezas es alta comparada con la del mortero, y en los muros en los que la adherencia entre piezas y mortero es baja.

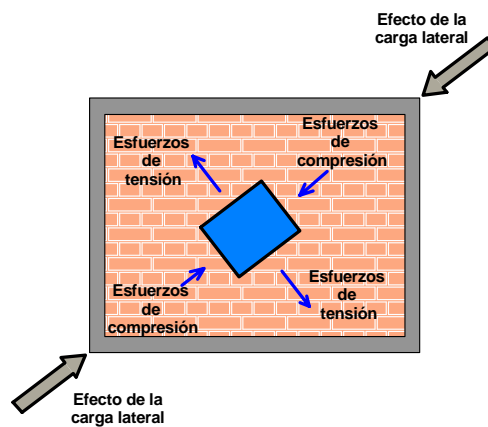


Figura 3.8. Puntal de compresión en elementos de mampostería.

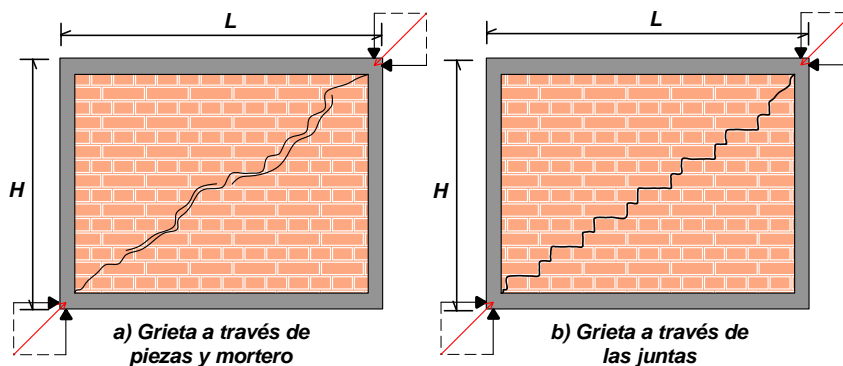


Figura 3.9. Modos de falla por tensión diagonal.

Un factor que debe tomarse en cuenta para estimar la resistencia a la tensión diagonal de la mampostería, es el efecto de las cargas gravitacionales ya que pueden incrementar

notablemente esta resistencia. La Figura 3.10 muestra esquemáticamente la influencia que las cargas verticales tienen en la resistencia a tensión diagonal.

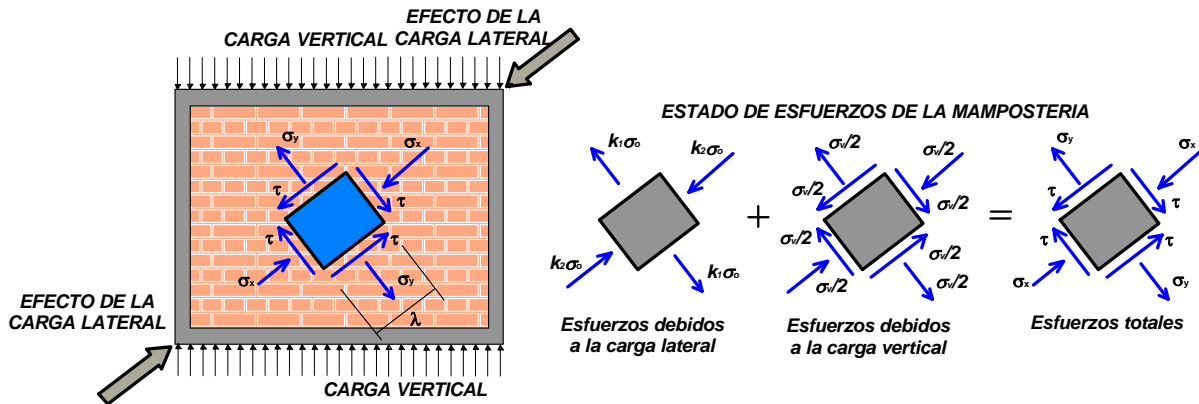


Figura 3.10. Efecto de la carga vertical en el estado de esfuerzos de la mampostería (Meli y Salgado, 1969).

En la Figura 3.10 se puede ver que las cargas verticales contrarrestan los efectos de las cargas laterales, ya que disminuyen los esfuerzos de tensión, pero aumenta los esfuerzos en el puntal de compresión. Las ecuaciones que se presentan a continuación, resumen el estado de esfuerzos en el bloque de esfuerzos analizado:

$$\sigma_v = \frac{W}{\lambda t} \quad (\text{Esfuerzos debidos a la carga vertical}) \quad (3.1)$$

$$\sigma_o = \frac{P}{\lambda t} \quad (\text{Esfuerzos debidos a la carga lateral}) \quad (3.2)$$

$$\sigma_x = k_1 \sigma_o - \frac{\sigma_v}{2} \quad (\text{Esfuerzos principales de compresión}) \quad (3.3)$$

$$\sigma_y = -k_2 \sigma_o - \frac{\sigma_v}{2} \quad (\text{Esfuerzos principales de tensión}) \quad (3.4)$$

$$\tau = \frac{\sigma_v}{2} \quad (\text{Esfuerzos cortantes principales}) \quad (3.5)$$

Donde:

W = Carga vertical.

P = Carga inclinada.

λ = Dimensiones por lado del bloque de esfuerzos.

t = Espesor del muro de mampostería.

λt = Área efectiva donde actúan los esfuerzos.

$k_1 = 0.49$
 $k_2 = 1.59$ Valores experimentales.

Con los valores experimentales obtenidos para k_1 y k_2 , y normalizando los esfuerzos de tensión máximos y los debidos a la carga vertical con respecto a los esfuerzos producidos por la carga lateral, puede estimarse el valor máximo de los esfuerzos de tensión que se producen en la mampostería (Ecuación 3.6):

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_o} = \frac{1}{2} \left[-1.10 - \frac{\sigma_v}{\sigma_o} + \sqrt{4.33 + \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_o} \right)^2} \right] \quad (3.6)$$

La Figura 3.11 muestra la disminución en los esfuerzos de tensión conforme se incrementan los esfuerzos debidos a la carga vertical.

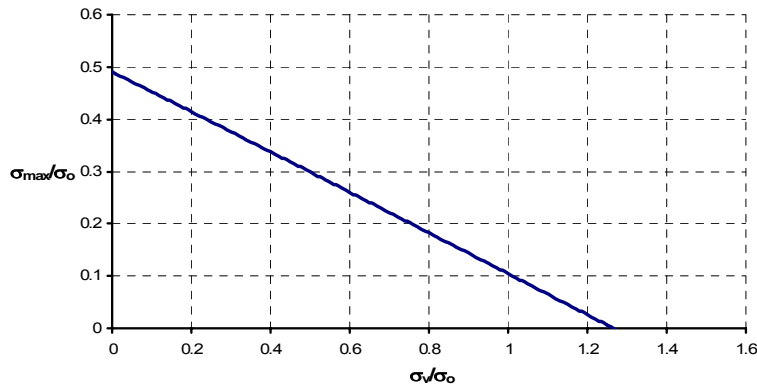


Figura 3.11. Disminución del esfuerzo de tensión máximo en la mampostería en función del aumento de los esfuerzos verticales (Meli y Salgado, 1969).

El incremento en la resistencia a corte de la mampostería, debido a la presencia de carga vertical, puede estimarse a partir de las expresiones contenidas en la Sección 5.4 de las NTCM-2004:

$$V_{mR} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T \quad (3.7)$$

Donde:

V_{mR} = Cortante resistente de diseño de un muro de mampostería.

F_R = Factor de reducción de resistencia.

v_m^* = Resistencia de diseño a cortante de la mampostería.

A_T = Área transversal del muro de mampostería.

P = Carga vertical actuando en el muro de mampostería.

Si se normaliza la resistencia a corte de la mampostería con respecto a la resistencia a tensión diagonal, la Ecuación 3.7 da lugar a:

$$\frac{V_{mR}}{0.5v_m * A_T} = F_R \left(1 + \frac{0.3P}{0.5v_m * A_T} \right) \leq 1.5F_R \quad (3.8)$$

Considerando un factor de reducción de resistencia igual a uno, y si se denota como V_o la resistencia a tensión diagonal de la mampostería, la Ecuación 3.8 puede reformularse como:

$$\frac{V_{mR}}{V_o} = \left(1 + \frac{0.3P}{V_o} \right) \leq 1.5 \quad (3.9)$$

La Figura 3.12 grafica la Ecuación 3.9. Puede observarse que la resistencia a corte se incrementa linealmente conforme se aumenta la carga vertical, y que este incremento esta acotado a 1.5 veces el valor de la resistencia a tensión diagonal de la mampostería. Esto se debe a que la carga vertical, a la larga genera problemas debido al incremento en los esfuerzos de compresión en la mampostería, lo que resulta en fallas por aplastamiento y pérdida de ductilidad.

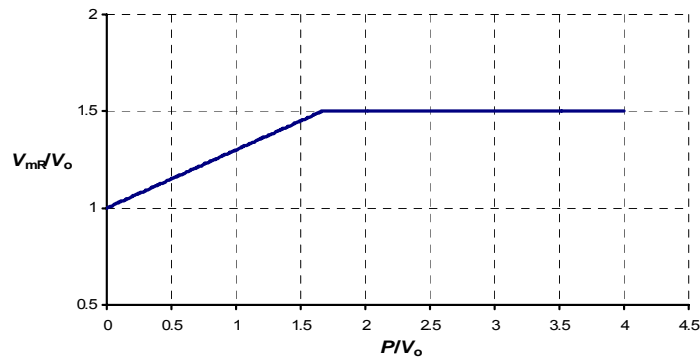


Figura 3.12. Aumento de la resistencia a corte de la mampostería en función del aumento de las cargas verticales.

Falla por deslizamiento. Esta falla se presenta en muros bajos con relaciones de aspecto mayores a la unidad ($L/H > 1$). La gran resistencia que presentan estos muros ante las acciones de flexión y corte, hace que la fuerza lateral aplicada exceda la fuerza de fricción que el muro es capaz de desarrollar entre las piezas y el mortero de las juntas. La Figura 3.13 ilustra este tipo de falla.

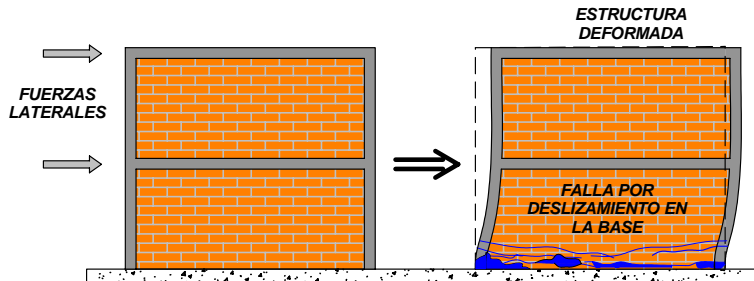


Figura 3.13. Falla por deslizamiento.

Falla por tensión perpendicular a las juntas. Este tipo de falla tiende a presentarse en muros altos de mampostería con relaciones de aspecto menores a la unidad ($L/H < 1$). Los momentos que se generan en la base de los muros, debido a la presencia de cargas laterales, inducen esfuerzos importantes de tensión que sobrepasan la adherencia entre el mortero y las piezas de mampostería. La Figura 3.14 muestra este tipo de falla.

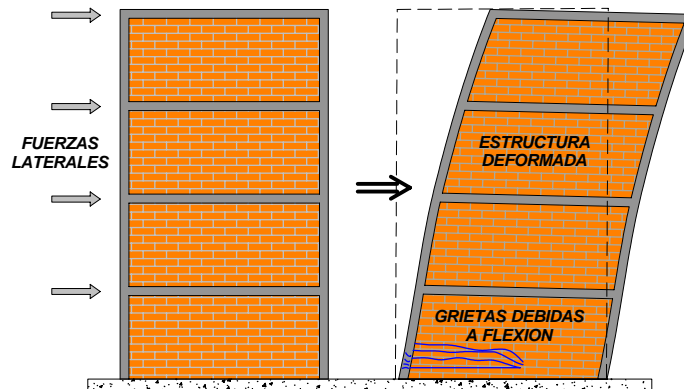


Figura 3.14. Falla por tensión perpendicular a las juntas.

3.2.4 Influencia del confinamiento.

El comportamiento a corte de un muro de mampostería confinada, con dalas y castillos, es prácticamente igual al que exhibe un muro de mampostería no reforzada hasta que se alcanza el primer agrietamiento. Esto es, la presencia de dalas y castillos modifica el comportamiento del muro hasta que este se agrieta, ya que la redistribución de esfuerzos que se da después del agrietamiento resulta en demandas importantes de cortante y flexión en los extremos de los castillos. Note que la función de los castillos en sistemas dominados por corte no es la de proporcionar resistencia ante cargas laterales, sino la de dar capacidad de deformación al muro de mampostería (Miranda, 1999).

Antes de que se presente el agrietamiento diagonal producido por efectos de corte, es posible que en los extremos de muros relativamente esbeltos se presente el agrietamiento horizontal debido a los esfuerzos de tensión generados por deformaciones de este tipo. En este caso, los castillos impiden la propagación de grietas horizontales, fomentando así que los elementos de mampostería tiendan a fallar por corte.

3.2.5 Influencia de las aberturas.

Uno de los aspectos que se deben de tomar en cuenta en el comportamiento de las estructuras de mampostería, es la influencia de las aberturas de ventanas. Se ha podido ver que éstas influyen notablemente en el comportamiento antes y después de que se presenta el agrietamiento diagonal en los paneles de mampostería. Con respecto a lo anterior, Flores et al. (2004) pudo corroborar que los muros con aberturas entran a un comportamiento inelástico a distorsiones menores a las que se obtienen comúnmente en los muros sin aberturas. Lo anterior se debe a que se presenta un efecto de columna corta por la presencia de los pretiles, lo que reduce la longitud efectiva de los muros e incrementa la rigidez elástica de las secciones de muro adyacentes a la abertura.

3.2.6 Influencia de la carga vertical.

En la sección 3.2.3 de este capítulo se muestra con detalle el efecto que tienen las cargas verticales en el comportamiento de los muros de mampostería. Una de las ventajas de las cargas verticales en el comportamiento de los muros de mampostería, se debe a que se incrementa notablemente la resistencia a tensión diagonal; sin embargo, las cargas verticales en exceso pueden resultar en un decremento de la capacidad de deformación de las estructuras y un incremento de los esfuerzos de compresión que puede conducir en una falla por aplastamiento de la mampostería.

3.3 PRUEBAS EXPERIMENTALES.

En México, así como en varios países de Europa, Asia y Latinoamérica, se han realizado pruebas experimentales que permiten entender la respuesta sísmica de estructuras y muros aislados de mampostería. A pesar de lo anterior, es necesario reconocer que aún no se cuenta con suficiente información para la mayoría de casos y situaciones que comúnmente se presentan en las estructuras típicas de mampostería.

De estudios anteriores, se ha concluido que las características que definen el comportamiento de las estructuras de mampostería son:

- *Rigidez inicial de la mampostería.* Esta depende de la resistencia de las piezas y de los elementos confinantes.
- *La carga axial.* Esta aumenta la rigidez y la resistencia a la tensión diagonal; sin embargo, reduce la capacidad de deformación.
- *La relación de aspecto (L/H).* Esta define el tipo de falla que se presenta en elementos de mampostería sujetos a cargas laterales.
- *El efecto de confinamiento en la mampostería.* Este es un factor importante que se traduce en un aumento de ductilidad.
- *El uso de refuerzo horizontal en las juntas de los elementos de mampostería.* Este mejora considerablemente la resistencia para soportar fuerzas cortantes; sin embargo, no incrementa la rigidez elástica inicial.
- *La presencia de aberturas.* Esta genera concentraciones de esfuerzos que favorecen la formación de grietas diagonales.

Es necesario reconocer que la respuesta experimental de la mampostería confinada depende en gran medida del tipo de prueba que se realiza. A continuación se mencionan las variantes de pruebas que se hacen comúnmente, además de sus ventajas y desventajas relativas.

3.3.1 Pruebas monótonas.

Las pruebas monótonas, son aquellas en las que las cargas laterales son aplicadas puntualmente y de forma incremental hasta llegar a la falla del espécimen. En este tipo de

pruebas no hay forma de medir la degradación de rigidez y de resistencia que sufren las estructuras de mampostería ante cargas cíclicas reversibles. Una de las ventajas de este tipo de ensayos, es que se pueden controlar adecuadamente las cargas aplicadas, así como la medición de las deformaciones que sufren los especímenes. Los dispositivos de ensaye, son actuadores (gatos hidráulicos) que se anclan a una estructura de reacción, y que transmiten cargas en una sola dirección hasta alcanzar la falla del elemento (Figura 3.15). Actualmente este tipo de pruebas no goza de gran aceptación debido a que no hay forma de obtener datos representativos de las estructuras que son diseñadas para resistir sismos.

3.3.2 Pruebas cuasiestáticas

Los ensayos de carácter cuasiestático son aquellos en los que las fuerzas y desplazamientos laterales se aplican de forma cíclica durante periodos de tiempo muy grandes. Las cargas son aplicadas puntualmente mediante la utilización de actuadores que se anclan a una estructura de reacción, y que se controlan mediante dispositivos manuales o automáticos. En la Figura 3.15 se muestra un dispositivo de prueba típico para este tipo de ensayos.

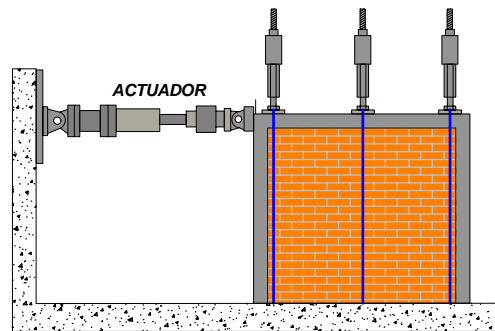


Figura 3.15. Dispositivo de pruebas para cargas monótonas y cuasiestáticas.

Este tipo de ensayos se realiza en dos etapas (Figura 3.16): A) respuesta controlada por cargas, y B) respuesta controlada por desplazamientos. La ventaja de realizar este tipo de pruebas, es que se tiene adecuado control sobre la medición de los resultados, y la aplicación de las cargas laterales. Una desventaja, es que la distribución de las cargas laterales no se puede modelar adecuadamente conforme se degrada la rigidez de la mampostería. Dado el balance positivo en cuanto a las ventajas y desventajas que representa el uso de pruebas cuasiestáticas, la mayor parte de la información con la que actualmente se cuenta ha sido derivada de este tipo de experimentos. De hecho, los requerimientos de los códigos de diseño de estructuras de mampostería se basan en gran parte en resultados experimentales obtenidos de este tipo de ensayos.

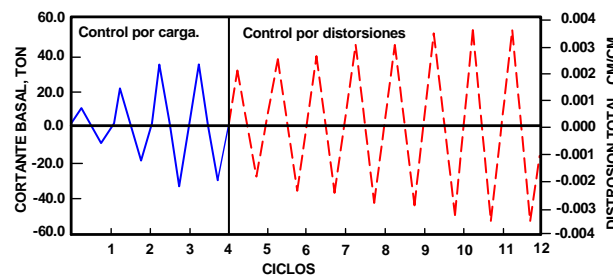


Figura 3.16. Historia de cargas y distorsiones en una prueba cuasiestática.

Aunque se han realizado pocos experimentos en los que se ha representado el comportamiento global de las estructuras de mampostería, existe una cantidad considerable de resultados de pruebas hechas a muros aislados que han servido para la calibración de las ecuaciones de diseño usadas actualmente en los códigos. En 1993, el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) inició un programa de pruebas enfocadas a obtener resultados que permitieran definir y entender la respuesta global de estructuras de mampostería sujetas a cargas laterales. Un avance importante en el entendimiento del comportamiento de las estructuras de mampostería, se dio a partir del estudio en el CENAPRED de una estructura tridimensional de mampostería confinada a escala natural de dos niveles (Alcocer et al., 1993). Como muestra la Figura 3.17, cada uno de los dos niveles estaba formado por dos paneles paralelos, separados 2.5 m, con una geometría idéntica al muro *WBW* (Figura 3.19b).

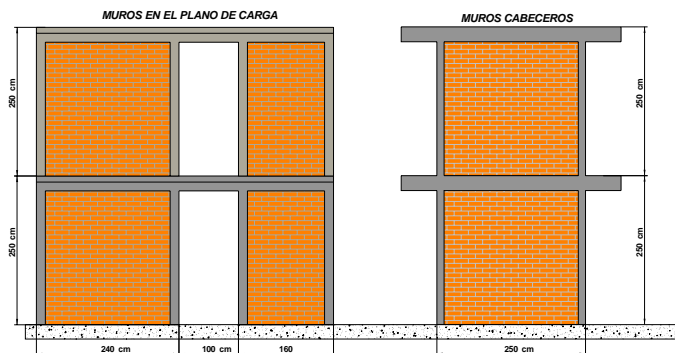


Figura 3.17 Modelo tridimensional (Alcocer et al., 1993)

Los objetivos que se establecieron para esta prueba fueron:

- Avanzar en el conocimiento y desarrollo de ensayos de laboratorio de estructuras de varios grados de libertad.
- Estudiar el efecto de la construcción tridimensional en el comportamiento de sistemas de muros de mampostería confinada.
- Evaluar la importancia de las deformaciones a flexión en el comportamiento de las estructuras de mampostería, con el fin de revisar algunas de la hipótesis usadas en el análisis y diseño de estructuras de mampostería.
- Extrapolar los resultados del ensayo a estructuras de mampostería reales.

En la Figura 3.18 se muestra la distribución de cargas laterales que se aplicaron durante el ensayo del edificio. Es importante hacer notar que la aplicación de una distribución constante de cargas en altura, implica que la estructura estará sometida a condiciones de carga más desfavorables que las que en realidad se presentan. El daño en el espécimen se concentró principalmente en el primer nivel, y estuvo dominado por agrietamiento inclinado debido a tensión diagonal. Al finalizar la prueba, las grietas principales, en forma de X, penetraron los castillos extremos de cada uno de los paneles. Aunque las dalas exhibieron agrietamiento, tanto el refuerzo como el del sistema de piso permanecieron en el intervalo elástico de comportamiento.

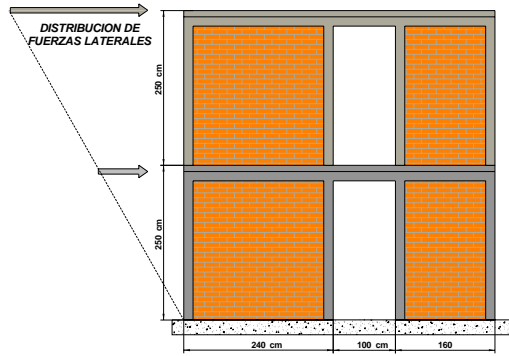


Figura 3.18. Distribución de cargas en el modelo 3D (Alcocer et al., 1993)

Entre las principales conclusiones obtenidas del ensaye del modelo tridimensional están:

- a) La resistencia alcanzada fue superior a la calculada con las NTCM-2004.
- b) El comportamiento de la estructura fue regido por deformaciones de corte y agrietamientos inclinados debidos a tensión diagonal.
- c) El mayor daño se presentó en el primer nivel, por lo que puede preverse la formación de un piso suave en estructuras de mampostería de varios niveles.
- d) Las dalas de acoplamiento permanecieron en el intervalo elástico de comportamiento.

Alcocer et al., (1994) realizaron pruebas en tres especímenes para estudiar el efecto del grado de acoplamiento en la respuesta global de estructuras de mampostería. Se entiende aquí como acoplamiento, la interacción que se da entre muros de mampostería a través de los elementos que los conectan entre si. La Figura 3.19 muestra las geometrías de los especímenes estudiados por Alcocer.

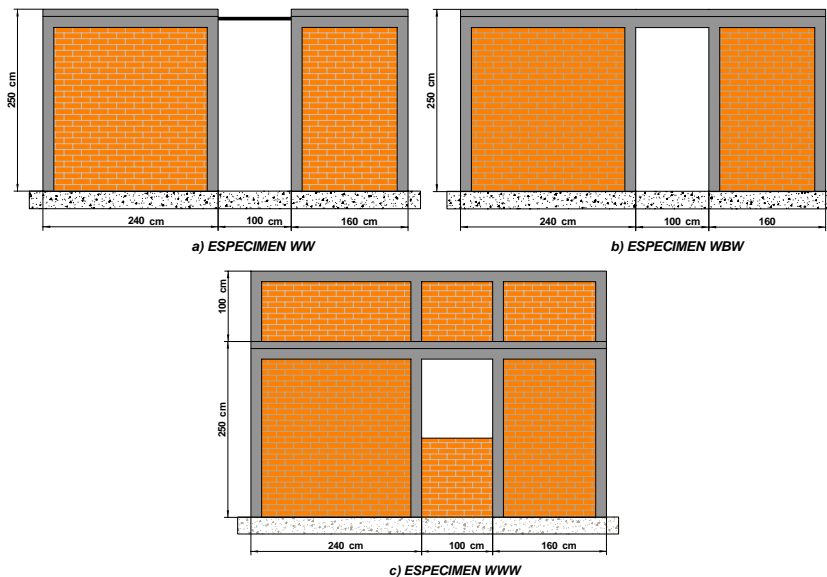


Figura 3.19 Muros ensayados para verificar la influencia del grado de acoplamiento en el comportamiento de la mampostería (Alcocer et al., 1994)

Entre las principales conclusiones obtenidas por Alcocer están:

- a) El modo de falla estuvo dominado por deformaciones debidas a corte, y se modificó en función del grado de acoplamiento de los muros.
- b) La distorsión de agrietamiento fue básicamente la misma en los tres especímenes, independientemente del grado de acoplamiento.
- c) Se alcanzaron cortantes máximos muy similares, independientemente del grado de acoplamiento.
- d) La degradación de rigidez fue semejante para los tres especímenes.
- e) Los elementos de los especímenes en los que se colocaron dadas de acoplamiento no sufrieron daños considerables, y permanecieron dentro de su rango de comportamiento elástico lineal.

3.3.3 Pruebas dinámicas

Durante las pruebas dinámicas se inducen, por medio de una plataforma controlada por sistemas automáticos, desplazamientos en la base de los especímenes (Figura 3.20). Por lo general, se aplican historias de aceleraciones o desplazamientos que simulan el efecto de los sismos. Una de las ventajas que se tienen con respecto al uso de este tipo de ensayos, es que se puede capturar la dependencia que tiene la distribución de cargas laterales en altura con respecto a la rigidez del sistema. En cuanto a las desventajas de usar las plataformas de prueba, es que el tamaño de los especímenes ensayados es limitado a las dimensiones de la plataforma de prueba.



Figura 3.20 Pruebas de carácter dinámico.

La mayor parte de las recomendaciones para el diseño de estructuras de mampostería, que han sido basadas en los resultados de ensayos de carácter cuasiestático, suelen estar del lado de la seguridad. Lo anterior puede explicarse a partir de la correlación existente entre los resultados derivados de pruebas de carácter dinámico y cuasiestático. Por ejemplo, Paulson y Abrams (1990) realizaron investigaciones con el fin de relacionar las respuestas dinámica y estática de las estructuras de mampostería. Para ello realizaron pruebas en dos especímenes (escala reducida 1:4) de 3 niveles de mampostería reforzada. Mientras que uno de los modelos

fue sometido a desplazamientos en la base, al segundo se le aplicó la distribución de desplazamientos laterales obtenida de la historia de desplazamientos de la prueba dinámica. A pesar de que los dos modelos alcanzaron el mismo valor de distorsión lateral, el modelo probado ante solicitaciones dinámicas exhibió mayor rigidez y resistencia que el sometido a cargas de carácter cuasiestático. Además, el deterioro de rigidez fue menor en la prueba dinámica.

Tomazevic et. al., (1996) estudiaron la influencia de cuatro diferentes patrones de carga en el comportamiento sísmico de 32 estructuras de mampostería reforzada. Los patrones de carga respectivos comprendieron una historia de desplazamientos monótonamente creciente, dos de cíclicos reversibles y una correspondiente a un acelerograma. Durante los resultados de las pruebas dinámicas se observaron valores superiores de rigidez y resistencia en comparación con los observados durante las pruebas cuasiestáticas. John Nichols (2000) estudió la influencia que, en la degradación de rigidez, tiene la velocidad de las cargas aplicadas, y concluyó que la degradación de rigidez es mayor en los elementos de mampostería sujetos a pruebas de carácter cuasiestático.

Puede concluirse que la degradación de rigidez y de resistencia en las estructuras de mampostería depende en gran medida del tipo de cargas aplicadas. Como consecuencia de esto, el Instituto de Ingeniería de la UNAM empezó, partir del año 2000, un programa experimental con la finalidad de estudiar la respuesta dinámica de estructuras de mampostería confinada de varios niveles. Como parte de este programa se han realizado pruebas a dos estructuras (escala reducida 1:2) de uno y tres niveles (Vázquez 2005 y Arias 2005). La geometría del espécimen de tres niveles se muestra en la Figura 3.21 (la geometría en planta es la misma para el espécimen de un nivel).

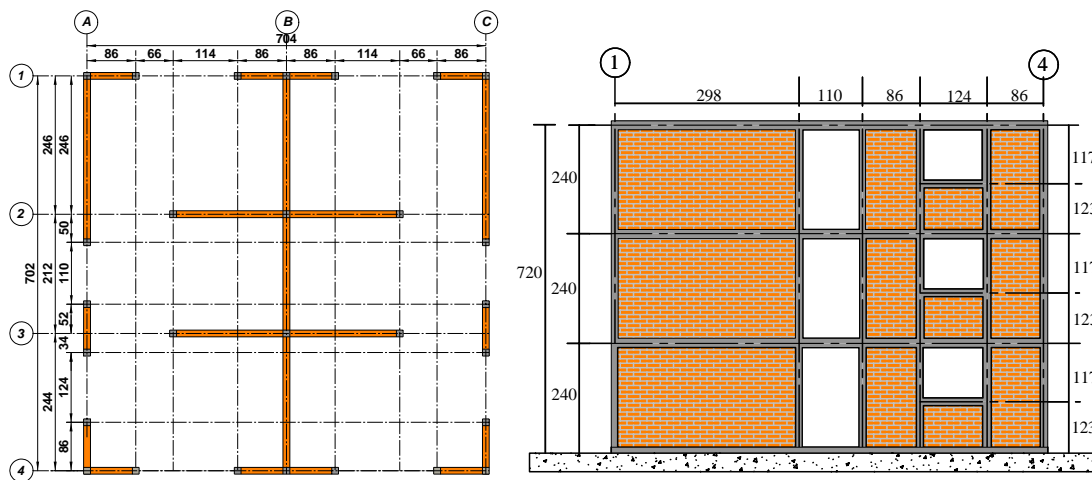


Figura 3.21 Geometría del espécimen de tres niveles (Arias, 2005).

El objetivo principal de estas pruebas fue estudiar la respuesta dinámica de estructuras tridimensionales de mampostería confinada. Entre los objetivos de este proyecto se encontraban estudiar y definir:

- Los desplazamientos y resistencias de diseño.

- La reducción de resistencia por ductilidad y sobrerresistencia.

3.3.3.1 Comportamiento de la estructura de un nivel.

El daño inicial en los muros se debió a la flexión (presencia de grietas horizontales en la base de los muros). Conforme avanzó la prueba, apareció daño por tensión diagonal que se concentró en las aberturas de las ventanas, tal como sucedió en el modelo *WWW* (Figura 3.19). Para los muros con relaciones de aspecto ($L/H > 1$), la causa del daño se debió principalmente al deslizamiento de la mampostería, llegando a presentarse el daño por corte en un estado avanzado de daño del espécimen.

Entre las principales conclusiones obtenidas de éste estudio, se tiene que:

- a) La resistencia obtenida en el ensaye fue superior a la calculada con las NTCM-2004, de tal manera que se consideró adecuada la ecuación que se propone para el cálculo de la resistencia.
- b) El comportamiento de la estructura fue regido por deformaciones de corte.
- c) El daño debido al deslizamiento de la mampostería en estructuras de pocos niveles, se puede atribuir al bajo nivel de cargas verticales.
- d) Los valores de agrietamiento y de resistencia son superiores a los obtenidos en pruebas cuasiestáticas. A partir de esto se consideró que las recomendaciones existentes para el análisis de estructuras de mampostería son conservadoras.

3.3.3.2 Comportamiento de la estructura de tres niveles.

Al igual que en el espécimen de un piso, los daños iniciales en la mampostería se debieron a efectos de flexión. Al final de la prueba, pudo verificarse que el daño se concentro básicamente en el primer nivel, y que se caracterizó por grietas inclinadas en forma de X debidas a tensión diagonal en el plano de carga de los muros, y por grietas horizontales en los muros perpendiculares a la dirección de análisis.

Entre las principales conclusiones obtenidas de esta prueba, se tiene que:

- a) La resistencia obtenida en el ensaye fue superior a la calculada con las NTCM-2004, de tal manera que se consideró adecuada la ecuación que se propone para el cálculo de la resistencia.
- b) Las deformaciones por corte controlaron la respuesta durante la mayor parte de la prueba. Las deformaciones por flexión fueron importantes en la etapa inicial.
- c) La degradación de rigidez y resistencia se caracterizó por la penetración de grietas y el pandeo del refuerzo longitudinal en los extremos de los castillos, así como por el aplastamiento de la mampostería y el concreto. También, se pudo observar que la degradación de rigidez y resistencia fue menor que la observada en pruebas de carácter cuasiestático.

- d) En el rango elástico de la prueba, la distribución en altura de fuerzas laterales correspondía a una distribución triangular invertida, mientras que para rangos de resistencia máxima y última, la distribución de fuerzas se acercó más a una distribución uniforme para el caso de la estructura de tres niveles.
- e) En cuanto al amortiguamiento crítico, pudo observarse que en el rango elástico este fue muy cercano al 5%, tal como se propone para el análisis de estructuras de mampostería. Para el rango no lineal de comportamiento, el valor del porcentaje de amortiguamiento crítico mantuvo una relación aproximadamente lineal con la distorsión de entrepiso, alcanzando un valor máximo de 10%.
- f) Las dalas exhibieron daño poco significativo, por lo que se concluyó que estos elementos se mantuvieron en su rango elástico de comportamiento.

3.4 COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES.

Al verse sometida a cargas cíclicas reversibles, la mampostería confinada experimenta degradación de rigidez y de resistencia conforme se incrementa el nivel de desplazamientos; sin embargo, antes de iniciarse el agrietamiento diagonal se tiene un comportamiento prácticamente lineal. Además, los lazos de histéresis de la mampostería tienden a adelgazarse cerca del origen.

La mampostería como material estructural no tiene mucha capacidad de disipar energía, ya que tienden a abrirse grietas diagonales mientras se aumentan los desplazamientos laterales en una dirección (ocurriendo lo contrario cuando la dirección de la carga cambia de dirección). Durante el proceso de apertura y cierre de grietas, el muro experimenta una disminución de rigidez considerable con respecto a la rigidez obtenida en el ciclo anterior. La Figura 3.22 muestra una curva de comportamiento histérico de una estructura de mampostería confinada sometida a cargas cíclicas reversibles.

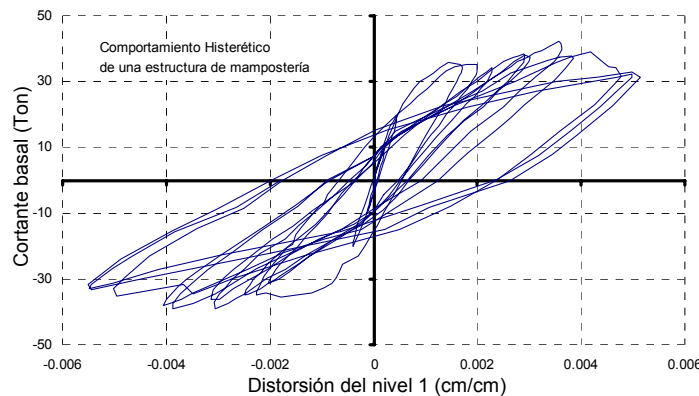


Figura 3.22. Comportamiento histérico de la mampostería (Alcocer et al., 1993).

Una de las conclusiones a las que se ha llegado después de estudiar el comportamiento de especímenes ensayados en laboratorio, es que la respuesta de las estructuras de mampostería esta dominada por deformaciones de corte. Esto no implica que en algunos casos no puedan llegar a ser importantes las deformaciones de flexión. La Figura 3.23 muestra la influencia de las deformaciones de corte en la respuesta de estructuras de mampostería,

cuando se les somete a cargas cíclicas reversibles. Puede apreciarse que antes de alcanzar el agrietamiento diagonal, las deformaciones por flexión son importantes en la respuesta de los muros de mampostería; sin embargo, después de que se alcanza el agrietamiento diagonal, las deformaciones por corte dominan la respuesta (Sánchez et al., 1996). Puede concluirse que la rigidez de corte es la que sufre un mayor deterioro después de que se alcanza el agrietamiento.

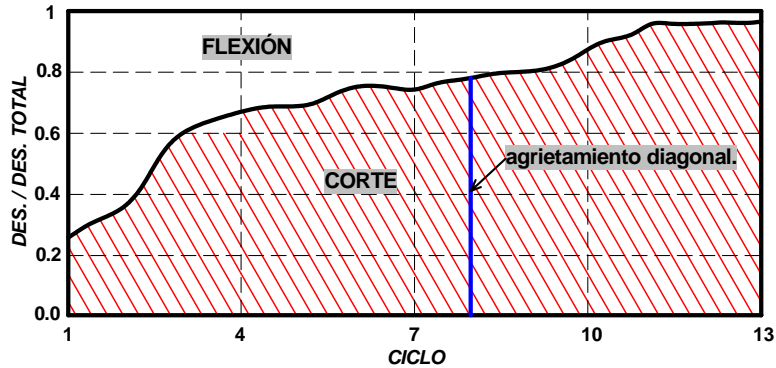


Figura 3.23. Influencia de las deformaciones por corte y por flexión en la respuesta de los elementos de mampostería (Sánchez et al., 1996).

3.4.1 Degradación de rigidez.

Una forma de establecer el grado de deterioro de rigidez en estructuras de mampostería consiste en el uso del concepto de rigidez de ciclo. De acuerdo a este concepto, la rigidez se define como la pendiente de la línea secante que une al origen con los puntos de corte máximo y distorsión máxima en cada ciclo de carga (Figura 3.24).

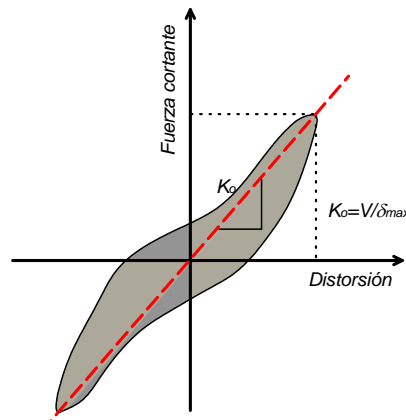


Figura 3.24. Cálculo de la rigidez de ciclo.

Una medida utilizada comúnmente para cuantificar la degradación de rigidez, consiste en normalizar la rigidez de ciclo con la rigidez elástica inicial de la mampostería. A través de dicha normalización, es posible graficar los valores de la rigidez degradada en función de la distorsión alcanzada en cada ciclo de carga. A partir de resultados experimentales, Ruiz et al., (1998) calibró la siguiente ecuación para estimar la rigidez de ciclo en muros de mampostería confinada sin refuerzo interior:

$$\frac{K}{K_o} = \left(\frac{1}{1 + \alpha(DI - DI_{agr})^\beta} \right) \quad (3.10)$$

Donde:

K = Rigidez de ciclo.

K_o = Rigidez elástica.

$\alpha = 5300$

$\beta = 1.2$

Son parámetros que definen la degradación de rigidez.

DI = Es la distorsión lateral, que se define como el desplazamiento de entrepiso entre la altura del muro ($DI \geq DI_{agr}$).

DI_{agr} = Distorsión lateral correspondiente al agrietamiento diagonal de la mampostería.

En la Figura 3.25 se muestra el valor de la rigidez degradada en función de la distorsión de entrepiso.

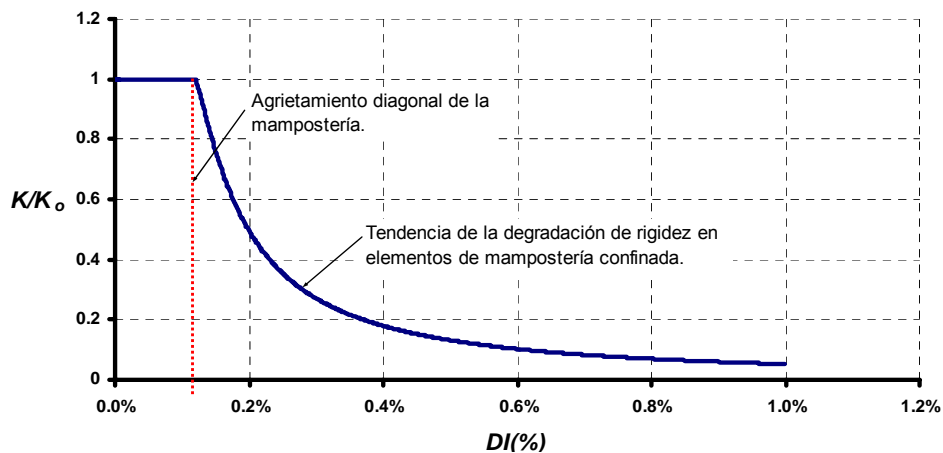


Figura 3.25. Degradación de Rigidez (Ruiz et al., 1998).

3.4.2 Disipación de energía.

Las estructuras de mampostería, al igual que el resto de las estructuras, tienden a disipar energía mediante distintos mecanismos, tales como: agrietamiento, fricción generada a lo largo de las grietas, deslizamiento relativo de los bloques del panel de mampostería, fluencia del acero de refuerzo, etc.

Un parámetro que puede utilizarse para agrupar todos los factores que contribuyen a la disipación de energía en una estructura, es el porcentaje equivalente de amortiguamiento crítico equivalente ξ_{EQ} . Este porcentaje puede establecerse por medio de igualar la energía disipada en un ciclo de comportamiento histerético de la estructura, con aquella

correspondiente a un ciclo de comportamiento de un sistema elástico equivalente con amortiguamiento viscoso, tal como se muestra en la Ecuación 3.11 (Chopra, 1996).

$$4\pi\xi_{EQ} \frac{\omega}{\omega_n} E_S = E_D \quad (3.11)$$

Donde:

ξ_{EQ} = Porcentaje equivalente de amortiguamiento viscoso

E_D = Energía del ciclo histerético.

E_S = Energía de deformación elástica.

ω = Frecuencia de excitación (rad/seg.).

ω_n = Frecuencia del sistema (rad/seg.).

La Figura 3.26 muestra que la energía disipada por la estructura en un ciclo de carga esta dada por el área E_D , mientras que la que disipa el sistema equivalente esta en función de la frecuencia natural, de la frecuencia de excitación aplicada a la estructura, y de la energía elástica de deformación, E_S , queda definida como:

$$E_S = \left(\frac{K_i u_i^2}{2} \right) \quad (3.12)$$

Donde:

K_i = Rigidez de ciclo.

u_i = Desplazamiento asociado con el máximo cortante del ciclo histerético.

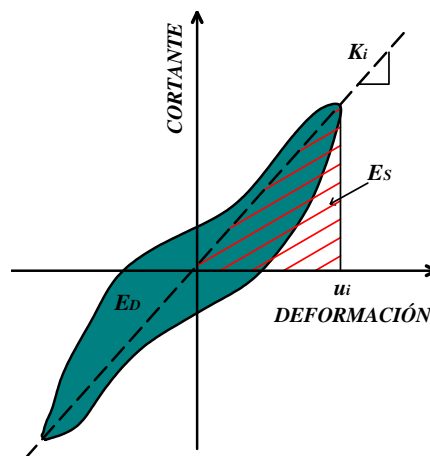


Figura 3.26. Cálculo de la energía de ciclo, y la energía elástica.

Otra forma de determinar dicho parámetro, consiste en analizar la vibración libre de la estructura para diferentes estados de daño. Este método consiste en establecer una relación

entre la amplitud de dos picos sucesivos de respuesta (desplazamiento) de un sistema sometido a vibración libre, para luego establecer el porcentaje de amortiguamiento conforme a lo siguiente:

$$\ln\left(\frac{u_i}{u_{i+1}}\right) = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (3.13)$$

Dado que para valores pequeños de ξ , el valor de $\sqrt{1-\xi^2}$ tiende a 1, la Ecuación 3.13 puede describirse como:

$$\ln\left(\frac{u_i}{u_{i+1}}\right) = 2\pi\xi \quad (3.14)$$

Arias (2005) estableció, a partir de resultados derivados de pruebas experimentales, una expresión que relaciona la distorsión de entrepiso del primer nivel con el porcentaje de amortiguamiento crítico para estructuras de mampostería (Figura 3.27):

$$\xi = 9DI(\%) + 4 \quad (3.15)$$

Donde:

ξ = Porcentaje de amortiguamiento viscoso en %.

DI = Distorsión de entrepiso alcanzada por la estructura en %.

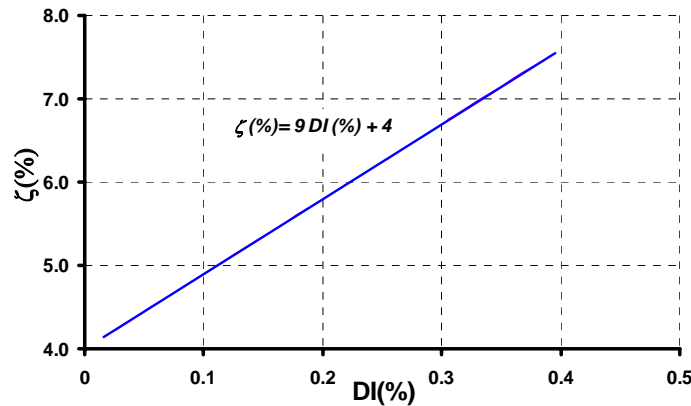


Figura 3.27. Amortiguamiento crítico pruebas dinámicas (Arias, 2005).

3.4.3 Distribución de las cargas laterales en función del daño alcanzado.

En función de su comportamiento ante cargas lateral, es posible clasificar los muros estructurales de mampostería. Dicha clasificación considera muros en voladizo y muros acoplados. Los muros en voladizo son aquellos en los que las traveses de acoplamiento no aportan la suficiente rigidez para fomentar que la respuesta de la estructura este dominada por corte (Figura 3.28a). En el caso de los muros acoplados, se tiene que el sistema de piso y las

vigas de acoplamiento poseen suficiente rigidez para fomentar un comportamiento dominado por corte (Figura 3.28b). Una de las características principales de las estructuras de mampostería destinadas a vivienda, es una elevada densidad de muros en planta, lo que favorece el acoplamiento entre los muros y por tanto, una respuesta dominada por deformaciones por corte.

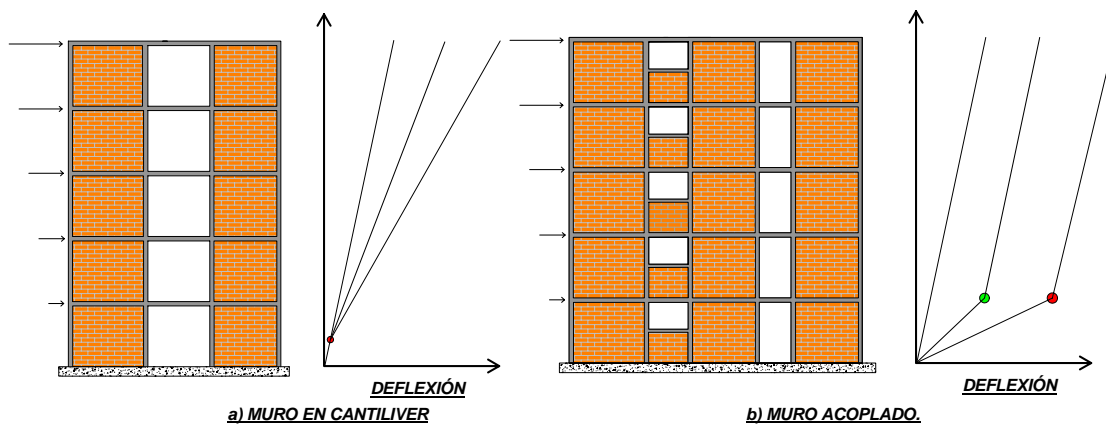


Figura 3.28. Respuesta ante cargas laterales de edificios a base de muros, según su clasificación (Paulay et al., 1992)

Por lo general, el daño que sufren las estructuras de mampostería de varios niveles suele concentrarse en la planta baja, lo que favorece la aparición de una planta baja débil y flexible. Esto conlleva la necesidad de poner especial cuidado en el diseño de esta zona de la edificación, y hace posible el planteamiento de métodos simplificados de análisis para estimar su nivel de daño estructural.

Como consecuencia de la formación de una planta baja débil y flexible, es común que al aumentar el nivel de daño, la distribución en altura de las cargas laterales actuantes cambie de ser una distribución triangular invertida a una distribución prácticamente uniforme en altura (Arias, 2005). Al cambiar la distribución de cargas, el nivel de fuerza cortante se incrementa en la planta baja, disminuyendo el momento de volteo actuante.

Modelado de la mampostería

4.1 INTRODUCCIÓN.

En muchos casos prácticos, los requisitos que establecen las NTCM-2004 para la aplicación del método simplificado de análisis sísmico, no se cumplen para las estructuras de mampostería destinadas a vivienda. En estos casos, las estructuras de mampostería deben analizarse con procedimientos más detallados que aporten información suficiente sobre la distribución de fuerzas y desplazamientos.

El presente capítulo discute diferentes herramientas desarrolladas para estimar la respuesta sísmica de las estructuras de mampostería confinada, con y sin refuerzo interior. En principio, se mencionan los modelos histeréticos propuestos por diversos autores para la evaluación del comportamiento global de las estructuras de mampostería. Segundo, se presentan modelos estructurales para la estimación de la respuesta y elementos mecánicos de los componentes estructurales de las mismas.

4.2 MODELOS HISTERÉTICOS PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO GLOBAL DE LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.

En principio, un modelo analítico puede definirse como una representación matemática de un sistema en el que deberán tomarse en cuenta las propiedades de la estructura, de tal forma que al aplicarse un sistema de fuerzas al modelo, éste responda de una manera semejante a la estructura analizada.

Los modelos histeréticos que se muestran, tienen la finalidad de representar el comportamiento global cíclico de las estructuras de mampostería en rangos de comportamiento no lineal. El hecho de utilizar modelos simples para representar el comportamiento global, es justificable si se toma en cuenta la existencia de grandes incertidumbres con respecto a las variables que intervienen en los procesos de diseño y construcción de las estructuras de mampostería. Como se discutirá mas adelante, el uso de estos modelos en conjunto con el concepto de sistema equivalente de un grado de libertad, permite estimar la respuesta dinámica de sistemas estructurales complejos sujetos a aceleraciones en su base.

4.2.1 Meli-Bazán (1979-1980)

A partir de resultados experimentales, Meli (1979) propuso un modelo histerético trilineal definido por 7 parámetros. El valor de estos parámetros se establece en función del tipo de mampostería, así como del tipo de falla que esta pueda exhibir. La relación trilineal queda definida por tres tramos rectos: el primero considera que la rigidez de la mampostería es lineal hasta el agrietamiento; el segundo abarca desde el agrietamiento hasta la carga máxima; y finalmente, el tercero se caracteriza por un comportamiento constante hasta la falla. La Figura 4.1 muestra la relación carga-deformación propuesta para representar el comportamiento de la mampostería bajo la acción de cargas monótonas.

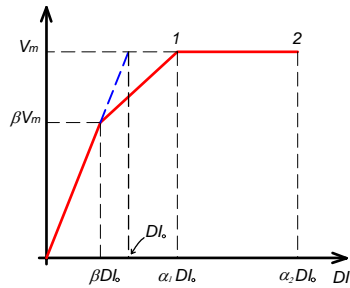


Figura 4.1. Relación de carga deformación (Meli, 1979).

Las Figura 4.2 y 4.3 muestran los parámetros que definen el modelo histerético para representar el comportamiento ante cargas cíclicas reversibles. Los primeros tres parámetros (β , α_1 y α_2) determinan la forma inicial de la curva carga-desplazamiento lateral, mientras que el resto de los parámetros (V_h/V_m , A_h/A_m) determinan la degradación de rigidez y deterioro de resistencia para ciclos posteriores en función, respectivamente, de la distorsión en la que se alcanza la carga máxima y la distorsión correspondiente al desplazamiento límite máximo.

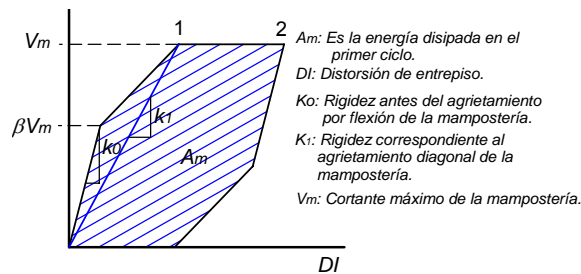


Figura 4.2. Relación de carga deformación para el primer ciclo (Meli, 1979).

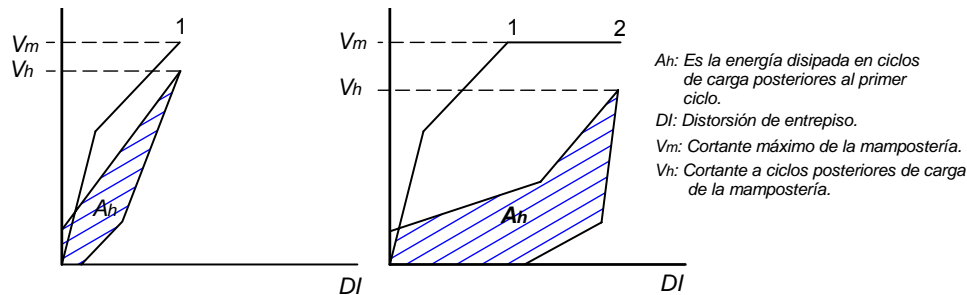


Figura 4.3. Relación de carga deformación para los ciclos posteriores al primer ciclo (Meli, 1979).

Para la obtención de la respuesta ante cargas cíclicas, Bazán (1980) reprodujo el comportamiento histerético de muros de mampostería mediante la superposición de modelos trilineales a diferentes escalas. Al comparar sus resultados con los obtenidos de la combinación de modelos elastoplásticos, observó que su modelo presentaba diferencias muy pequeñas con respecto al modelo propuesto por Meli.

4.2.2 Moroni et al. (1994)

Basado en resultados experimentales realizados en diferentes países de América Latina, Moroni et al. (1994) propusieron un modelo para la predicción de la respuesta inelástica de muros de mampostería confinada. Aunque este modelo se limita a considerar efectos de corte, puede decirse que las observaciones hechas en estructuras dañadas por sismo y en ensayos de laboratorio sugieren que el daño en estructuras de mampostería suele ocurrir por corte. El comportamiento no lineal de la mampostería se caracteriza por una curva trilineal y lazos de histéresis que consideran degradación de rigidez (Figura 4.4).

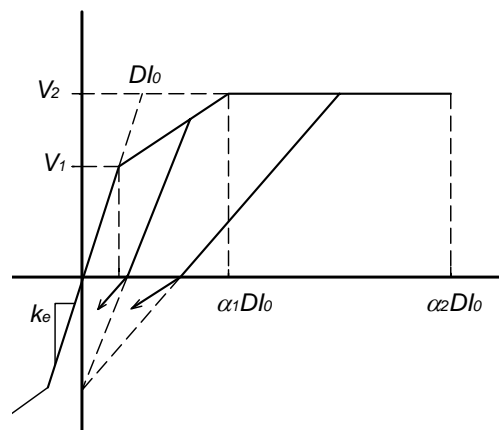


Figura 4.4. Relación de carga deformación con degradación de la rigidez a corte (Moroni et al., 1994).

Con respecto a la degradación de rigidez, el modelo propuesto por Moroni et al. (1994) considera un punto común en el eje de las ordenadas al que convergen las trayectorias de descarga. Los parámetros considerados por este modelo son:

- V_1 : Cortante basal para el que se alcanza el agrietamiento horizontal de la mampostería debido a efectos de flexión.
- V_2 : Valor del cortante basal máximo.
- k_e : Rigidez efectiva a corte de los elementos de mampostería.
- $D l_0$: Distorsión de un sistema equivalente elasto-plástico, que considera la rigidez efectiva a corte y el máximo cortante basal.
- α_1 y α_2 : Valores obtenidos experimentalmente que permiten estimar la distorsión para la que se alcanza el cortante máximo y la distorsión última de la mampostería, respectivamente.

4.2.3 Flores y Alcocer (1995)

Con base en evidencia experimental obtenida en el CENAPRED, Flores y Alcocer (1995) caracterizan con un modelo tri-lineal la envolvente del comportamiento histerético de las estructuras de mampostería confinada de tabiques macizos de barro recocido hechos a mano. Este modelo, basado en el propuesto por Meli (1979), se diferencia del anterior en que el tercer tramo considera degradación de resistencia. El modelo de Flores y Alcocer (1995), queda definido por seis parámetros que son congruentes con los requisitos establecidos por las NTCM-2004 para mampostería confinada hecha con piezas macizas (con y sin refuerzo horizontal), y que se resumen en la Tabla 4.1. Mientras que la Figura 4.5 muestra el modelo de Flores y Alcocer (1995), la Figura 4.6 contrasta la envolvente obtenida a partir de dicho modelo con el comportamiento histerético del espécimen 3D (Alcocer et al., 1993).

Tabla 4.1. Parámetros empleados en el modelo analítico propuesto por Flores y Alcocer (1995).

Mampostería confinada sin refuerzo horizontal.		Mampostería confinada con refuerzo horizontal.	
$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_o H}$	$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_o H}$
$V_{max} = 1.25V_{agr}$	$DI_{max} = 0.003$	$V_{max} = 1.5V_{agr}$	$DI_{max} = 0.006$
$V_{ult} = 0.8V_{agr}$	$DI_{ult} = 0.005$	$V_{ult} = 1.1V_{agr}$	$DI_{ult} = 0.01$

Donde:

$$V_{RDF} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T \quad (4.1)$$

$V_{agr} = V_{RDF}$ Cortante de agrietamiento de la mampostería, calculado con la Ecuación 4.1 (propuesta en las NTCM-2004).

$H =$ Altura del entrepiso.

$DI_{agr} =$ Distorsión de entrepiso para la que se presenta el primer agrietamiento diagonal de la mampostería.

$DI_{max} =$ Distorsión de entrepiso para la que se presenta la resistencia máxima.

$DI_{ult} =$ Distorsión última de entrepiso de la mampostería.

$K_o =$ Rigidez elástica del sistema, calculada con métodos tradicionales de la mecánica de materiales.

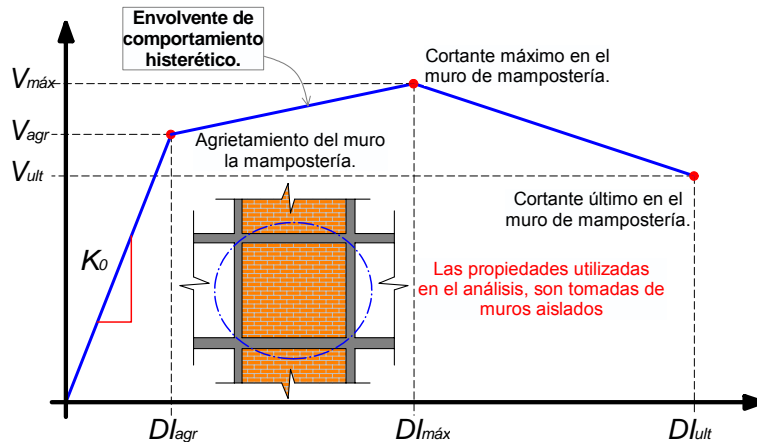


Figura 4.5. Relación idealizada de carga-deformación para mampostería confinada (Flores y Alcocer, 1995).

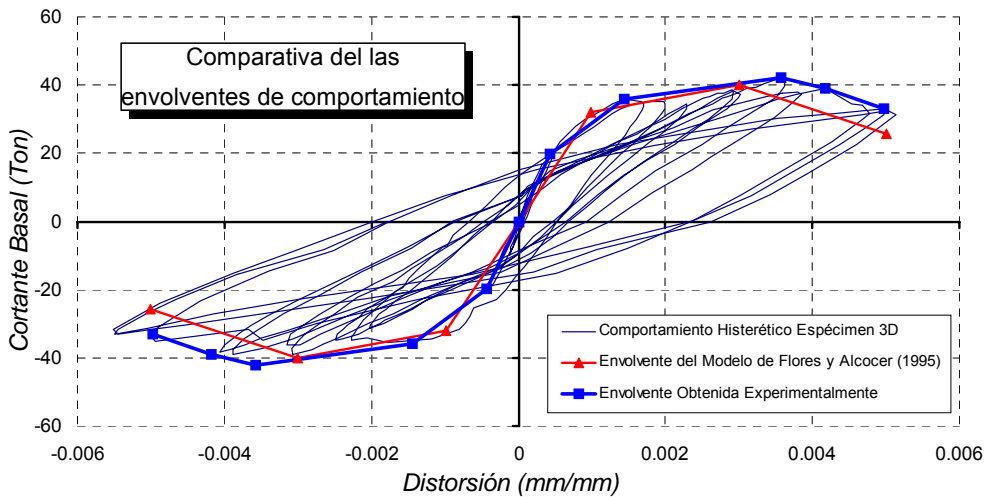


Figura 4.6. Comparación de la envolvente del modelo propuesto por Flores y Alcocer (1995), con la respuesta histerética del espécimen 3D (Alcocer et al., 1993)

Conforme se aprecia en la Tabla 4.1, la envolvente derivada del modelo de Flores y Alcocer (1995) depende de si la mampostería tiene refuerzo horizontal o no. Al respecto, el refuerzo horizontal no afecta el comportamiento elástico de la mampostería, lo cual explica porque el modelo arroja los mismos resultados independientemente de la presencia de refuerzo horizontal. Los resultados experimentales indican que dicho refuerzo empieza a trabajar, una vez que aparece el agrietamiento diagonal, de manera similar a como trabajan los estribos en elementos de concreto reforzado. La mampostería confinada sin refuerzo horizontal alcanza su cortante máximo cuando se generaliza el agrietamiento diagonal en forma de X, y se inicia el agrietamiento de los castillos; sin embargo, los muros armados con barras de acero en las juntas, la resistencia máxima se ve afectada por la contribución del refuerzo horizontal. Además, el refuerzo horizontal mantiene la integridad del muro de mampostería, lo que hace posible que acomode niveles de distorsión considerablemente mayores a los que acomodaría un muro sin refuerzo.

En cuanto a la envolvente arrojada por el modelo de Flores y Alcocer (1995), es importante hacer notar que el primer agrietamiento diagonal se caracteriza por la aparición de grietas diagonales. Una vez que se ha agrietado el muro, se presenta degradación de rigidez, mientras que la resistencia sigue incrementándose hasta que se alcanza la resistencia máxima. Una vez que se alcanza la resistencia máxima, la respuesta de la mampostería se caracteriza por un intervalo de degradación de rigidez y deterioro de resistencia, originada por la penetración de las grietas en los castillos y la paulatina desintegración del concreto. La Figura 4.7 muestra de manera esquemática el progreso del daño en elementos de mampostería con respuesta regida por deformaciones de corte.

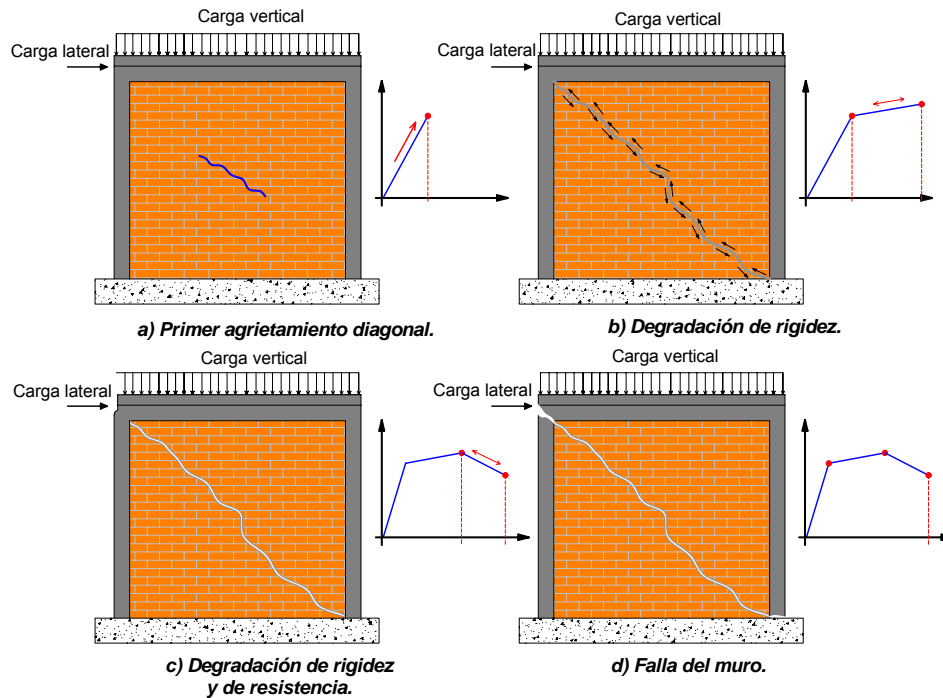


Figura 4.7. Progreso del daño en muros cuya deformación es regida por corte.

De la Tabla 4.1 puede concluirse que mientras el valor de la distorsión de agrietamiento depende de la rigidez y resistencia a corte de la mampostería, los valores de distorsión máxima y última son constantes. En cuanto a esto último, los valores constantes para las distorsiones máxima y última reflejan el hecho de que la mampostería es un material cuyo comportamiento es difícil de caracterizar de manera razonable a partir de parámetros conocidos. Quizá convenga enfatizar que el uso de modelos como el de Flores y Alcocer (1995), derivado de pruebas experimentales de carácter cuasiestático, usualmente resulta conservador si se considera que la degradación de rigidez y de resistencia en estructuras sometidas a cargas dinámicas suele ser menor.

4.2.3.1 Comparación del modelo con resultados experimentales.

Las Figuras 4.8 y 4.9 comparan envolventes de comportamiento histerético obtenidas de la respuesta experimental de muros aislados y sistemas estructurales complejos de mampostería (con y sin refuerzo horizontal, respectivamente), comparados con el modelo de Flores y Alcocer (1995). Se puede verificar que dicho modelo suele ser conservador en el sentido de

que predice una menor capacidad de deformación; sin embargo, la predicción de la capacidad de carga resulta ser bastante aceptable.

Se puede apreciar de las Figuras 4.8 y 4.9 que los valores de cortante de agrietamiento, estimados a partir de las NTCM-2004, son muy similares a los valores obtenidos experimentalmente, lo que hace posible estimar de manera razonable el valor de la distorsión de agrietamiento para cada muro en función de su rigidez elástica.

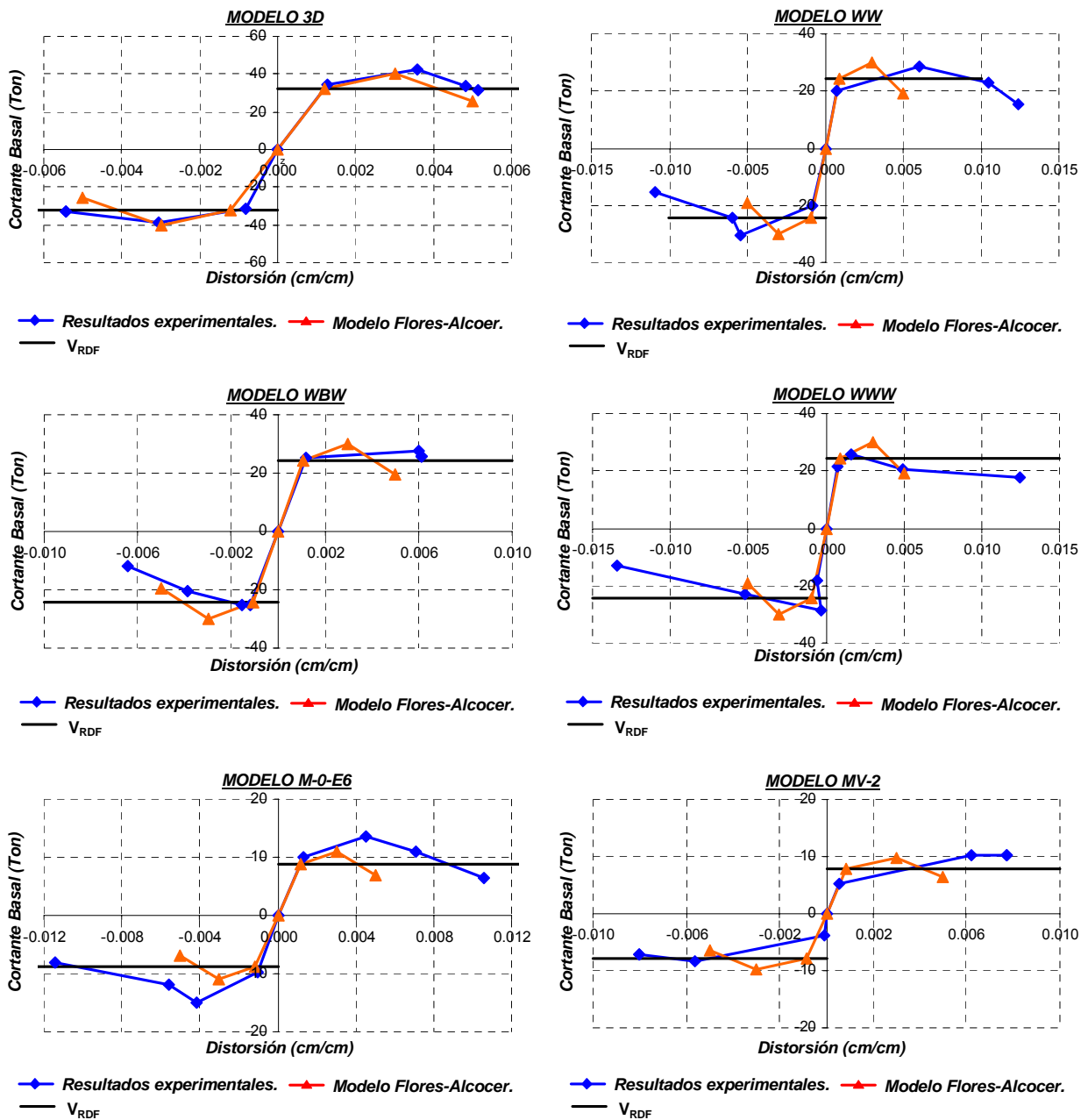


Figura 4.8. Curvas de comportamiento histerético (mampostería sin refuerzo horizontal)

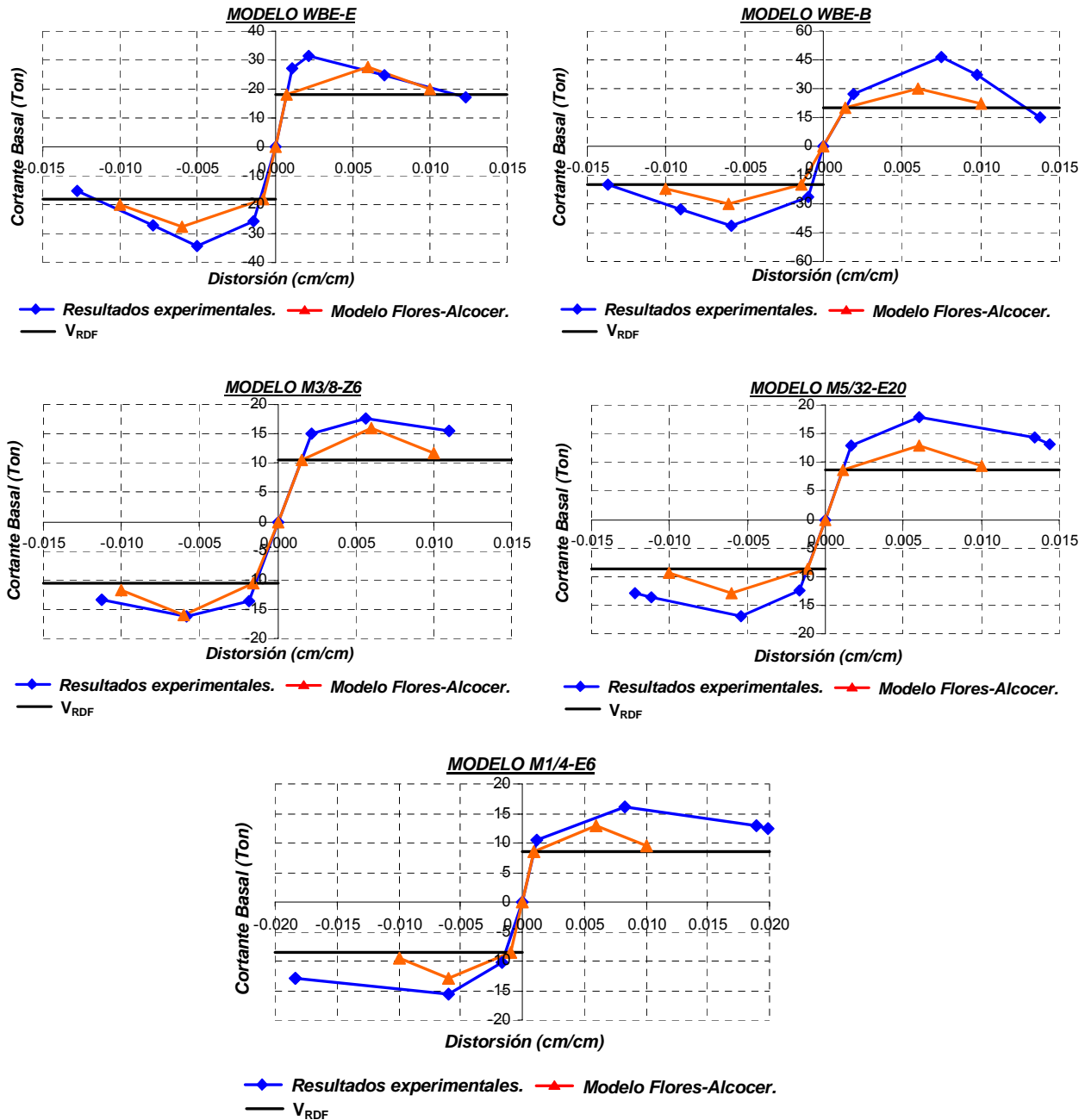


Figura 4.9. Curvas de comportamiento histerético (mampostería con refuerzo horizontal)

4.2.4 Ruiz-García y Miranda (2003)

Ruiz-García y Miranda (2003), lograron representar razonablemente el comportamiento de muros de mampostería sometidos a cargas cíclicas reversibles mediante el uso de una versión modificada del modelo de los tres parámetros. Cabe aclarar que, aunque la versión modificada del modelo de los tres parámetros se desarrolló inicialmente para obtener la respuesta histerética de sistemas de marcos de concreto prefabricado con conexiones híbridas (Cheek et al., 1998), Ruiz-García y Miranda (2003), lo calibraron con resultados de pruebas

experimentales para estimar el comportamiento de la mampostería con diferentes modalidades de refuerzo (Tabla 4.2).

Tabla 4.2. Parámetros para reproducir el comportamiento histerético de la mampostería (Ruiz-García y Miranda, 2003)

Tipo de mampostería	Parámetros del modelo analítico.			
	HC	HBD	HBE	HS
Mampostería confinada	3.5	0.060	0.060	0.985
Mampostería con refuerzo interior	3.0	0.025	0.025	0.985
Mampostería con refuerzo exterior	2.4	0.040	0.040	0.970

El modelo original de los tres parámetros, propuesto por Park et al. (1987), fue desarrollado con el fin de representar el comportamiento histerético de estructuras de concreto reforzado. Dicho modelo analítico, fue llamado de los tres parámetros porque incorpora parámetros de degradación de rigidez (HC), deterioro de resistencia (HB), y adelgazamiento de los lazos histeréticos cerca del origen (HS). La Figura 4.10 muestra el efecto de cada uno de los parámetros. Note que el deterioro de la resistencia depende de la energía disipada, que es tomada en cuenta mediante el parámetro HBE, y del nivel de deformación inelástica, HBD.

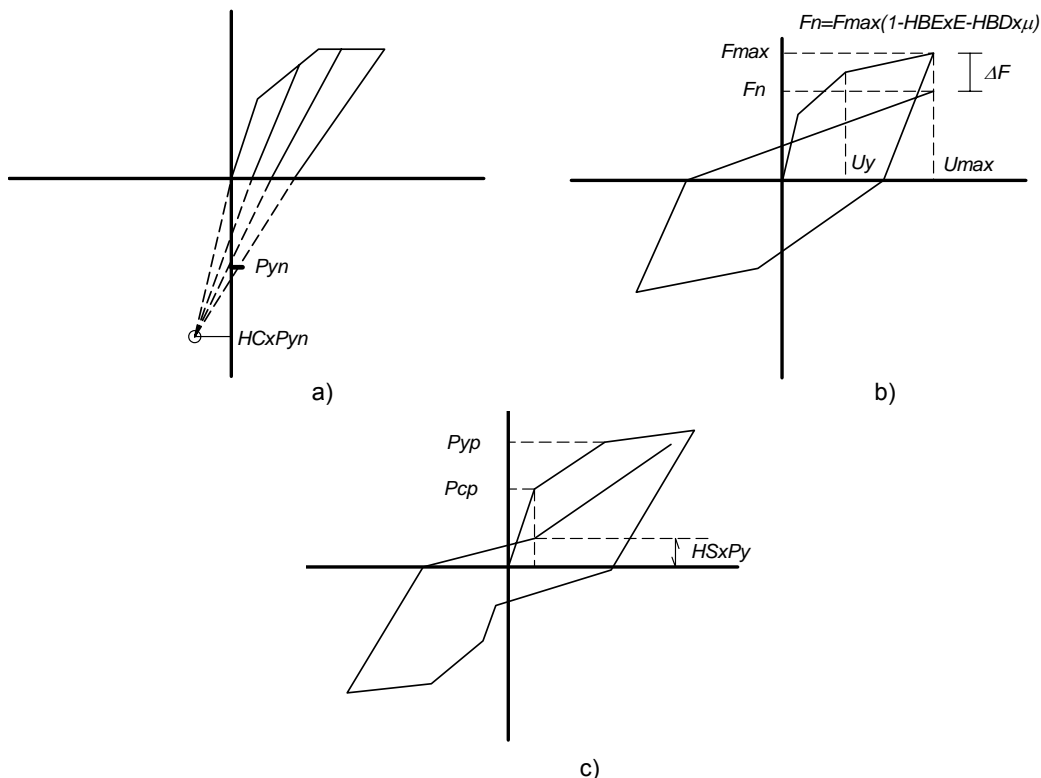


Figura 4.10. Efecto de los parámetros del modelo propuesto por Park et al. (1987). a) Degradación de rigidez, b) Degradación de resistencia y c) Adelgazamiento del ciclo histerético.

Mediante la adecuada selección del valor de los parámetros, es posible modelar de manera razonable la respuesta global de las estructuras de mampostería. La Figura 4.11 muestra la influencia de cada uno de los parámetros en el comportamiento histerético.

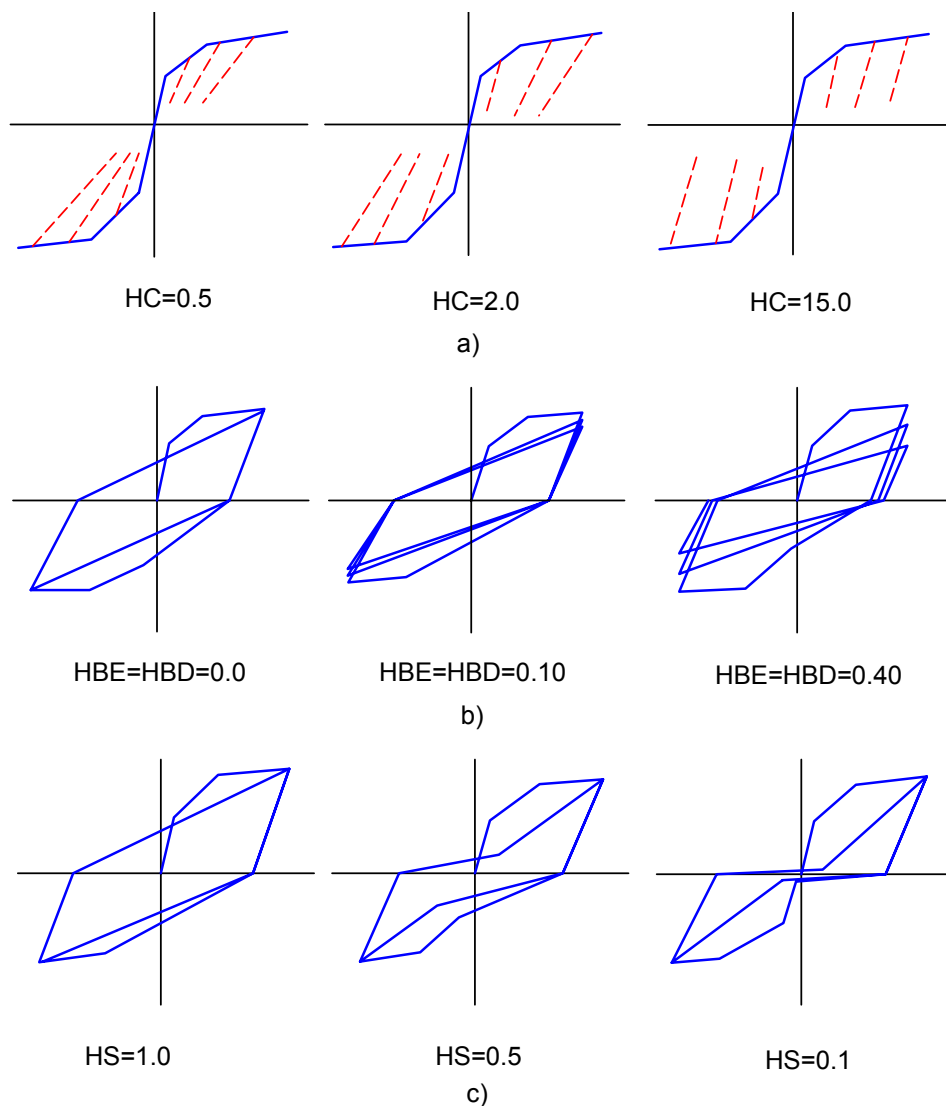


Figura 4.11. Influencia de de los parámetros de degradación en el comportamiento histerético.
a) Parámetro de degradación de rigidez, b) Parámetro de deterioro de resistencia
y c) Parámetro de adelgazamiento cerca del origen.

4.3 MODELOS ESTRUCTURALES.

En un análisis estructural se debe considerar la disposición y dimensiones de los elementos que conforman a una edificación. En este sentido, el modelo analítico de un edificio de mampostería debe contener un ensamblaje de elementos estructurales que tomen en consideración las propiedades mecánicas de la mampostería. Aunque actualmente existe una gran variedad de modelos de análisis estructural para muros, no todos son aplicables a las estructuras de mampostería confinada. Lo anterior se debe a la complejidad de su geometría, y la necesidad de un entrenamiento especial para interpretar correctamente los resultados del

análisis. A continuación, se describen dos modelos utilizados para modelar las estructuras de mampostería: 1) la columna ancha, que goza de popularidad entre los despachos de cálculo; y 2) la diagonal equivalente, actualmente en desuso.

4.3.1 Columna ancha.

Conforme se ilustra en la Figura 4.12, a partir de este modelo, las estructuras de mampostería se idealizan a través de marcos, ya sean planos o tridimensionales. Los muros se modelan con columnas equivalentes que capturan sus propiedades a flexión y corte, mientras que a las vigas inmersas en los muros se les asigna rigidez infinita a flexión y corte. Para estimar las propiedades de las vigas que acoplan los muros, se considera la contribución de la porción de losa tributaria a las vigas según la Sección 3.2.3.2 de las NTCM-2004 (Figura 4.13). Los pretiles de las ventanas suelen tomarse en cuenta a través de modelarlos como columnas anchas, tal como se haría en el caso de cualquier otro muro.

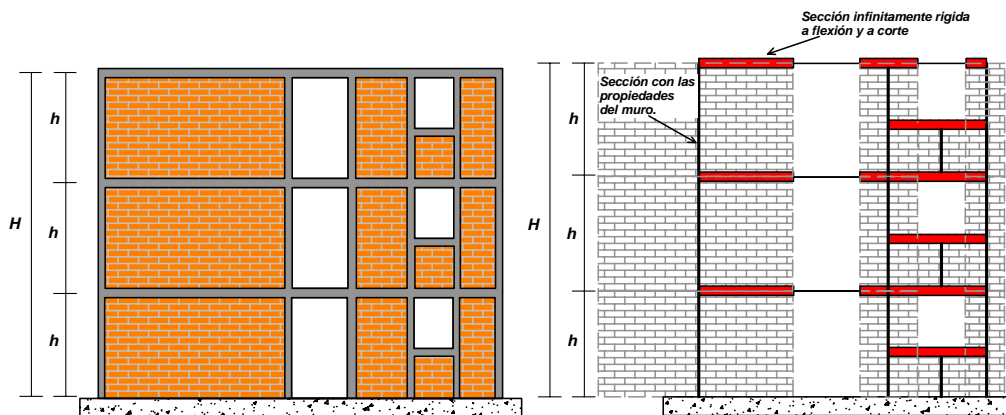


Figura 4.12. Modelo de columna ancha.

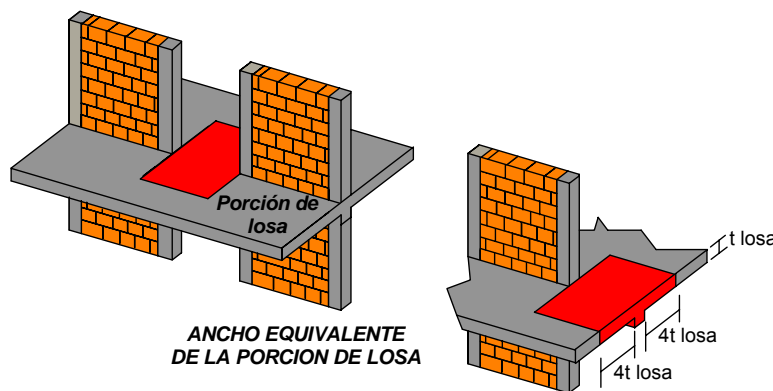


Figura 4.13. Porción de losa considerada en la rigidez a flexión de la losa.

A partir de una serie de análisis elásticos, Bazán (1980) estableció una relación entre los desplazamientos derivados a partir del modelo de la columna ancha y de un modelo de elementos finitos para muros empotrados en la base. La Figura 4.14, que resume algunos de los resultados obtenidos por Bazán en los que se muestran errores menores al 4%.

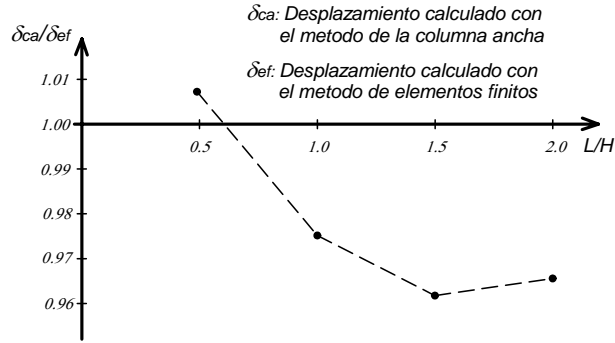


Figura 4.14. Verificación del método de columna ancha (Bazán, 1980).

Entre las principales conclusiones que se tienen con respecto al modelo de la columna ancha, es que para un amplio rango de relaciones de aspecto (L/H), éste modelo representa con bastante precisión el comportamiento elástico de muros sujetos a cargas laterales. La Figura 4.15, muestra los resultados obtenidos por Bazán (1980) para un sistema marco-muro de 3 niveles. Note que los errores cometidos para el rango de comportamiento lineal no exceden de 2%.

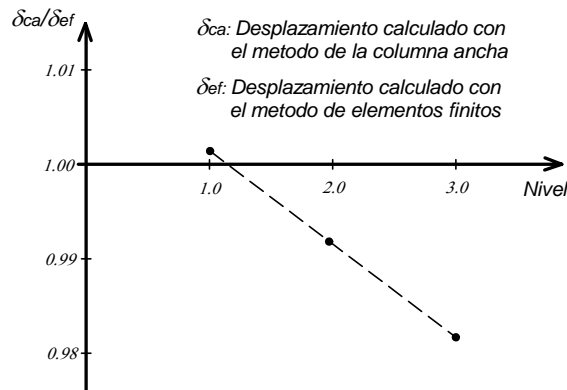


Figura 4.15. Verificación del método de columna ancha en un edificio de tres niveles (Bazán, 1980).

En el caso de muros de mampostería confinada, las propiedades de la columna ancha deben considerar tanto la contribución de la mampostería como la de los castillos de concreto que la confinan. Para tal efecto, dichas propiedades deben estimarse a partir de una sección transformada que considere explícitamente la relación modular entre concreto y mampostería. En caso de que se usen marcos planos para modelar la mampostería, es necesario considerar la contribución de las secciones de muro que se encuentran fuera del plano de análisis. En el caso de que se utilice un arreglo tridimensional de marcos, dichas secciones son tomadas en cuenta de forma razonable a través del modelado aquí descrito.

Una de las ventajas de utilizar el modelo de la columna ancha, es que las propiedades a corte y a flexión de los muros pueden representarse adecuadamente a través de las propiedades del material, y las propiedades geométricas de las secciones de muros. La Ecuación 4.2, define de forma simple, la rigidez lateral elástica de los elementos barra (viga/columna) utilizados por los paquetes comerciales de análisis estructural.

$$K = \left(\frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA} \right)^{-1} \quad (4.2)$$

Donde:

h = Altura del muro

A = Área de corte de la sección de muro

I = Momento de inercia de la sección del muro

E = Módulo de elasticidad de la mampostería

G = Módulo de corte de la mampostería

β = Factor de condiciones de apoyo (Figura 4.16)

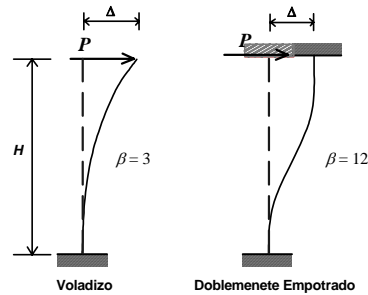


Figura 4.16. Factor de condiciones de apoyo.

La Ecuación 4.2 establece la influencia de las deformaciones por corte y flexión en elementos barra, en función de la relación de aspecto del muro y sus condiciones de apoyo. La Figura 4.17 muestra que mientras la influencia de las deformaciones por corte tienden a aumentar con un incremento en la relación de aspecto L/H (L = longitud del muro, H = altura del muro), lo contrario ocurre con la influencia de las deformaciones a flexión. Puede deducirse que la respuesta de elementos con empotramiento perfecto y relaciones de aspecto L/H mayores que 1 esta dominada por deformaciones de corte. Dado que las estructuras de mampostería se comportan como sistemas continuos, la condición de empotramiento perfecto se cumple para la mayoría de los casos.

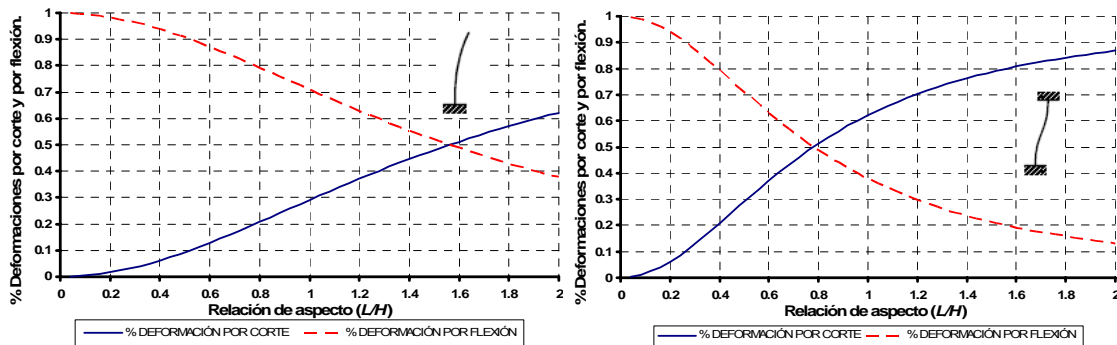


Figura 4.17. Deformaciones por corte y por flexión según las condiciones de apoyo.

La Tabla 4.3 resume los resultados de modelar, a través del modelo de la columna ancha, los especímenes *WW*, *WBW*, *WWW* y *3D* probados en el CENAPRED (Alcocer et al., 1993 y 1994). Note que la rigidez inicial de los especímenes es capturada razonablemente a partir del modelo de la columna ancha.

Tabla 4.3. Rigideces experimentales y teóricas (columna ancha)

Especímen	Rigidez Experimental (Ton/cm)			Rigidez Teórica (Ton/cm)
	$K_o (+)$	$K_o (-)$	K_o (Promedio)	
Especímen <i>WW</i>	113.51	104.48	109.00	104.77
Especímen <i>WBW</i>	88.07	88.07	88.07	95.12
Especímen <i>WWW</i>	128.09	144.19	136.14	101.56
Especímen <i>3D</i>	113.87	165.12	139.47	130.57

Al estar controlada la respuesta de los muros de mampostería por deformaciones de corte, se tiene una ventaja al utilizar el método de la columna ancha, ya que las rigideces a corte y flexión de los muros pueden considerarse por separado. Al tomar las rigideces de forma independiente, la rigidez a corte se degrada en función de la distorsión de entrepiso mientras que la rigidez a flexión permanece intacta.

4.3.2 Diagonal equivalente de compresión.

El efecto de la concentración de esfuerzos en una zona diagonal de los muros (Sección 2.3.2), producto de la aplicación de cargas laterales, da lugar a la formación de un puntal de compresión. Debido a esto, los muros de mampostería pueden modelarse a través de una diagonal equivalente de compresión. En particular, el muro se sustituye por una serie de diagonales cuyas propiedades dependen de la rigidez del marco de concreto que confina al muro, y de la rigidez a corte del panel de mampostería. La Figura 4.18 muestra el modelado de un muro de mampostería de tres pisos a través del uso de la diagonal equivalente de compresión.

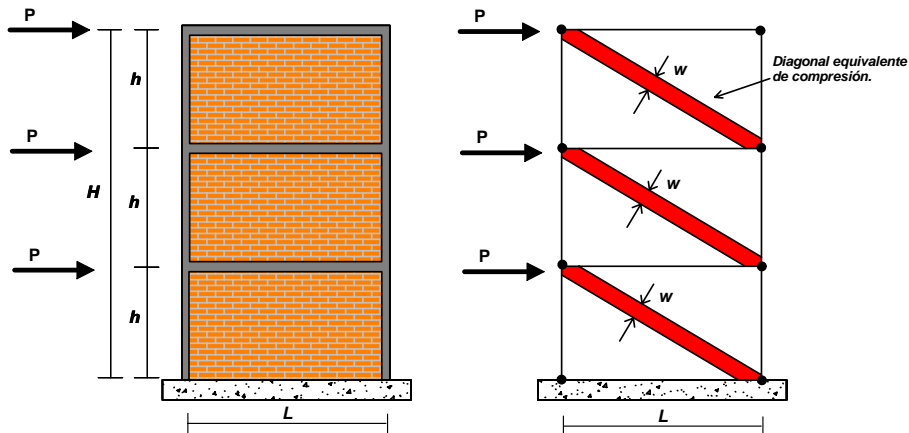


Figura 4.18. Modelo de la diagonal equivalente de compresión.

A partir de estudios analíticos, Bazán (1980) calibró una ecuación para estimar el ancho de la diagonal equivalente de compresión en muros de mampostería. La diagonal corresponde a un estado de daño en el muro, lo que implica la existencia de grietas horizontales y diagonales debidas a efectos de flexión y corte respectivamente. Las Ecuación 4.3a muestran que la relación de ancho de la diagonal equivalente con respecto a la altura del muro, es función de la relación de rigideces relativas entre columnas y panel de mampostería (Ecuación 4.3b). La Figura 4.19 muestra en forma esquemática la definición de los valores utilizados para la obtención de la diagonal equivalente.

$$\frac{w}{H} = (0.35 + 0.022\lambda) \quad (4.3a)$$

$$\lambda = \frac{(E_c A_c)}{(G_m A_m)} \quad (4.3b)$$

Donde:

w = ancho de la diagonal de compresión.

λ = Parámetro adimensional que toma en cuenta las rigideces relativas entre muro y marco ($0.9 \leq \lambda \leq 11.0$).

H = Altura del muro.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

A_c = Área transversal de los elementos verticales que confinan a la mampostería.

G_m = Módulo de corte del material mampostería.

A_m = Área transversal del panel de mampostería.

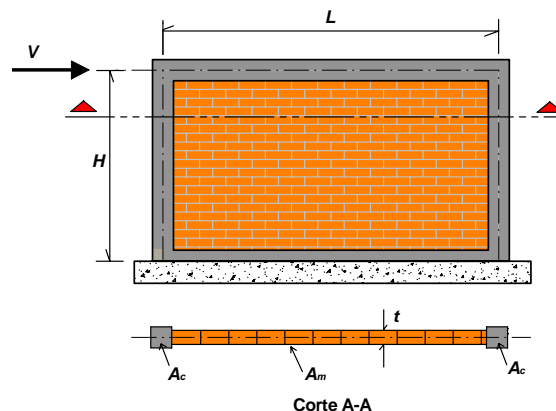


Figura 4.19. Definición de valores de la ecuación de la diagonal equivalente (Bazán, 1980).

En cuanto a la aplicación práctica del método de la diagonal equivalente, es necesario puntualizar varias cosas. Primero, los modelos analíticos derivados de la diagonal equivalente

son más complejos que aquellos derivados de la columna ancha, razón por la que los despachos tienden a usar el primer método. Segundo, el modelo de la diagonal equivalente no captura adecuadamente la rigidez inicial de los muros de mampostería, ya que la ecuación de propuesta por Bazán implica daño debido al agrietamiento horizontal y diagonal de la mampostería. Tercero, las ecuaciones disponibles para la determinación de las propiedades de la diagonal equivalente están limitadas a ciertas relaciones de aspecto ($\xi=L/H$), que no siempre abarcan las propiedades geométricas de muros reales de mampostería confinada ($0.75 \leq \xi \leq 2.5$). Como consecuencia de esto, en algunos casos, el uso de la diagonal equivalente en el modelado de una estructura de mampostería confinada no aporta buenas aproximaciones a la rigidez inicial elástica. Esto se muestra en la Tabla 4.4 para los especímenes *WW*, *WBW*, *WWW* y *3D* probados en el CENAPRED (Alcocer et al., 1993 y 1994).

Tabla 4.4. Rigideces experimentales y teóricas (diagonal equivalente)

Especímen	Rigidez Experimental (Ton/cm)			Rigidez Teórica (Ton/cm)
	K_o (+)	K_o (-)	K_o (Promedio)	
Especímen <i>WW</i>	113.51	104.48	109.00	107.64
Especímen <i>WBW</i>	88.07	88.07	88.07	86.73
Especímen <i>WWW</i>	128.09	144.19	136.14	79.55
Especímen <i>3D</i>	113.87	165.12	139.47	110.70

El ancho de la diagonal equivalente y el área de corte, crecen linealmente con respecto a la relación de rigideces relativas entre marco y muro. Lo anterior se atribuye a que la diagonal no restringe los giros en las esquinas del marco, como en realidad sucede con el panel de mampostería. La Figura 4.20 muestra la influencia del aumento de la rigidez del marco de confinamiento con respecto al ancho de la diagonal equivalente. Puede observarse que conforme aumenta el valor del parámetro adimensional λ , el ancho de la diagonal aumenta, hecho que refleja que la rigidez de las columnas del marco rige el comportamiento del sistema.

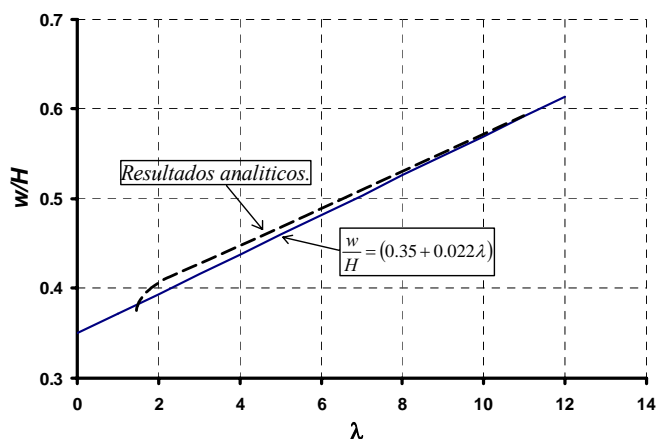


Figura 4.20. Variación del ancho de la diagonal con respecto a la rigidez relativa entre marco y muro (Bazán, 1980).

Análisis no lineal de estructuras de mampostería

5.1 INTRODUCCIÓN.

Actualmente, los procedimientos de diseño de estructuras sismorresistentes de mampostería se rigen por criterios de resistencia; sin embargo a raíz del desarrollo de nuevas filosofías de diseño sísmico, que promueven la reducción de la vulnerabilidad de las estructuras a partir de criterios basados en el control de su respuesta dinámica, es posible plantear criterios de análisis y diseño basados en el control del desplazamiento lateral de las estructuras.

En el presente capítulo se plantea una metodología para la evaluación de la respuesta inelástica de estructuras de mampostería confinada y, con base en esto, para la predicción del estado de daño que guardan dichas estructuras después de que se ven sujetas a una excitación sísmica severa. La metodología empleada se resume en el diagrama mostrado en la Figura 5.1.

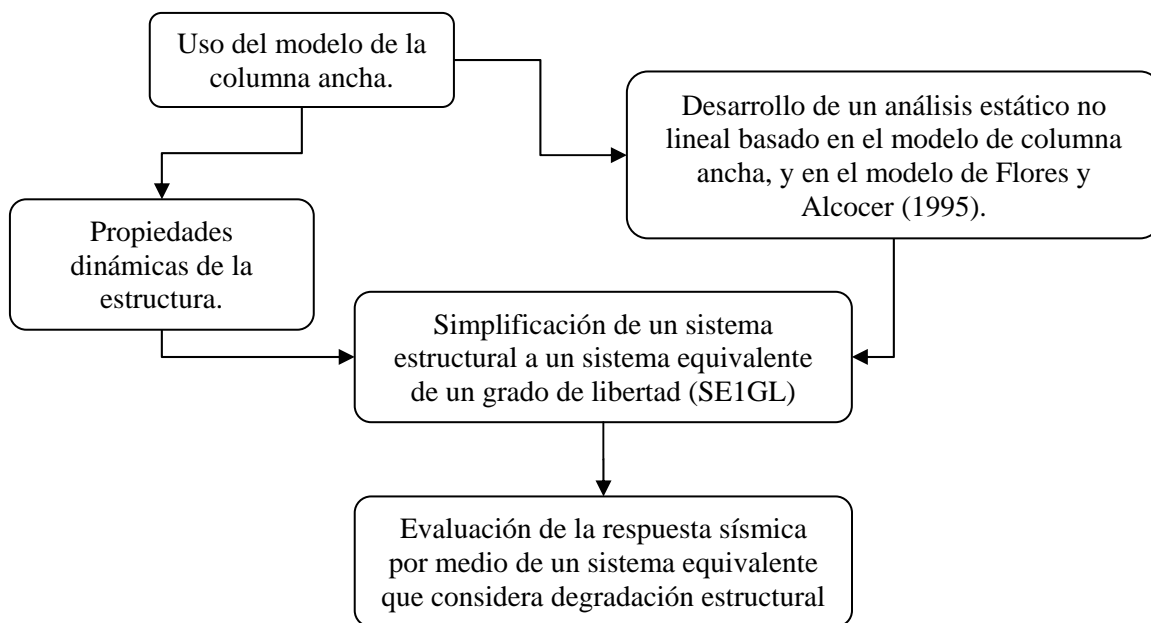


Figura 5.1. Metodología propuesta para la evaluación analítica de las estructuras de mampostería.

5.2 CONSIDERACIONES

La metodología de evaluación propuesta en esta tesis, esta acotada a edificaciones estructuradas con base en muros de mampostería confinada hecha con piezas macizas artesanales con o sin refuerzo interior; sin embargo, dicha metodología puede ser aplicable a otros tipos de mampostería, si se cuenta con los suficientes datos experimentales para calibrar el SEIGL. Adicionalmente, la metodología propuesta se basa en las siguientes consideraciones:

- *Uso de análisis en el plano.* Debido a que las estructuras destinadas a vivienda económica tienden a ser simétricas y a poseer una distribución regular de muros en planta, es posible plantear un modelo bidimensional (en el plano) que capture los aspectos más importantes de su respuesta ante sismos. Note que esto implica que la metodología propuesta no aplica a estructuras que exhiban torsión considerable en planta durante su respuesta sísmica.
- *Modelado de sistema de piso como diafragma rígido.* Bajo esta consideración, el cortante sísmico de entrepiso se reparte entre los diferentes elementos sismorresistentes en función de su rigidez lateral. Esta suele ser una suposición razonable ya que: a) los claros entre muros de mampostería para estructuras destinadas a viviendas son por lo regular menores a 4 metros, y b) existe un fuerte acoplamiento entre los muros debido a su elevada densidad en planta.
- *La deformación lateral de la estructura esta regida por deformaciones a corte.* Las pruebas experimentales indican que la respuesta de las estructuras de mampostería están regidas por deformaciones de corte, aún para muros con relaciones de aspecto menores a la unidad. La metodología de análisis propuesta se concentra en modificar únicamente las propiedades a corte de los muros de mampostería para modelar su degradación de rigidez.
- *El daño se concentra en la mampostería.* En general, las dalas de acoplamiento entre los muros no exhiben daño importante, aún para el caso en que la mampostería se lleve a la falla. La metodología propuesta considera que la no linealidad, y el daño en los muros, se concentra en la mampostería.
- *Rigidez lateral de ciclo.* Las pruebas experimentales indican que, mientras la mampostería no exhiba distorsiones mayores que la que corresponde a su cortante máximo, su rigidez lateral de ciclo se mantiene durante varias repeticiones de deformación de amplitud constante. Dado que el comportamiento de la mampostería se estabiliza en varios ciclos histeréticos, es razonable considerar que la rigidez lateral, en rangos de comportamiento no lineal, es igual al promedio de las rigideces observadas durante los ciclos de carga (amplitud constante).
- *Desempeño aceptable.* La curva fuerza-deformación lateral de los muros, y por ende de las estructuras de mampostería, exhiben una rigidez lateral negativa para distorsiones mayores que la que corresponde al cortante máximo. Bajo estas condiciones, el comportamiento de los sistemas de mampostería se inestabiliza y es difícil de predecir.

Con base en esto, se plantea que el umbral de deformación aceptable para los muros de mampostería corresponde a la distorsión en la que alcanzan su cortante máximo.

5.3 CALIBRACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA.

En esta sección, se presentan las consideraciones hechas para calibrar el modelo de la columna ancha, discutidas en detalle en la Sección 4.3.1, para modelar el comportamiento no lineal de las estructuras de mampostería. Dicha calibración se sustenta en los resultados experimentales presentados por Bazán (1980), Flores et al. (1995) y Ruiz-García y Miranda (2003).

5.3.1 Modelo de la columna ancha modificado.

Al considerar que el modelo de la columna ancha representa una excelente alternativa para modelar el comportamiento elástico de las edificaciones de mampostería (ver Sección 4.3.1), y que las deformaciones de la mampostería en su rango de comportamiento inelástico están regidas por corte, pareciera razonable plantear que la rigidez a corte de la mampostería, después del agrietamiento diagonal, sea modificada exclusivamente. Este planteamiento puede expresarse analíticamente conforme a lo siguiente:

$$K_T = \left(\frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA \left(\frac{K}{K_o} \right)} \right)^{-1} \quad (5.1)$$

Donde:

h = Altura del muro

A = Área de corte de la sección de muro

I = Momento de inercia de la sección del muro

E = Módulo de elasticidad de la mampostería

G = Módulo de elasticidad a corte

β = Factor de condiciones de apoyo

K_T = Rigidez lateral secante del muro de mampostería correspondiente a una distorsión de entrepiso dada

K/K_o = Factor de degradación de rigidez. Se define como el cociente entre rigidez lateral secante, y rigidez elástica inicial del muro de mampostería para una distorsión de entrepiso dada.

La Figura 5.2 ilustra el concepto de K/K_o . En ella DI denota distorsión de entrepiso, y V_{bas} el cortante basal lateral.

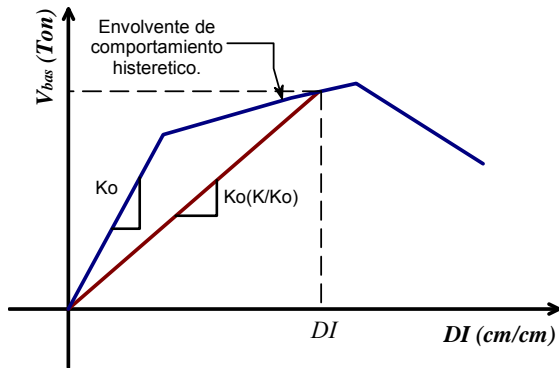


Figura 5.2. Concepto de rigidez secante

Al modelar por medio de la columna ancha los especímenes *WW*, *WBW*, *WWW* y *3D*, probados en CENAPRED por Alcocer et al. (1993 y 1994), se obtuvieron valores de K/K_o en función de la distorsión de entrepiso (DI). En dichos modelos, el área de corte fue degradada en la misma proporción de acuerdo a la Ecuación 5.1, y la respuesta de los especímenes fue acotada por medio de la envolvente de comportamiento propuesta por Flores y Alcocer (1995). Los resultados obtenidos se ilustran mediante los puntos graficados en la Figura 5.3.

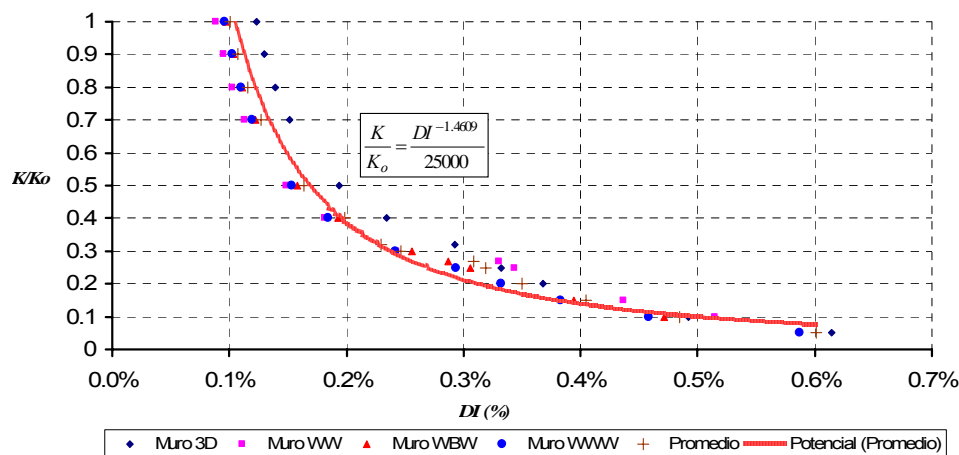


Figura 5.3. Degradación de rigidez a corte obtenida analíticamente.

De acuerdo al promedio de los puntos obtenidos en la Figura 5.3, el valor de K/K_o que debe utilizarse en la Ecuación 5.1 puede estimarse como:

$$\frac{K}{K_o} = \frac{DI^{-1.4609}}{25000} \quad (5.2)$$

Donde:

K/K_o = Factor de degradación de rigidez para muros de mampostería confinada sin refuerzo interior ($0 \leq K/K_o \leq 1$).

DI = Es la distorsión lateral, que se define como el desplazamiento de entrepiso entre la altura del muro.

La Figura 5.4 compara los resultados obtenidos por la Ecuación 3.10 propuesta por Ruiz et al. (1998) y la Ecuación 5.2 obtenida en este trabajo. De la grafica se puede ver que el modelo de degradación de rigidez propuesto, da resultados razonables con respecto al obtenido de pruebas experimentales (Ruiz et al., 1998) para distorsiones mayores o iguales a 0.10%. Lo anterior implica que la degradación de la rigidez lateral, de un muro de mampostería, esta esencialmente asociada a sus propiedades a corte. La forma funcional de las Ecuaciones 3.10 y 5.2, relaciona con bastante precisión la distorsión de entrepiso con la degradación de rigidez en muros de mampostería confinada sin refuerzo interior; sin embargo, los coeficientes de las ecuaciones deben de recalibrarse para representar la degradación de rigidez de otros tipos de mampostería.

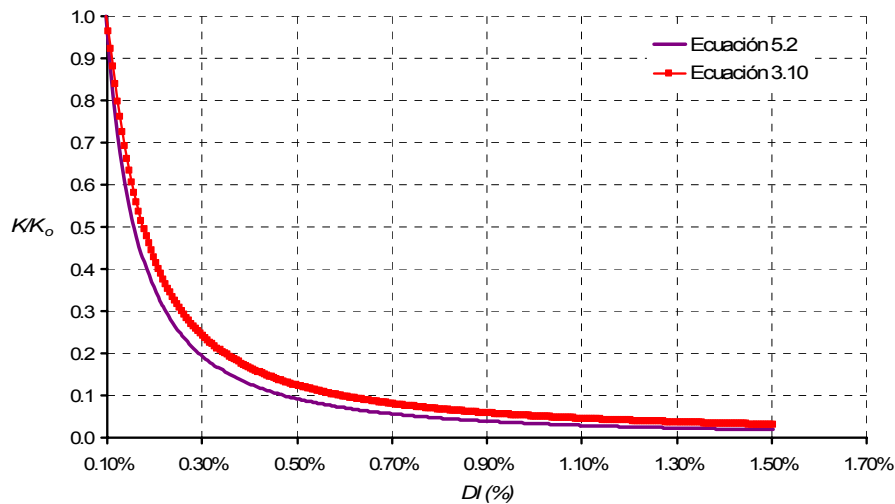


Figura 5.4. Comparación de funcionales para estimar el factor de degradación de ciclo.

Una forma de verificar la eficiencia de las Ecuaciones 3.10 y 5.2, es mediante la comparación entre resultados experimentales y los obtenidos de la aplicación de los modelos de degradación antes mencionados. Una comparación cuantitativa entre ambas ecuaciones implica la determinación del error logarítmico (Ecuación 5.3), a partir del que se puede obtener un factor de estimación, dado por la Ecuación 5.4. Algo que se debe de tener en cuenta de este análisis, es que sólo se cuenta con las envolventes de comportamiento histerético obtenidas experimentalmente, por lo que los resultados pueden no ser significativos.

$$\varepsilon \ln_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \left(\frac{y_i}{y_i'} \right) \quad (5.3)$$

$$\Omega = \text{Exp}(\varepsilon \ln_i) \quad (5.4)$$

Donde:

$\varepsilon \ln_i$ = Error logarítmico asociado a un valor de distorsión de entrepiso ($\varepsilon \ln_i < 0$ sobrestimación de los resultados de las ecuaciones y $\varepsilon \ln_i > 0$ subestimación de los resultados de las ecuaciones).

n = Numero de datos correspondientes a un mismo valor de distorsión.

y_i = Valores reales de degradación de rigidez asociados a cada valor de distorsión.

y_i' = Valores estimados por medio de las Ecuaciones 3.10 y 5.2.

Ω = Factor de estimación.

Los factores de estimación obtenidos para las Ecuaciones 3.10 y 5.2, a partir de los valores máximos y mínimos del error logarítmico, son resumidos en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Valores de los factores de estimación (Ω), determinados para las Ecuaciones 3.10 y 5.2 respectivamente

Modelo de degradación.	Factores de subestimación	Factores de sobrestimación
Ecuación 3.10	0.974	1.607
Ecuación 5.2	0.807	2.207

Se puede inferir que los valores de los factores de estimación mostrados pueden ser subjetivos, ya que fueron obtenidos a partir de datos relativamente confiables. A continuación se muestra la comparativa entre los modelos de degradación y los obtenidos de las envolventes de comportamiento histerético de los especímenes *3D*, *WW*, *WBW* y *WWW* (Alcocer et al., 1993 y 1994) (Figura 5.5).

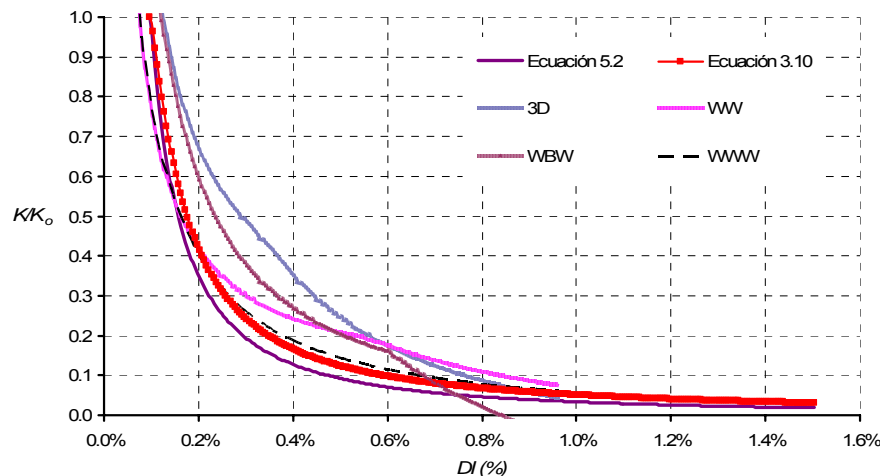


Figura 5.5. Comparación de funcionales con respecto a datos experimentales.

El objetivo principal de esta sección, es el de corroborar que la respuesta de las estructuras de mampostería ante cargas laterales, después del agrietamiento diagonal, es regida por deformaciones de corte. Lo anterior nos da pautas para decidir que componente de deformación de los muros, en el modelo de la columna ancha, será modificada.

5.3.2 Análisis estático no lineal incremental de las estructuras de mampostería

De acuerdo a los documentos *FEMA 273*, *274* y *306*, los resultados obtenidos de un análisis no lineal estático bajo deformación lateral monótonamente creciente (pushover), pueden usarse para establecer el estado de daño que exhibe una estructura después de verse sujeta a la acción

de una excitación sísmica. Conforme se ilustra en la Figura 5.6, el enfoque *FEMA* se basa en relacionar la curva *cortante basal/desplazamiento de azotea* (*curva de comportamiento*) de la estructura completa, contra la curva local *fuerza-deformación* de cada elemento estructural.

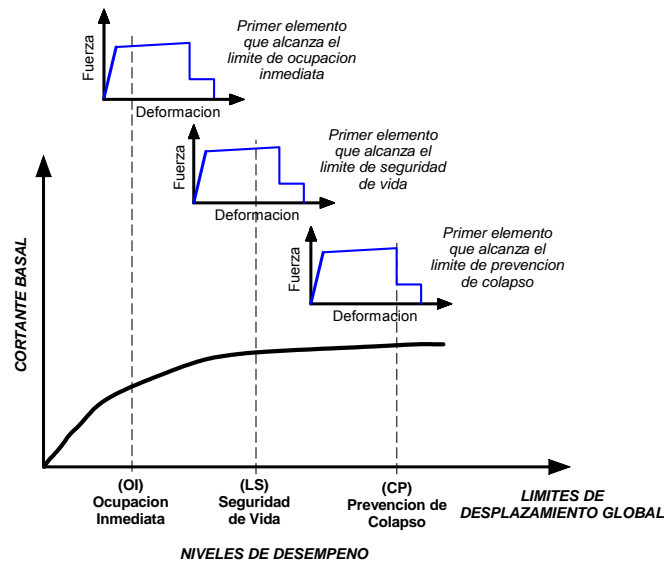


Figura 5.6. Límites de desplazamiento global usados en *FEMA 306* (1998).

La metodología de evaluación propuesta en esta tesis, adopta el enfoque *FEMA* con la particularidad que cada muro de la estructura de mampostería se modela con el método de la columna ancha. Con respecto a las propiedades de la columna ancha, la rigidez a flexión se mantiene constante durante el análisis mientras que la rigidez a corte se modifica de acuerdo a lo indicado por el modelo de Flores y Alcocer (1995).

Para la obtención de las curvas de comportamiento de las estructuras, mostradas en esta tesis, se utilizó el paquete de análisis estructural *SAP2000 Advanced* (CSI, 2004). La Figura 5.7 muestra esquemáticamente el modelo de columna ancha utilizado para analizar el espécimen 3D (Alcocer et al., 1993). Conforme a lo sugerido en la figura, el comportamiento no lineal de la mampostería se modela a través de una articulación en su base que contempla las propiedades a corte de los muros.

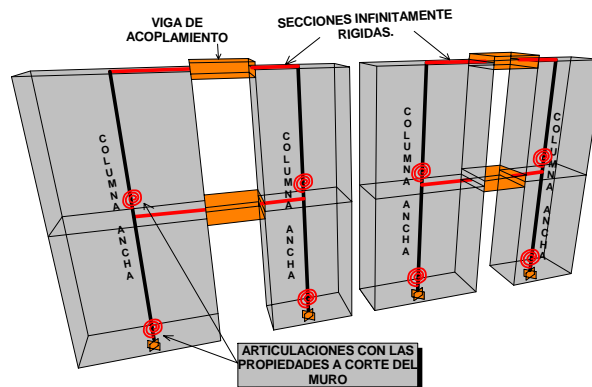


Figura 5.7. Modelo de la columna ancha que considera no linealidad en las propiedades a corte de los muros.

Una vez establecido el procedimiento para la obtención de las curvas de comportamiento de las estructuras de mampostería, se comparan los resultados obtenidos analíticamente con respecto a los obtenidos de pruebas experimentales. Las Figuras 5.8 a 5.11 muestran que los resultados analíticos, obtenidos de modelar los especímenes WW, WBW, WWW y 3D (Alcocer et al., 1993 y 1994), reproducen razonablemente la respuesta de las estructuras de mampostería confinada en rangos de comportamiento hasta antes de alcanzar el cortante máximo. Lo anterior se atribuye a que después de alcanzar la resistencia máxima, las estructuras de mampostería entran en un rango de comportamiento inestable, que es muy difícil de caracterizar analíticamente.

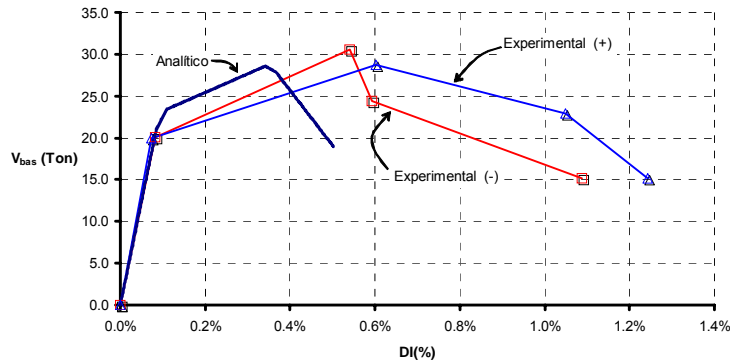


Figura 5.8. Resultados experimentales y analíticos (especimen *WW*)

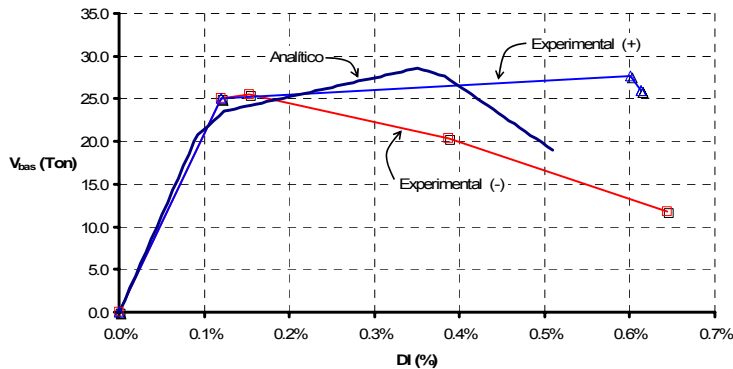


Figura 5.9. Resultados experimentales y analíticos (especimen *WBW*)

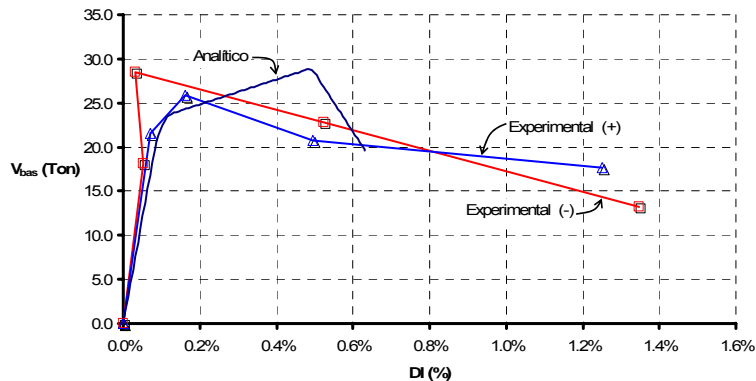


Figura 5.10. Resultados experimentales y analíticos (especimen *WWW*)

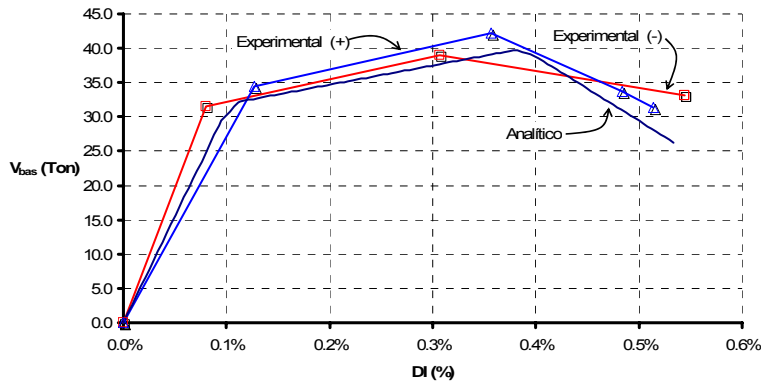


Figura 5.11. Resultados experimentales y analíticos (especimen 3D)

Para verificar los efectos de la flexión, se hicieron análisis considerando la no linealidad de las propiedades a flexión de los muros. Las Figuras 5.12 y 5.13, comparan *las curvas de comportamiento del primer nivel*, obtenidas con el enfoque aquí propuesto, para los especímenes 3D (Alcocer et al., 1993) y WW (Alcocer et al., 1994). Mientras que una de las curvas en cada figura se derivó a partir de considerar que la rigidez a flexión se mantiene constante, la otra consideró la degradación de las propiedades de flexión conforme a la misma regla utilizada para modificar las propiedades a corte. Debe de notarse la poca contribución que las propiedades a flexión de los muros tienen en la respuesta global del modelo analítico.

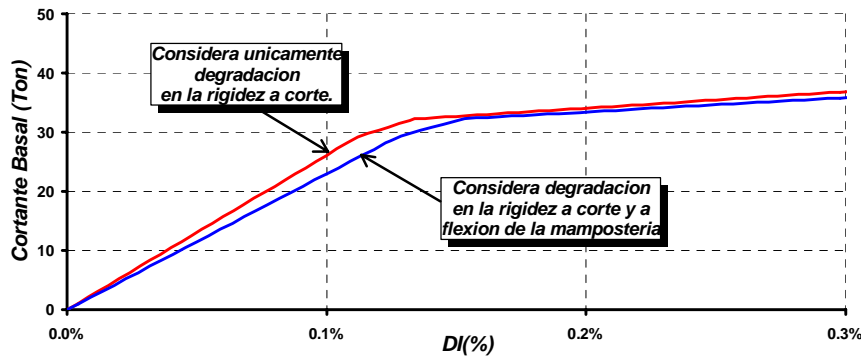


Figura 5.12. Curva de comportamiento del primer nivel (especimen 3D)

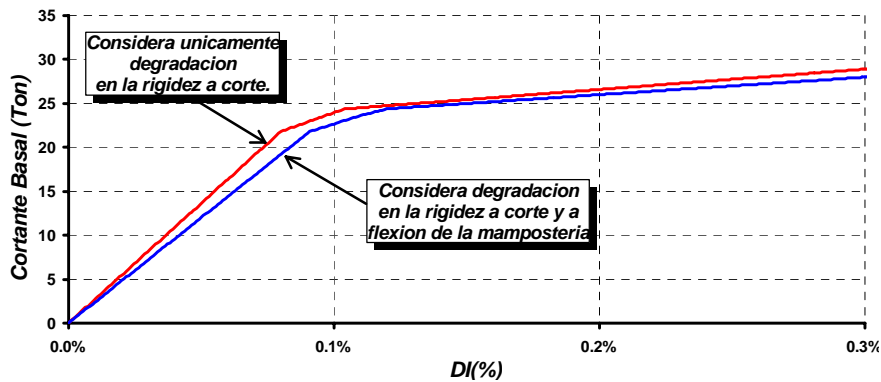


Figura 5.13. Curva de comportamiento (especimen WW)

Es importante notar que el enfoque *FEMA* permite establecer el progreso del daño estructural en los muros de mampostería. La Figura 5.14 muestra dicho progreso en el modelo

analítico del espécimen 3D (Alcocer et al., 1993). Puede observarse que, tal como ocurrió en la prueba experimental, el daño en el modelo analítico tiende a concentrarse en la planta baja.

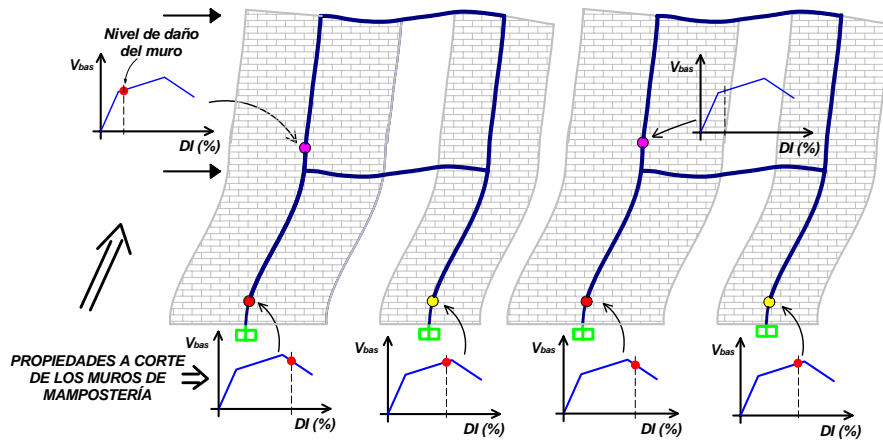


Figura 5.14. Progreso del daño en el espécimen 3D

5.3.3 Determinación del grado de daño en la mampostería

Conforme a lo ilustrado en la Figura 5.6, uno de los objetivos de una metodología de evaluación por desempeño, es establecer el nivel de daño en los elementos estructurales de una edificación como función de las demandas locales y globales de deformación. Por tanto, el enfoque planteado en la Sección 5.3.2 de esta tesis debe complementarse con información como la que provee la Tabla 5.2, propuesta por Ruiz et al. (1998) a partir de la clasificación del daño a un nivel global de comportamiento, y de la tabla 5.3 (Astroza et al., 2004), en la que se clasifica el daño a un nivel local de comportamiento de los muros de mampostería.

Tabla 5.2 Grado de daño y deterioro de las propiedades estructurales en muros de mampostería confinada (Ruiz et al. 1998)

Estado de daño observado.	Distorsión (%)	K/K_0	V/V_{max}	Grado de daño.
Fisuras horizontales por flexión. Fisuras verticales por flexión cercanas al paño de los castillos.	0.04	0.8	0.5	Ligero (I)
Primer agrietamiento por tensión diagonal de la mampostería.	0.13	0.35	0.85	Moderado (II y III)
Inicio de la penetración del fisuramiento inclinado en los extremos de los castillos.	0.20	0.27	0.90	Fuerte (IV)
Agrietamiento en forma de "X" en todos los paneles de mampostería.	0.23	0.24	0.98	Fuerte (IV)
Aplastamiento del concreto, agrietamiento horizontal distribuido en la altura de los castillos.	0.32	0.18	1.0	Fuerte (V)

Concentración de grietas diagonales en los extremos de los castillos. Desconchamiento del recubrimiento del concreto.	0.42	0.13	0.99	Grave (V)
Concentración del daño en los extremos inferiores de los castillos. Plegamiento del refuerzo longitudinal (Deformación en "S").	0.50	0.10	0.80	Grave (no se clasifica)

Tabla 5.3 Estados límite de distorsión para muros de mampostería confinada (Astroza et al. 2004)

Estado Límite.	Distorsión (%)
Estado límite de servicio (ELS)	0.05
Estado límite operacional (ELO)	0.10
Estado límite de daño controlado (ELDC)	0.17
Estado límite de resistencia (ELR)	0.22
Estado límite ultimo (ELU)	0.44

La Figura 5.15 resume de manera esquemática la información contenida en la Tabla 5.2. De la figura se puede ver que la evolución del daño en las edificaciones de mampostería es dependiente de las demandas de deformación. Vale la pena hacer notar que conforme a criterios de control de desplazamiento, la deformación máxima de una estructura de mampostería, durante una excitación sísmica severa, debe estar acotada por la distorsión en que se alcanza el cortante máximo de la mampostería (0.35 % para el caso de la Figura 5.15). En caso de que se exceda dicho umbral, la mampostería exhibe una pendiente negativa ante carga lateral, lo que inestabiliza de manera importante su respuesta dinámica y reduce considerablemente las posibilidades de obtener estimaciones razonables de su estado de daño.

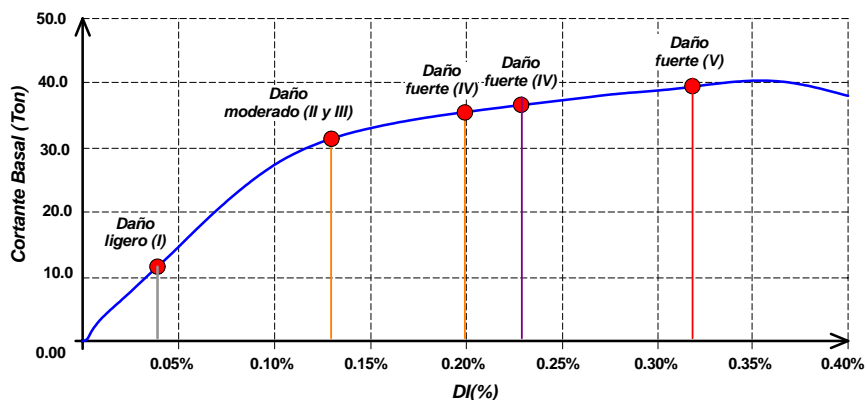


Figura 5.15. Estado de daño en estructura de mampostería en función de su estado de deformación (Tabla 5.1).

Para el caso de los estados límite de deformación en los elementos de mampostería, en la figura 5.16 se muestran de manera esquemática diferentes estados límite de daño, correspondientes a lo establecido en la tabla 5.3. Debe notarse que los valores que determinan

el nivel de daño en los elementos aislados de mampostería, son diferentes a los que se utilizan para determinar el daño global de las estructuras. El hecho es que los muros aislados se dañan a distorsiones menores que las que son consideradas para la determinación del daño en las estructuras completas. La razón se debe a que la interacción de los diferentes elementos estructurales permite el acomodamiento de deformaciones.

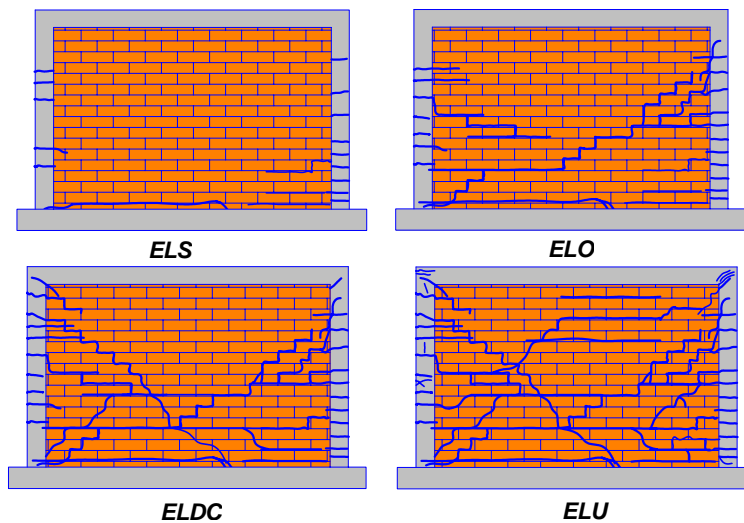


Figura 5.16. Estados de daño para los diferentes estados límite *ELS*, *ELO*, *ELDC* y *ELU* (Tabla 5.2).

En términos generales, se considera conveniente limitar las distorsiones de entrepiso a un nivel global de comportamiento de un 0.30%. Esto se debe a que este valor corresponde a la distorsión en que la mampostería alcanza (o está a punto de alcanzar) su resistencia máxima, tras la que exhibe comportamiento inestable caracterizado por una rigidez negativa. Vale la pena mencionar que este umbral de distorsión es congruente con los requerimientos de diseño que establecen las NTCM-2004.

5.3.4 Evolución de los modos de vibrar y del patrón de cargas laterales

Las propiedades dinámicas de una estructura de mampostería cambian conforme sus propiedades estructurales se degradan. Por lo general, el nivel de daño en la planta baja es mayor que en el resto de los niveles. El cambio relativo en la distribución de rigideces en altura que esto implica (hay una disminución relativa de la rigidez lateral de la planta baja respecto a la de los demás pisos) resulta en un cambio importante en las formas modales, particularmente en la correspondiente al primer modo de vibrar.

El cambio en la primera forma modal implica un cambio importante en la distribución de fuerzas laterales en altura, de tal forma que dicha distribución pasa de una triangular invertida, en el rango elástico de comportamiento, a una distribución uniforme conforme se incrementa el nivel de daño en la mampostería. Un modelo analítico de un edificio de mampostería, como los que se muestran en la Figura 5.17, debe ser capaz de capturar este cambio relativo de rigidez y por tanto, la evolución del patrón de cargas en altura conforme transcurre la excitación sísmica.

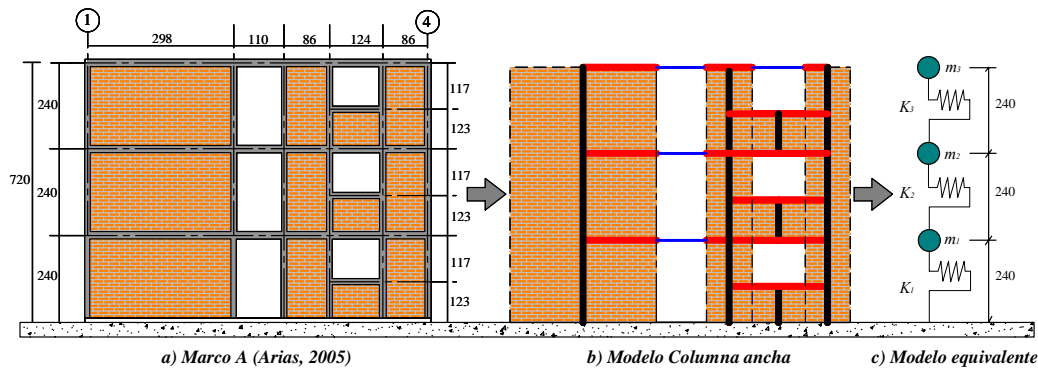


Figura 5.17. Modelo equivalente.

Para estudiar el cambio en las formas modales y la respuesta dinámica de una estructura de mampostería, se plantea un modelo simple de la estructura estudiada experimentalmente por Arias (2005). La Figura 5.17a muestra la estructura bajo consideración, y diferentes modelos analíticos de la misma (5.17b y 5.17c). En particular, la Figura 5.17b muestra el modelo de columna ancha planteado conforme a lo discutido en la sección 4.3.1, y la Figura 5.17c muestra un modelo *masas/resortes a corte* derivado del modelo de la columna ancha. Mientras que las masas m_1 , m_2 y m_3 de ambos modelos se resumen en la Tabla 5.4, las rigideces K_1 , K_2 y K_3 del modelo *masas/resortes* resumidas en la Tabla 5.5, se establecieron a partir del modelo de columna ancha.

Tabla 5.4 Masas concentradas

Nivel	Fuente	Masa (Ton-s/m ²)
1 y 2	Carga Muerta =	0.6473
	Carga Viva Accidental =	0.1134
	Total =	0.7607
3	Carga Muerta =	0.9532
	Carga Viva Accidental =	0.0878
	Total =	1.0410

Tabla 5.5 Rigideces laterales

Nivel	Rigidez (Ton/m)
1	19607.84
2	18867.92
3	18518.51

Las Ecuaciones 5.5 y 5.6 plantean las matrices de masa y rigidez, respectivamente, del modelo masas/resortes de la estructura bajo consideración.

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

$$K = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 \\ 0 & -K_3 & K_3 \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

En una primera etapa, se utilizaron las Ecuaciones 5.5 y 5.6 para plantear un problema de valores característicos, y así estimar las propiedades dinámicas de la estructura sin daño. Las propiedades dinámicas estimadas a partir de los modelos mostrados en las Figuras 5.17b y 5.17c son muy similares, lo que sugiere que los resortes a corte modelan razonablemente bien la respuesta global de cada entrepiso. También sugiere que son las deformaciones a corte de la mampostería las que dominan la respuesta global de la edificación.

En una segunda etapa se estimaron las propiedades dinámicas de la estructura dañada. En particular, se impusieron patrones de daño a la misma caracterizados por una degradación de rigidez del entrepiso correspondiente a la planta baja. En lo que se refiere al modelo de columna ancha, la degradación de rigidez se planteó de acuerdo a las Ecuaciones 5.1 y 5.2. Respecto al modelo masas/resortes, se modificó la matriz de rigideces conforme a lo siguiente:

$$K = \begin{bmatrix} (K_1 \times \Psi) + K_2 & -K_2 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 \\ 0 & -K_3 & K_3 \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

El valor Ψ utilizado en la Ecuación 5.7 se estableció de tal manera que para los diferentes patrones de daño impuestos a la estructura, las propiedades dinámicas del modelo *masas/resortes* se aproximarán lo más posible a las obtenidas del modelo de columna ancha. La Ecuación 5.8 estima de manera razonable los valores que se obtuvieron para Ψ .

$$\Psi = 0.9442 \left(\frac{K}{K_o} \right) + 0.0558 \quad (5.8)$$

La Figura 5.18 compara las estimaciones de Ψ arrojados por la Ecuación 5.8 y los resultados de Ψ derivados directamente de los análisis.

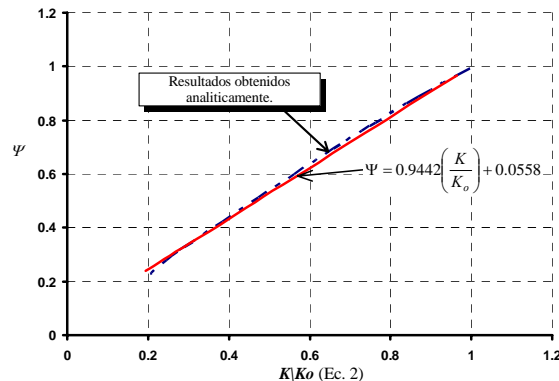


Figura 5.18. Relación entre factores de degradación de rigidez modelo simple y columna ancha.

A partir de los resultados obtenidos, puede concluirse lo siguiente: A) los resortes a corte modelan de manera razonable la respuesta de los entresijos de la estructura, y B) prácticamente existe una relación uno a uno entre la degradación de rigidez aplicada al modelo de la columna ancha y la aplicada al modelo simplificado.

Una vez validado el modelo *masas/resortes*, se estimó la respuesta dinámica de la estructura para diferentes estados de daño. Las Figuras 5.19 y 5.20 muestran la evolución del primer modo de vibrar, y del patrón de cargas laterales conforme se incrementa el nivel de daño (pérdida de rigidez lateral) en la planta baja. Se puede ver de la Figura 5.19 que las propiedades dinámicas de las estructuras se ven modificadas conforme se degrada la rigidez a corte de la planta baja, lo que implica el cambio de la distribución de cargas laterales como se muestra en la Figura 5.20. En la Tabla 5.6 se resume la evolución de las masas modales en función del nivel de daño alcanzado por la estructura. Se puede ver que las masas modales se disminuyen conforme progresa el daño, no siendo así el caso de la masa del tercer nivel.

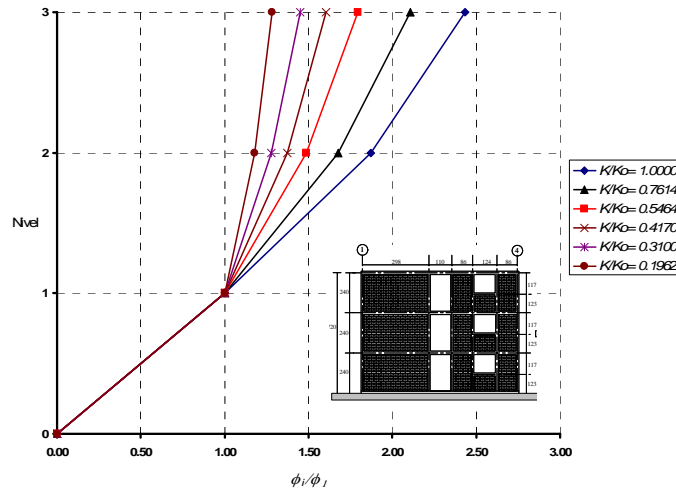


Figura 5.19. Cambio del primer modo de vibrar de la estructura en función del daño.

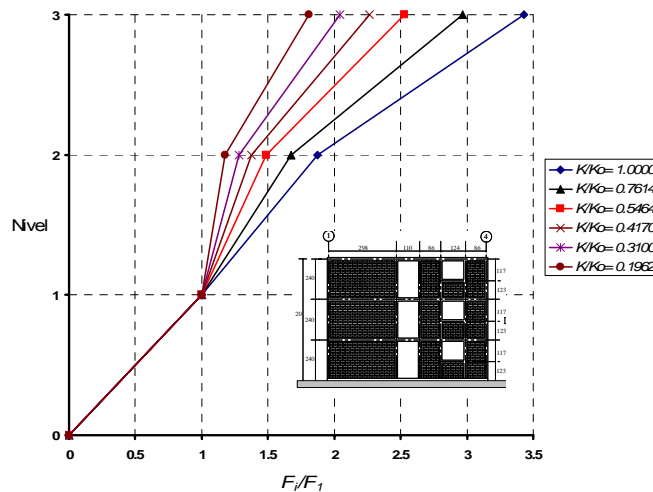


Figura 5.20. Distribución de cargas laterales en función del daño.

Tabla 5.6 Masas modales en función del daño

Nivel	K/K_o					
	1.00	0.7614	0.5464	0.4170	0.3100	0.1962
1	9.7744	7.6468	5.9011	4.9576	4.2489	3.5746
2	1.4857	1.3973	1.3510	1.3431	1.3516	1.3797
3	1.8547	2.136	2.4696	2.7149	2.9469	3.2256

5.3.5 Disipación de energía

A partir del concepto de energía de deformación y de los resultados obtenidos del espécimen 3D (Alcocer et al., 1993), se estimaron porcentajes de amortiguamiento crítico en términos de distorsión para cada ciclo de carga según lo discutido en la sección 3.4.2 (Figura 5.21). Mediante una regresión simple, se obtuvo la Ecuación 5.9 para estimar el porcentaje de amortiguamiento crítico en función de la distorsión máxima de entrepiso.

$$\xi = 8.8DI(\%) + 6.2 \quad (5.9)$$

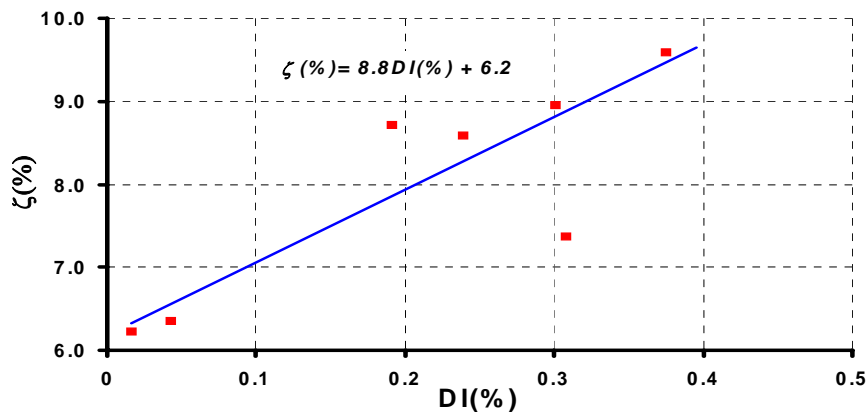


Figura 5.21. Porcentaje de amortiguamiento crítico derivado del ensaye del espécimen 3D.

Debe tenerse en cuenta que la Ecuación 5.8 puede tener algunas limitaciones con respecto a su interpretación física; sin embargo, en un medio empírico, será muy útil si proporciona una adecuada capacidad de predicción. Al hacer un análisis estadístico de los puntos (Canavos, 1994), se pudo determinar la correlación de linealidad existente, llegando a un valor del coeficiente de correlación (ρ) igual a 0.765, que en términos estadísticos implica una correlación pobre. El valor de correlación tiende a una relación lineal perfecta positiva cuando tiende a ± 1 , y tiene ausencia de cualquier asociación lineal entre los puntos analizados para valores cercanos a cero.

Al analizar la ecuación 5.9, se puede ver que a la mampostería sin daño le corresponde un porcentaje de amortiguamiento crítico cercano al 5% (valor comúnmente utilizado para definir los espectros de diseño), y que es válida sólo para distorsiones menores al 4%. El hecho de limitar las distorsiones al 4% se debe a que para valores mayores, la mampostería exhibió porcentajes de amortiguamiento incongruentes con los hasta entonces determinados.

Arias (2003), a partir de pruebas experimentales, obtuvo una expresión para determinar el porcentaje de amortiguamiento crítico. La Ecuación 5.10 propuesta, a diferencia de la Ecuación 5.9, fue obtenida de pruebas de carácter dinámico.

$$\xi = 9DI(\%) + 4 \quad (5.10)$$

En la Figura 5.22 se grafican las Ecuaciones 5.9 y 5.10, y aunque ambas exhiben prácticamente la misma pendiente, su ordenada al origen varía de forma importante. Para un valor dado de distorsión, la curva obtenida a partir de la prueba pseudo-estática predice mayor capacidad de disipación energía que la derivada a partir de la prueba dinámica. Una de las razones por las que se puede atribuir dicha diferencia, es que para un nivel de distorsión dado, la mampostería exhibió menos daño durante la prueba dinámica que durante la prueba pseudo-estática.

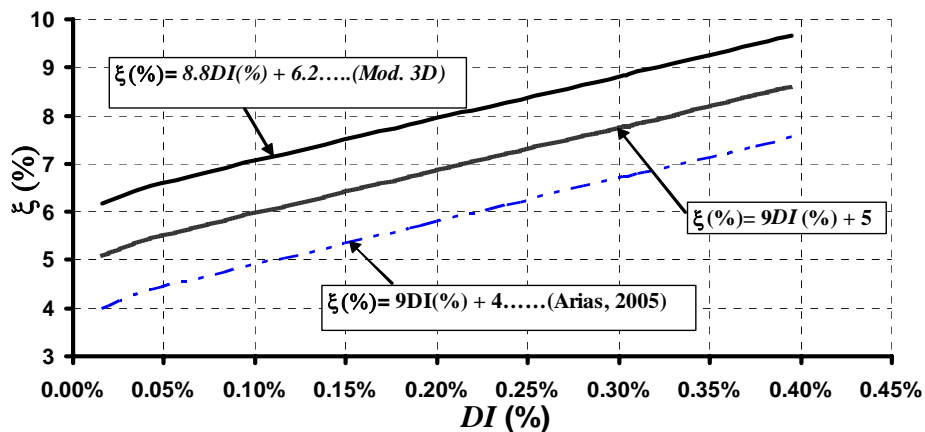


Figura 5.22. Variación del porcentaje de amortiguamiento crítico.

5.4 RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.

Para la estimación de la respuesta sísmica de las estructuras de mampostería, en un rango no lineal de comportamiento, el presente trabajo plantea el uso de un sistema de un grado de libertad. En particular, la propuesta se basa en obtener un sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GL) a partir del sistema real de múltiples grados de libertad (SMGL). Mediante la estimación de la historia de desplazamientos que exhibe el SE1GL, cuando se le sujeta a una excitación sísmica de interés, se establece la demanda máxima de desplazamiento lateral en el SMGL.

5.4.1 Modelo equivalente con degradación de rigidez y resistencia

Ruiz-García y Miranda (2003) observan que la respuesta histerética de las estructuras de mampostería puede modelarse de manera razonable por medio del uso del modelo de los tres parámetros modificado (M3PM). A partir de la calibración del M3PM para representar el comportamiento histerético del espécimen 3D probado en CENAPRED (Alcocer et al., 2003), se obtienen los valores indicados en la Tabla 5.7 que tratan de representar el comportamiento de la mampostería mediante el uso del programa de computadora HYSLOOPS versión 1.0 (Ruiz-García, 2005).

Tabla 5.7 Parámetros del M3PM para mampostería confinada sin refuerzo horizontal

Parámetros del modelo analítico.			
HC	HBD	HBE	HS
2.5	0.020	0.040	0.990

La Figura 5.23 muestra la historia de desplazamientos que se indujo en el primer nivel del espécimen 3D durante la prueba experimental. Las Figuras 5.24 y 5.25 comparan los resultados experimentales con aquellos derivados del M3PM. Por lo tanto puede concluirse que dicho modelo estima de manera razonable la capacidad de disipación de energía del primer nivel del espécimen, y es capaz de modelar de forma razonable la historia de cargas en el mismo.

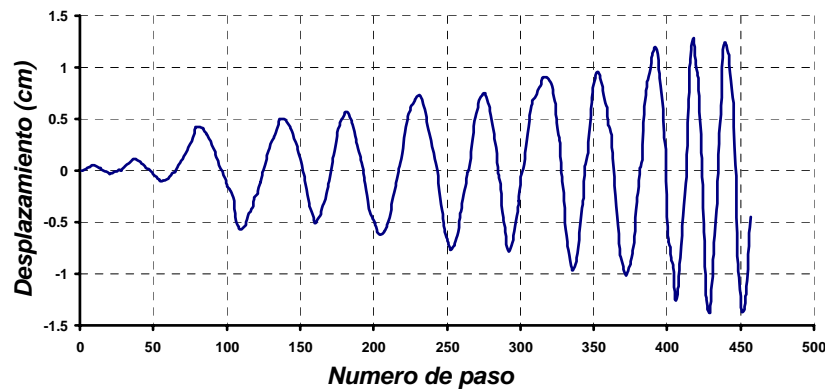


Figura 5.23. Historia de desplazamientos correspondiente al nivel 1 del Especimen 3D.

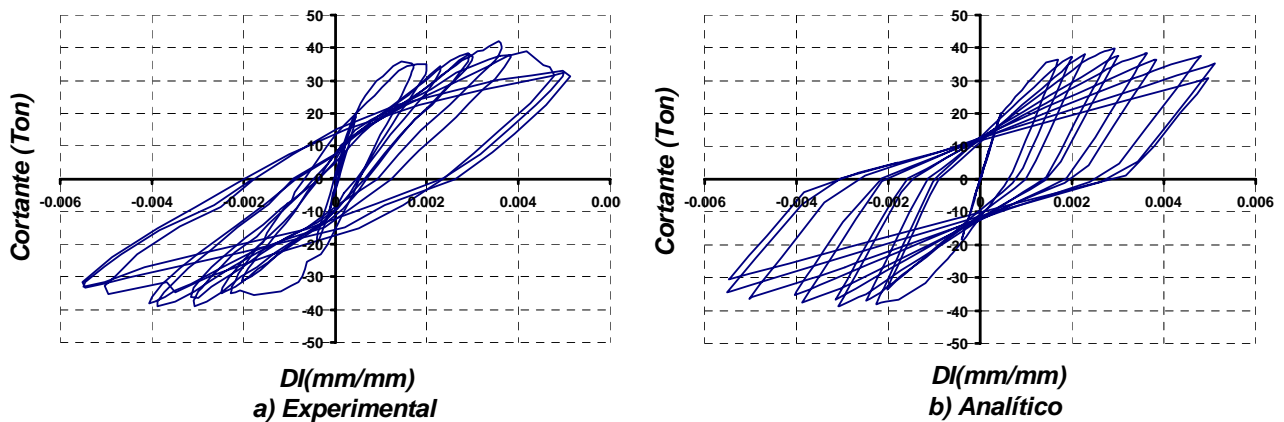


Figura 5.24. Comparación de respuesta experimental con simulación analítica del nivel 1 (especimen 3D).

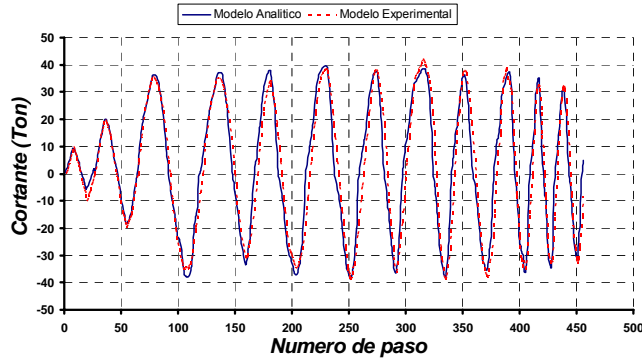


Figura 5.25. Comparación de historias de carga correspondientes al nivel 1 del espécimen 3D

Mientras que la Figura 5.26 muestra la historia de desplazamientos aplicada al segundo nivel del espécimen 3D durante la prueba experimental, las Figuras 5.27 y 5.28 comparan los resultados experimentales con aquellos derivados del modelo analítico. Puede concluirse que, aunque el modelo modificado de los tres parámetros es capaz de modelar de manera razonable la historia de cargas en el segundo nivel del espécimen, sobrestima la capacidad de disipación de energía histerética.

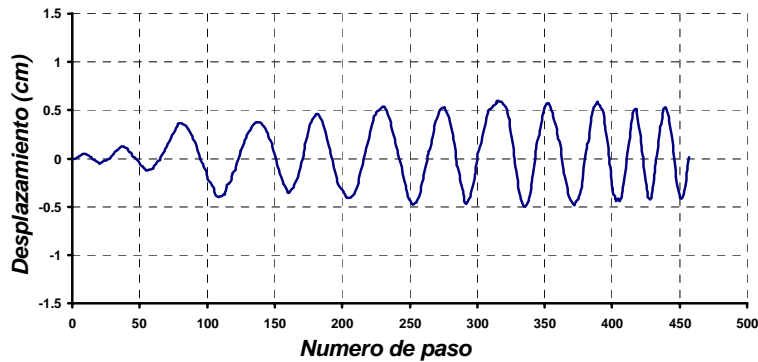


Figura 5.26. Historia de desplazamientos correspondiente al nivel 2 del espécimen 3D

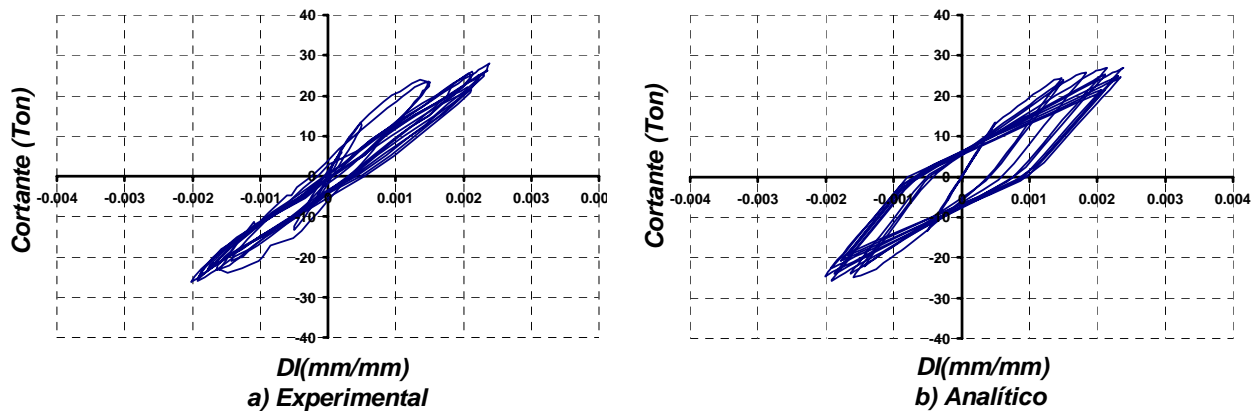


Figura 5.27. Comparación de respuesta experimental con simulación analítica del nivel 2 (especimen 3D).

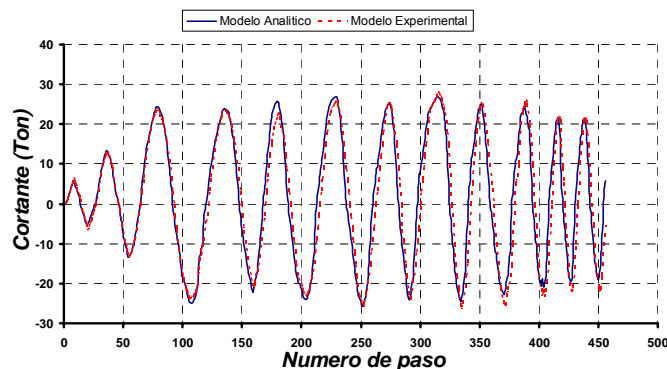


Figura 5.28. Comparación de historias de carga correspondientes al nivel 2 del espécimen 3D.

5.4.2 Sistema Equivalente de un Grado de Libertad (SE1GL)

Debido a que la mayor parte del daño en las estructuras de mampostería se concentra en la planta baja, resulta atractivo representarlas como SE1GL. Para esto, cada SE1GL debe de contener la información necesaria que define su comportamiento ante acciones dinámicas de carácter sísmico, por lo que el planteamiento aquí descrito depende básicamente de las propiedades de movimiento de las estructuras.

A partir de la curva de comportamiento de las estructuras, y de un planteamiento de dinámica estructural, es posible establecer una metodología a partir de la que se transforma un SMGL a un SE1GL. Como se ha mencionado antes, la obtención de un SE1GL depende de las propiedades dinámicas de los SMGL; sin embargo, existirán diferentes SE1GL para una misma estructura según el daño alcanzado. Tal como se muestra en la sección 5.3.4, al modificarse la rigidez del primer nivel, las formas modales de las estructuras tienden a cambiar afectando los resultados relacionados con la obtención de la respuesta dinámica de las estructuras.

Dado que la curva de comportamiento de las edificaciones de mampostería generalmente se establece en función del desplazamiento de azotea, en el planteamiento aquí formulado se toma como referencia el desplazamiento lateral del primer nivel, ya que por lo general este acumula la mayor parte del daño estructural. Al utilizar las ecuaciones 5.11 a 5.14 (Ayala, 1998), se transforma la curva de comportamiento de la estructura a una curva en el espacio espectral pseudo-aceleración, S_a , contra pseudo-desplazamiento, S_d .

Una de las ventajas de obtener una curva de capacidad en el espacio espectral, es que es comparable con los espectros de aceleraciones y desplazamientos utilizados para el diseño de estructuras en general. Bajo este contexto, una vez obtenida la curva de capacidad del SE1GL, esta se transforma en una curva bilineal a partir de la que se define el punto de agrietamiento global de la estructura. La Figura 5.29 muestra dos rectas que se ajustan a: A) comportamiento elástico de la estructura, y B) comportamiento después del agrietamiento diagonal. Debe notarse que en el presente análisis no se toma en cuenta el comportamiento después de alcanzar la resistencia máxima, ya que esta implícito en los parámetros del modelo analítico que se utiliza para el análisis dinámico de las estructuras.

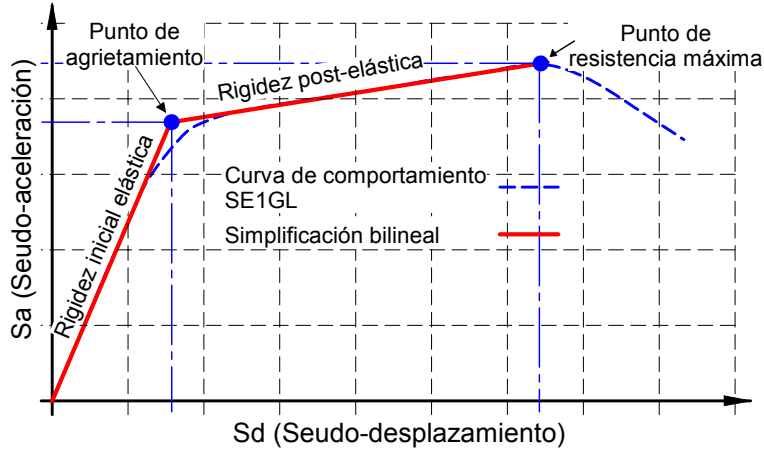


Figura 5.29. Simplificación de la curva de comportamiento a una curva bilineal

$$PF_{ij} = \frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2 \right]} \phi_{ij} \quad (5.11)$$

$$\alpha_j = \frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \right] \left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2 \right]} \quad (5.12)$$

$$S_a = \frac{V}{\alpha_j W} \quad (5.13)$$

$$S_d = \frac{\Delta_k}{PF_{ij}} \quad (5.14)$$

Donde:

N = Número de pisos.

m_k = Masa correspondiente al piso k .

ϕ_{ij} = Valor de forma modal j correspondiente al piso i .

PF_{ij} = Factor de participación modal para el piso i en el modo j .

α_j = Factor de participación del cortante basal para el modo j .

W = Peso total de la estructura.

V = Cortante basal, obtenido de curva cortante basal contra desplazamiento lateral del primer nivel.

Δ_k = Desplazamiento lateral del entrepiso de interés, obtenido de curva cortante basal contra desplazamiento lateral del primer nivel.

S_a = Seudo-aceleración.

S_d = Seudo-desplazamiento.

Es importante notar que los valores derivados de las Ecuaciones 5.11 y 5.12 dependen de las formas modales ϕ_{ij} y que, conforme a lo que se discutió en detalle en la Sección 5.3.4, estas evolucionan al incrementar el nivel de daño en una estructura de mampostería. Al estudiar la sensibilidad que el cambio de ϕ_{ij} tiene en las propiedades del SE1GL, se establecieron, para diferentes grados de daño (Ecuación 3.10), los factores que definen la curva fuerza-deformación del SE1GL del modelo analítico del marco A del espécimen probado por Arias (2005).

Tabla 5.8 Modos de vibrar para diferentes estados de daño (SMGL)

Distorsión (%)	ϕ_{ij}			Grado de daño.
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	
≤ 0.13	0.2161 0.5300 0.8377	0.7918 0.6477 -0.4366	0.8005 -0.7837 0.2057	Ninguno
0.13	0.2600 0.5447 0.8219	0.8520 0.5502 -0.4509	0.7218 -0.8457 0.2361	Moderado
0.20	0.3229 0.5640 0.7965	0.8845 0.4524 -0.4826	0.6542 -0.8899 0.2594	Fuerte
0.30	0.3927 0.5827 0.7639	0.8883 0.3703 -0.5255	0.6093 -0.9154 0.2737	Grave

Con las formas modales contenidas en la Tabla 5.8, se utilizaron las Ecuaciones 5.13 y 5.14 para obtener los valores que definen diferentes SE1GL, y que se resumen en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9 Factores para la obtención de SE1GL

Distorsión (%)	Modo	PF_{il}	α_l	Grado de daño.
≤ 0.13	1	0.3176	0.8255	Ninguno
	2	0.7789	0.1613	
	3	1.2311	0.0201	

0.13	1	0.3893	0.8575	Moderado
	2	0.8156	0.1403	
	3	1.2307	0.0090	
0.20	1	0.4745	0.9060	Fuerte
	2	0.8758	0.1043	
	3	1.1706	0.0032	
0.30	1	0.6141	0.9381	Grave
	2	0.9112	0.0665	
	3	1.1946	0.0001	

En la Figura 5.30 se muestra la curva cortante basal contra desplazamiento lateral, obtenida para el modelo analítico del espécimen bajo consideración. Dicha curva se estableció a partir de las consideraciones discutidas en detalle en la Sección 5.3.2 de esta tesis.

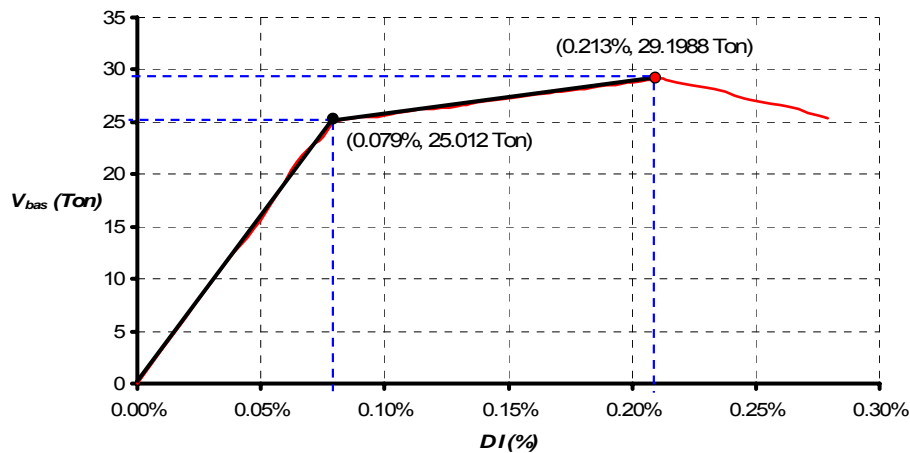


Figura 5.30. Curva cortante basal contra distorsión, obtenida con respecto al primer nivel

La Figura 5.31 muestra una serie de curvas que corresponden a diferentes SE1GL, que fueron planteadas conforme a las formas modales resumidas en la Tabla 5.8, y con las Ecuaciones 5.11 a 5.14. Puede observarse que, conforme el nivel de daño evoluciona, las curvas de los SE1GL muestran diferencias de importancia por la concentración del daño en la planta baja. Lo anterior implica que una estructura responderá de forma distinta según el estado de deterioro en el que se encuentre. Dentro de este contexto, se deberán determinar factores PF_{ij} correspondientes al nivel de daño alcanzado por el SE1GL ante la acción de un registro sísmico. Lo anterior se hace con la finalidad de evaluar los desplazamientos en los niveles superiores de la estructura, ya que conforme se ve en la Tabla 5.8, las formas modales varían en función del nivel de daño alcanzado en la planta baja.

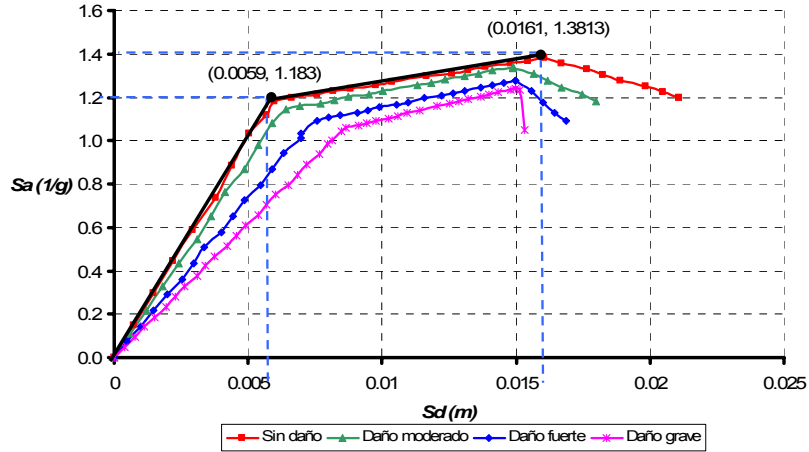


Figura 5.31. Curvas de pseudo-aceleración vs. pseudo-desplazamientos para diferentes estados de daño.

Al utilizar la Ecuación 5.15, se obtuvieron los desplazamientos de cada nivel de la estructura (Tabla 5.10), y al compararlos con los determinados del análisis pushover (Figura 5.32), estos se acercan razonablemente hasta antes de alcanzar un daño grave en la estructura. Lo anterior se debe a que después de alcanzar la resistencia máxima, la estructura entra en una región en la que se experimenta un deterioro de rigidez y resistencia que son muy difíciles de caracterizar con el procedimiento aquí desarrollado.

$$\Delta_k = S_d \times FP_{ij} \quad (5.15)$$

Tabla 5.9 Factores para la obtención de SE1GL

Grado de daño.	Distorsión (%)	Seudo desplazamiento (S_d)	FP_{ij}	Nivel	Desplazamiento de entrepiso (m)
Ninguno	≤ 0.13	0.00590	0.3176	1	0.001873
			0.7789	2	0.004596
			1.2311	3	0.007263
Moderado	0.13	0.00801	0.3893	1	0.003120
			0.8156	2	0.006537
			1.2307	3	0.009863
Fuerte	0.20	0.01012	0.4745	1	0.004800
			0.8758	2	0.008859
			1.1706	3	0.011840
Grave	0.30	0.01172	0.6141	1	0.007200
			0.9112	2	0.010683
			1.1946	3	0.014006

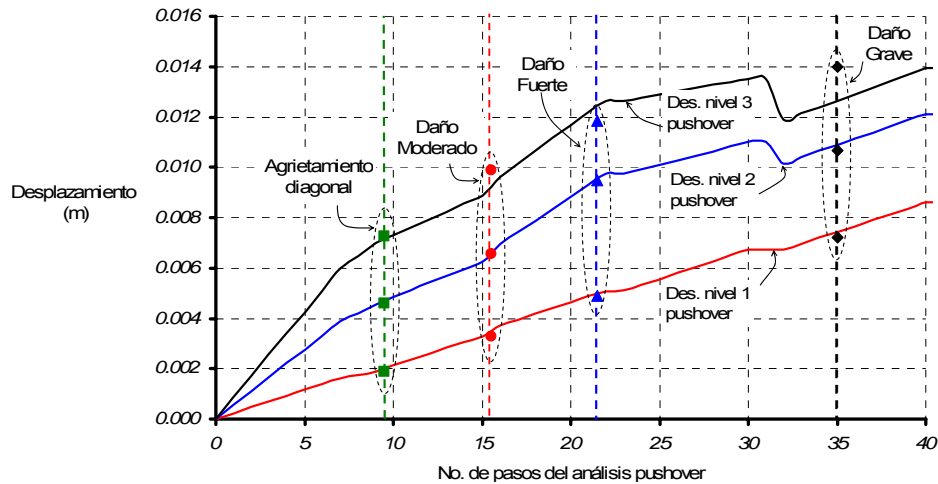


Figura 5.32. Desplazamientos de entresuelo.

5.4.3 Análisis sísmico con un sistema equivalente de un grado de libertad

Parte de la transparencia que se exige tengan las nuevas metodologías de diseño sísmico, se centra en que el diseñador tenga una idea clara de la respuesta sísmica esperada de la estructura sismorresistente cuando se le somete a las excitaciones sísmicas de diseño (Terán, 2005). Entre otras cosas, esto implica un entendimiento razonable de cómo afecta el comportamiento histérico de la estructura su respuesta y desempeño sísmicos. Por ejemplo, estudios relativamente recientes (Terán 1996, Ruiz-García y Miranda 2004, Espinoza-Johnson y Terán 2000, Terán y Espinoza-Johnson 2003) sugieren que para excitaciones sísmicas generadas en suelos blandos, los requerimientos de resistencia lateral de sistemas que exhiben degradación de rigidez pueden llegar a ser significativamente diferentes que aquellos estimados con espectros planteados a partir de comportamiento elasto-plástico perfecto.

A continuación se estudia el efecto de considerar, o no, el deterioro del ciclo histérico de un SE1GL a partir de la estimación de la respuesta sísmica de la estructura estudiada por Arias (2005). Para considerar deterioro estructural, se obtuvo la respuesta por medio del programa de computadora RESIN versión 1.0 (Ruiz-García, 2005); sin embargo, en el caso en que no se considera deterioro estructural, se hizo uso del programa de computadora Nonlin versión 6.0 (Charney, 1998). En ambos casos, dicha edificación fue sometida al registro de aceleraciones *PACOIMA2*, cuya máxima aceleración es de 1.17g y es cercana al límite elástico de la estructura. Para el análisis se consideró que la estructura no tenía ningún daño, así como un porcentaje de amortiguamiento viscoso de 5%.

Las Figuras 5.33 y 5.34 muestra los resultados obtenidos de dos SE1GL en los que se si se considera y no se considera, respectivamente, deterioro estructural. Como se puede ver, el deterioro del ciclo histérico conduce a valores diferentes de desplazamiento máximo y desplazamiento residual, por lo que se puede concluir que el modelado del comportamiento global de la mampostería para efectos de evaluación, requiere de la consideración de modelos histéricos que consideren de manera explícita las particularidades de la respuesta de la mampostería en su rango no lineal de comportamiento. Cabe mencionar que las ductilidades mostradas se obtuvieron de normalizar la demanda máxima de desplazamiento entre el desplazamiento correspondiente al punto de agrietamiento de la estructura (Ecuación 5.16).

$$\mu(\pm) = \frac{S_d(\max)}{S_d(\text{agr})} \quad (5.16)$$

Donde:

$\mu(\pm)$ = Ductilidad alcanzada en la estructura.

$S_d(\max)$ = Máxima demanda de desplazamiento en el SE1GL.

$S_d(\text{agr})$ = Desplazamiento en el SE1GL correspondiente al agrietamiento de la estructura.

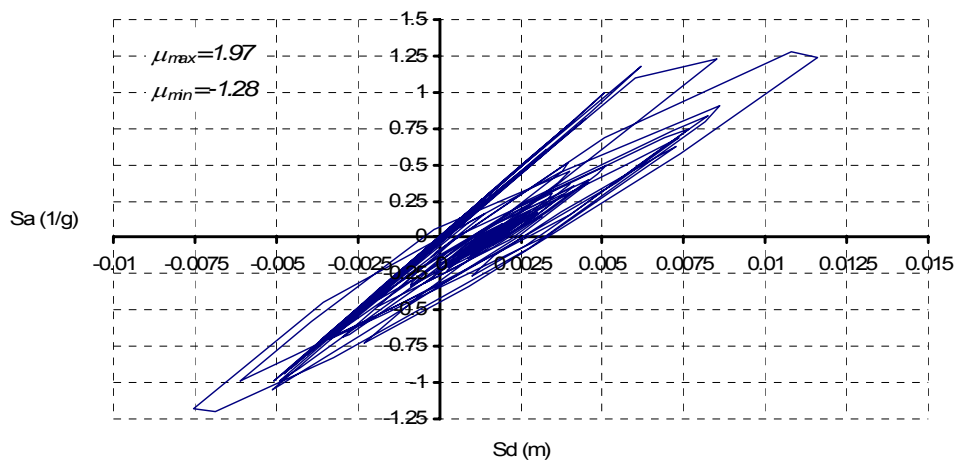


Figura 5.33. Respuesta histerética del SE1GL con deterioro estructural, obtenida mediante RESIN v 1.0 (Ruiz-García, 2005)

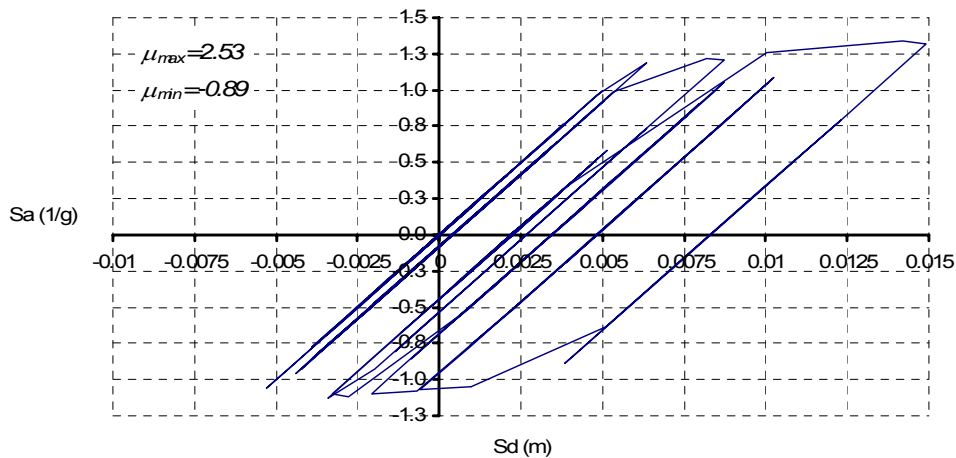


Figura 5.34. Respuesta histerético del SE1GL sin deterioro estructural, obtenida mediante Nonlin v 6.0 (Charney, 1998)

Al realizar un análisis paso a paso del modelo de la columna ancha modificado, se puede ver que una forma de controlar la respuesta de las estructuras, es por medio de coeficientes de amortiguamiento superiores a los correspondientes al 5% del porcentaje de amortiguamiento crítico. El hecho de considerar amortiguamientos superiores a los considerados comúnmente, se debe a que durante el análisis paso a paso del modelo de la

columna ancha no se toma en cuenta la disipación de energía por medio del ciclo histerético; sin embargo, lo anterior se hace posible por medio de sistemas que consideran degradación estructural, como el que se utiliza en esta tesis.

Debido a lo anterior, se llega a la conclusión que el amortiguamiento histerético juega un papel importante en la determinación de la respuesta de las estructuras. La Figuras 5.35, 5.36 y 5.37 muestran las historias de desplazamientos obtenidas con los diferentes modelos aquí considerados. Se puede ver que en el rango elástico de comportamiento, los tres modelos responden de la misma forma ante los efectos del sismo; sin embargo, después de sobrepasar el límite elástico, las respuestas resultan en comportamientos diferentes. Se puede ver que los modelos que no consideran degradación estructural siguen la misma tendencia en cuanto a comportamiento después de haber sufrido daño, no siendo así en el modelo que si considera degradación estructural.

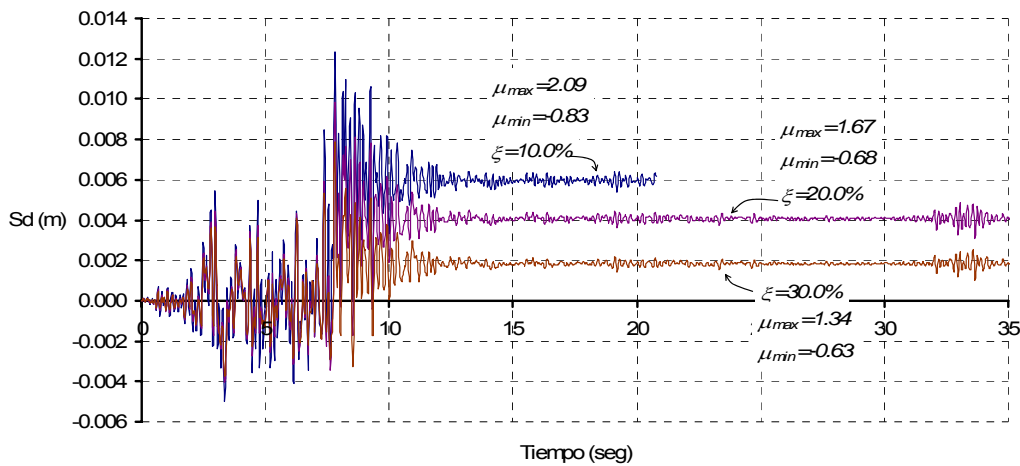


Figura 5.35. Historia de desplazamientos obtenida del modelo de la columna ancha modificado, para diferentes porcentajes de amortiguamiento crítico

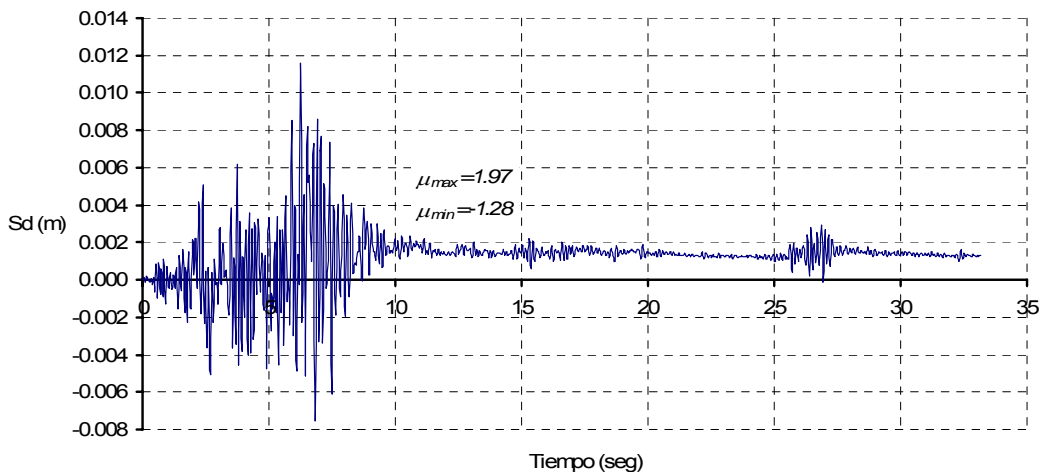


Figura 5.36. Historia de desplazamientos obtenida del SE1GL que considera degradación estructural

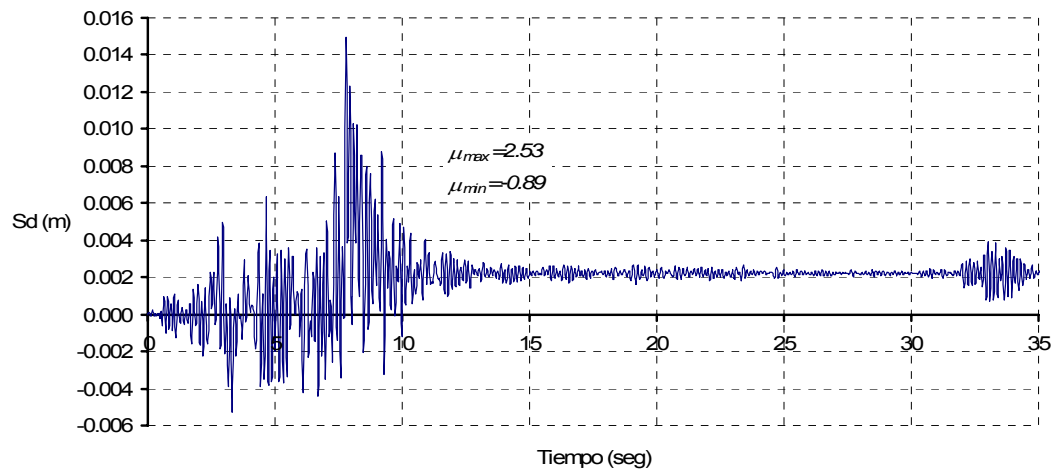


Figura 5.37. Historia de desplazamientos obtenida del SE1GL que no considera degradación estructural

Ejemplo de aplicación

6.1 Introducción

En este capítulo se presenta la evaluación de la respuesta sísmica de una edificación de mampostería construida en la Zona IIIb del Distrito Federal. Dicha estructura fue diseñada conforme a la versión actual del Reglamento de Construcciones del D.F. (2004), particularmente de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y las NTCM-2004.

6.2 Características de la estructura

La Figura 6.1 a) y b) muestra la geometría en planta y elevación del edificio en estudio. Puede observarse que la edificación es razonablemente regular en cuanto a su rigidez y resistencia, tanto en planta como en altura. Con respecto a las propiedades estructurales de la mampostería con fines de análisis, éstas se establecieron a partir de las especificaciones de las NTCM-2004. Las Tablas 6.1 y 6.2 resumen las propiedades de los materiales estructurales.

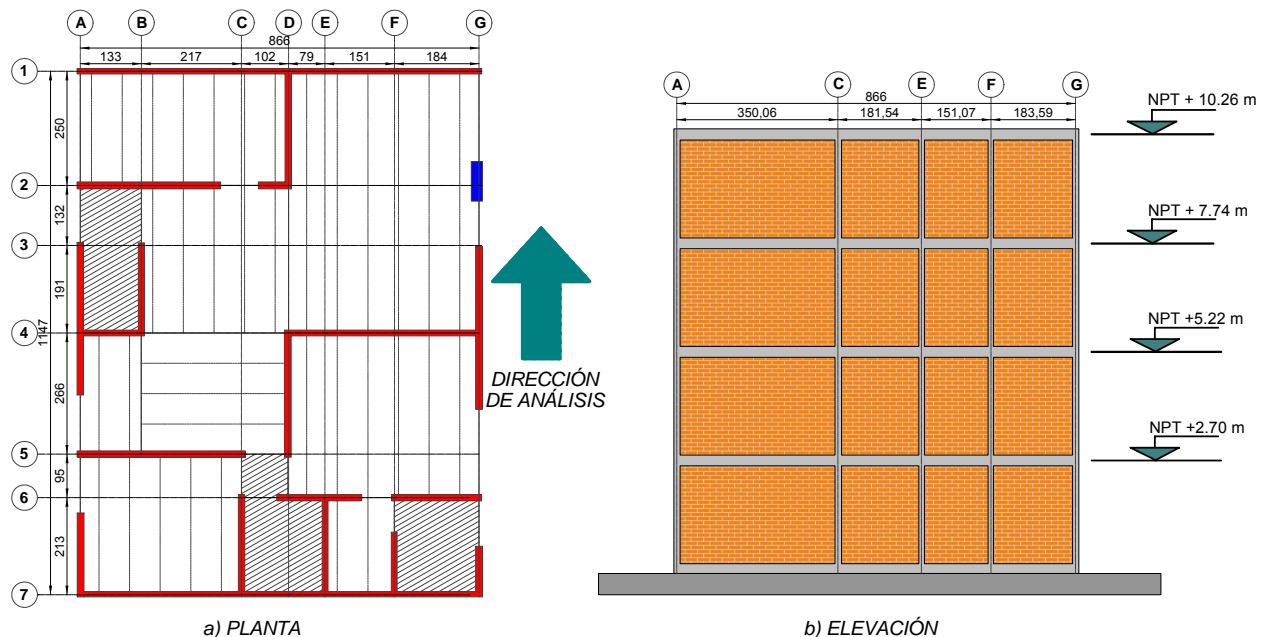


Figura 6.1 Geometría del edificio.

Tabla 6.1 Propiedades estructurales de la mampostería

Material	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	Resistencia a la tensión diagonal (kg/cm ²)	E_m (kg/cm ²)	G_m (kg/cm ²)
Mampostería	15	3.5	13500	5400

Tabla 6.2 Propiedades estructurales del concreto

Material	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)
Concreto	250	126491.11

En cuanto a las cargas gravitacionales, se evaluaron la carga muerta y la carga viva instantánea en cada nivel. La Tabla 6.3 resume las masas consideradas.

Tabla 6.3 Masas concentradas

Nivel	Fuente	Masa (Ton-s/m ²)
1, 2 y 3	Carga Muerta + Peso Propio =	6.11
	Carga Viva Accidental =	0.93
	Total =	7.04
4	Carga Muerta + Peso Propio =	8.51
	Carga Viva Accidental =	0.73
	Total =	9.24

6.3 Análisis estático no lineal

Las propiedades de cada uno de los muros de la edificación fueron calculadas a partir de su geometría y las propiedades mecánicas de los materiales estructurales. Conforme a lo planteado en el Capítulo 4 de esta tesis, la envolvente fuerza-deformación de los muros se estableció a partir de la propuesta de Flores y Alcocer (1995).

Dado la regularidad en planta de la estructura, se consideró que un análisis plano aporta elementos suficientes para evaluar de manera razonable su respuesta sísmica. Además se ha supuesto que el sistema de piso tiene suficiente rigidez en el plano como para considerarlo un diafragma rígido. La Figura 6.2 muestra de manera esquemática el modelo de la estructura.

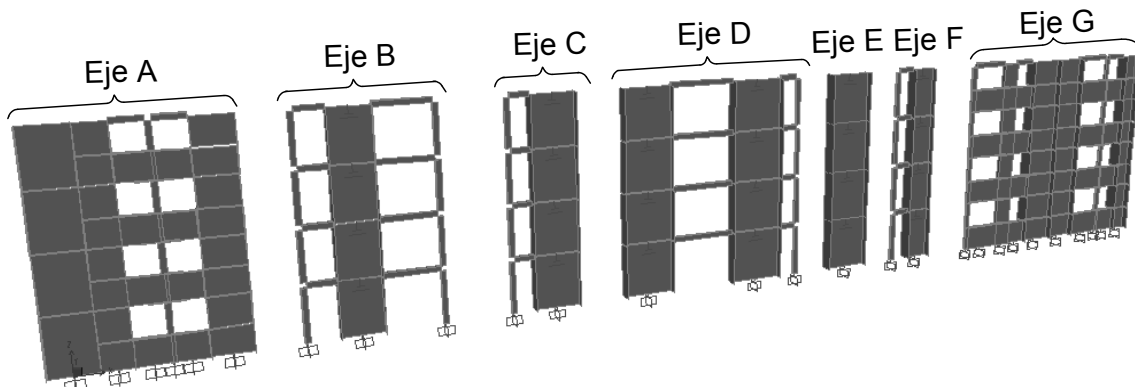


Figura 6.2 Modelo de la estructura

Bajo la consideración de que no existe daño en la estructura, se obtuvieron sus propiedades dinámicas; y a partir de estas, la curva cortante basal contra distorsión de entrepiso del primer nivel. La Figura 6.3 muestra la idealización bilineal a partir de la que se determinan los desplazamientos y cortantes basales correspondientes al agrietamiento y resistencia máxima de la estructura.

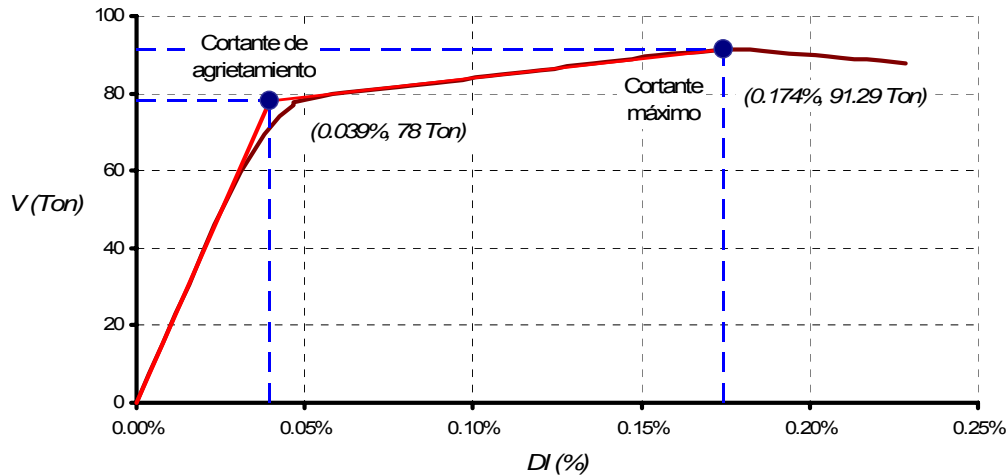


Figura 6.3 Curva cortante basal contra distorsión del primer nivel

Las propiedades dinámicas correspondientes a la estructura no dañada, obtenidas a partir del modelo de la columna ancha se resumen en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4 Modos de vibrar SMGL

ϕ_{ij}				Grado de daño.
Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Ninguno
0.0749	0.2075	0.2526	0.1720	
0.1437	0.2277	-0.0538	-0.2582	
0.2005	0.0493	-0.2396	0.2049	
0.2400	-0.1846	0.1170	-0.0536	
$T_1 = 0.233$ seg	$T_2 = 0.079$ seg	$T_3 = 0.049$ seg	$T_4 = 0.038$ seg	

Utilizando el procedimiento empleado en la Sección 5.4.2, se obtuvieron los valores resumidos en la Tabla 6.5, utilizados para establecer la curva pseudo-aceleración vs. pseudo-desplazamientos del SE1GL (Figura 6.4).

Tabla 6.5 Factores para la obtención de SE1GL

Modo	PF_{il}	α_i	Grado de daño.
1	0.3870	0.8796	Ninguno
2	0.7426	0.0958	
3	1.0361	0.0208	
	1.2402	0.0038	

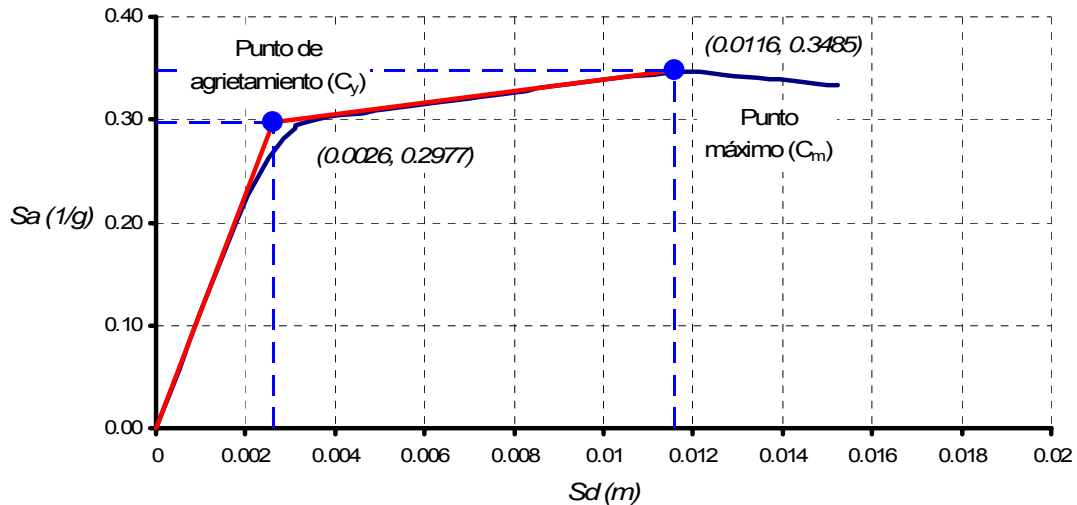


Figura 6.4. Curva de pseudo-aceleración vs. pseudo-desplazamientos

6.4 Análisis sísmico no lineal

A partir de la curva bilineal, utilizada para simplificar la curva de comportamiento del SE1GL, se utilizaron los parámetros resumidos en la tabla 5.6 y el modelo de degradación estructural (M3PM), mediante el programa para computadora RESIN v 1.0 (Ruiz-García, 2005). Durante el análisis sísmico se sometió al SE1GL al registro de aceleraciones de la SCT-85, en su componente este-oeste.

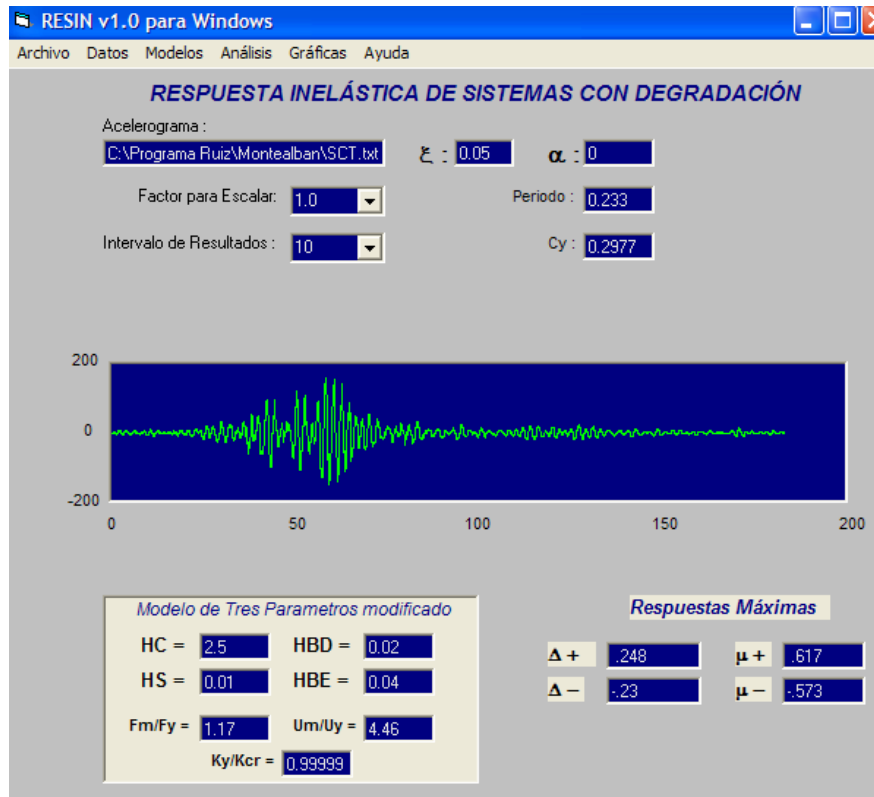


Figura 6.5. Definición del SE1GL en el programa RESIN v 1.0 (Ruiz-García, 2005)

Las Figuras 6.6 y 6.7 muestran la respuesta histerética y la historia de desplazamientos del modelo, en las que se indica que la edificación de mampostería permaneció elástica durante la excitación sísmica. Al comparar las demandas de resistencia y aceleración que demanda el sismo, se puede ver que éstas son menores al límite de fluencia de la estructura. Esto implica que la edificación no exhibe daño durante y después de dicha excitación.

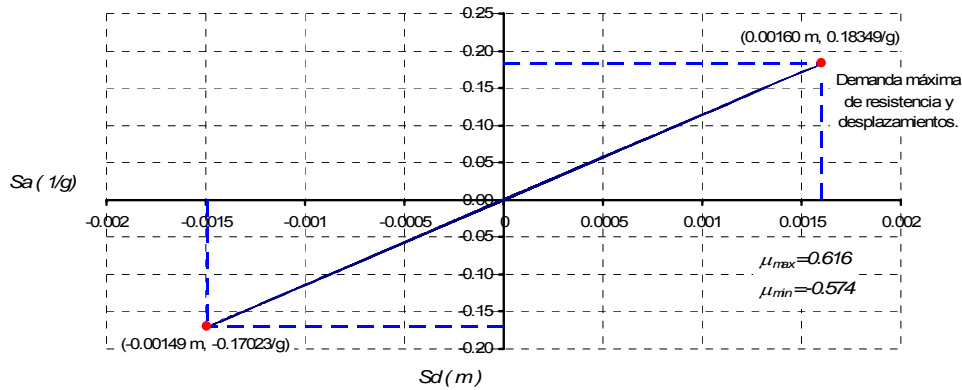


Figura 6.6. Respuesta histerética del sistema equivalente de un grado de libertad

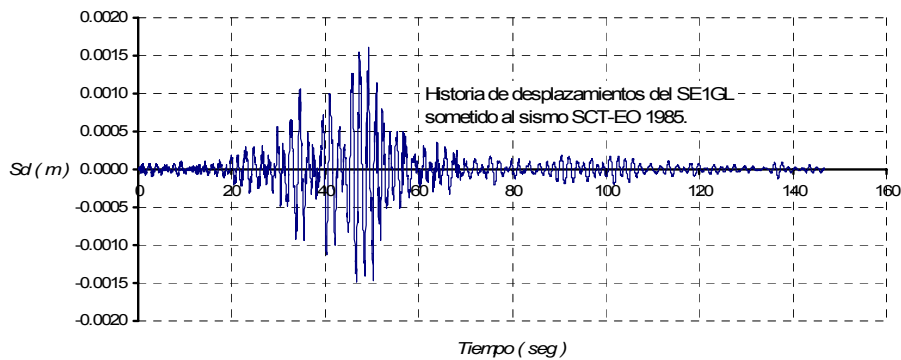


Figura 6.7. Historia de desplazamientos del sistema equivalente de un grado de libertad

Conforme se ilustra en la Figura 6.8, una de las razones principales por las que la estructura permanece elástica, consiste en que el acelerograma utilizado muestra demandas de resistencia y desplazamiento relativamente bajas para periodos cortos.

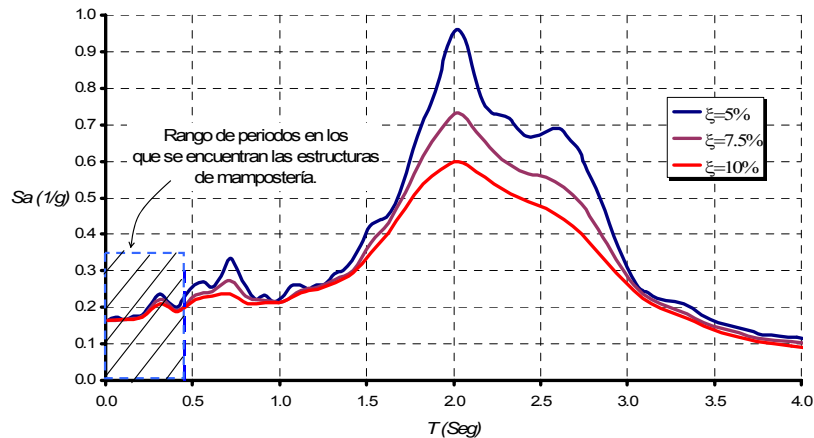


Figura 6.8. Espectros elásticos de pseudoaceleración

Dado que el sismo de la SCT-EO 1985 no provocó ningún daño en la estructura, se consideró de interés estimar el comportamiento de la estructura ante versiones escaladas del acelerograma SCT-EO 1985. Los resultados se muestran en la Figura 6.9, en la que las abscisas se tienen los factores de escala (β) utilizados, mientras que en el eje de las ordenadas se tienen los diferentes niveles de ductilidad (μ) demandados a la estructura (Ecuación 5.21). Puede verse que a partir de un factor de escala de 1.65, las demandas de ductilidad comienzan a ser importantes.

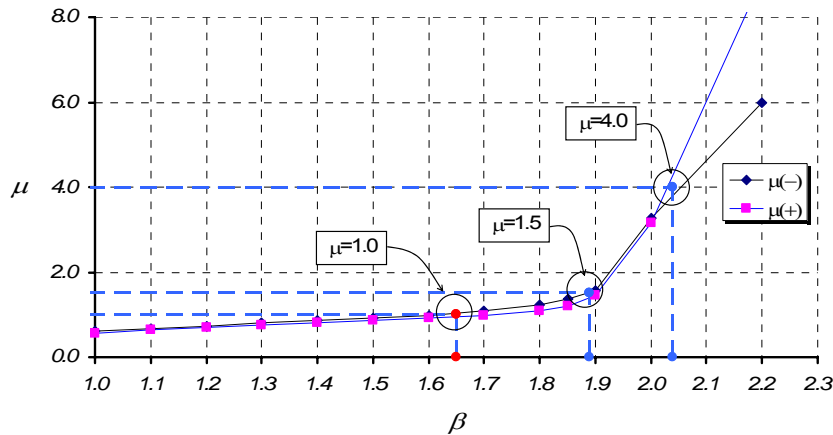


Figura 6.9 Demandas de ductilidad en función del factor de escala

Para verificar los efectos de degradación estructural en el SE1GL, se muestra el comportamiento histerético del modelo para factores de escala de 1.9 y 2.05 veces, respectivamente (Figuras 6.10 y 6.11). Mientras que el modelo responde de manera estable para demandas de ductilidad cercanas a 1.5, el mismo modelo exhibe degradación de rigidez y resistencia muy pronunciada para demandas de ductilidad superiores a 4. La Figura 6.12 muestra de manera esquemática el rango de comportamiento estructural que corresponde a ductilidades de 1.5 y 4.0. Puede concluirse que la demanda de ductilidad de 1.5, considerada por las NTCM-2004, da lugar a un desempeño estructural adecuado, mientras que demandas mayores pueden resultar en un desempeño inadecuado caracterizado por un deterioro pronunciado de las propiedades estructurales del sistema.

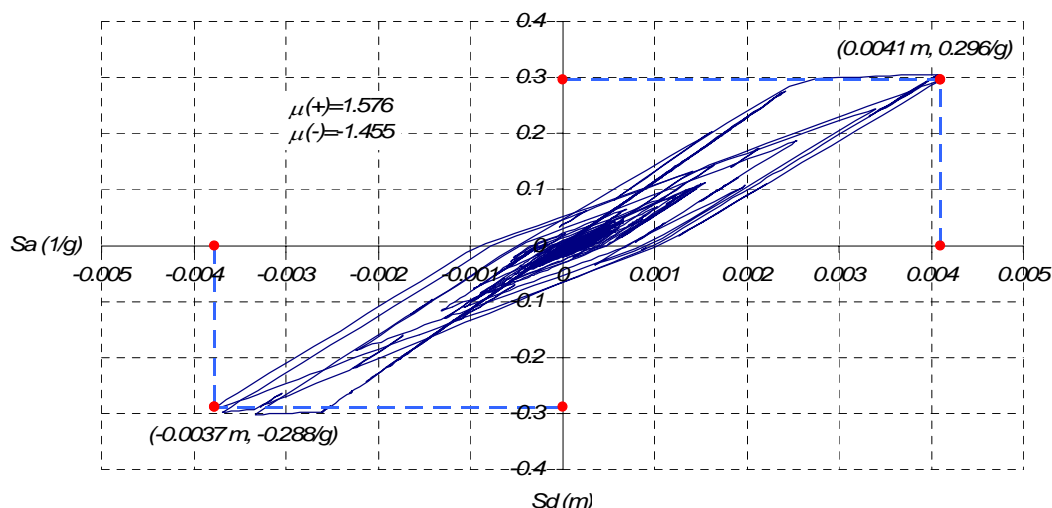


Figura 6.10. Respuesta histerética para $\beta=1.9$

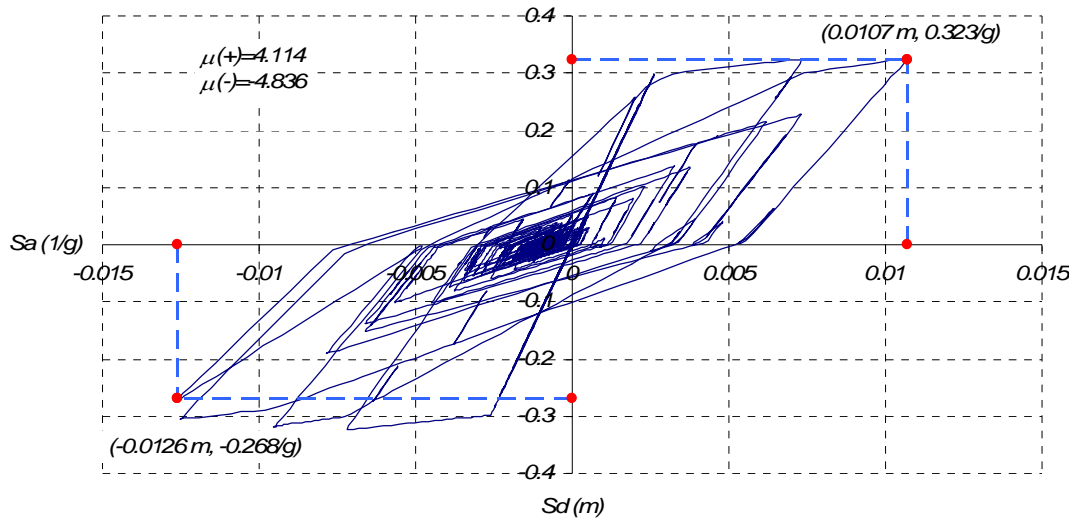


Figura 6.11. Respuesta histerética para $\beta=2.05$

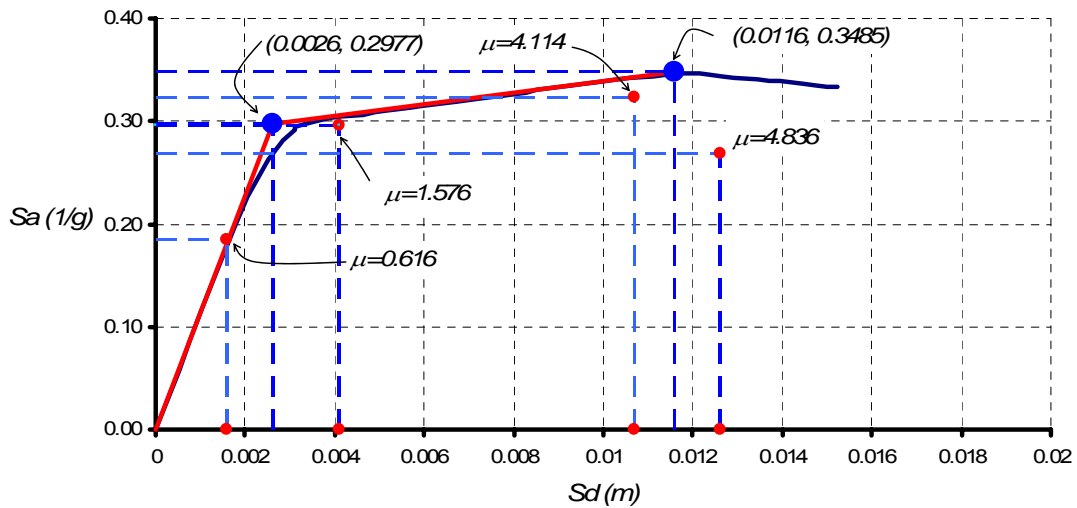


Figura 6.12. Comportamiento estructural asociado a diferentes demandas de ductilidad

Se puede ver de la Figura 6.12 que para ductilidades mayores a 4, la curva de comportamiento de la estructura, obtenida por medio de un análisis estático con carga monótonamente creciente, resulta ser conservadora con respecto a los resultados obtenidos del análisis que considera degradación de las propiedades estructurales. Lo anterior implica que para valores muy grandes de ductilidad, la curva de comportamiento sobreestima la resistencia del sistema estructural.

Conclusiones

Dado el tipo de edificaciones de mampostería recientemente diseñados y construidos en Ciudad de México, resulta importante establecer métodos de análisis que de alguna manera tomen en cuenta el comportamiento dinámico de la mampostería. Esto implica un diseño sísmico que considere de manera explícita el control del nivel de daño estructural de la mampostería a través de un adecuado control de su demanda máxima de desplazamiento durante la excitación sísmica de diseño.

Esta tesis formula una metodología que permite evaluar el nivel de daño esperado en edificaciones existentes de mampostería. La metodología propuesta consta de tres etapas: A) modelo de la columna ancha considerando degradación a corte en función del desplazamiento lateral, B) análisis estático no lineal incremental empleando el modelo de la columna ancha modificado, C) análisis dinámico no lineal de un sistema de un grado de libertad equivalente con las propiedades obtenidas en el paso anterior.

Las discusiones y resultados contenidos en esta tesis, permiten establecer las siguientes conclusiones:

1. Las deformaciones de corte controlan la respuesta de las estructuras de mampostería a niveles de deformación que provocan daño significativo. Debido al acoplamiento que se da entre los muros de mampostería y a la gran densidad de muros en planta, el comportamiento por deformaciones de corte se ve fomentado.
2. El modelo de la columna ancha, estima de forma razonable las propiedades dinámicas de las estructuras de mampostería. Una de las ventajas de uso del modelo de la columna ancha, consiste en que las propiedades a flexión y a corte de los muros pueden manejarse por separado, de tal manera que puede modificarse la rigidez a corte de los muros de mampostería.
3. El modelo de la columna ancha permite establecer la evolución de las formas modales y del patrón de cargas laterales en altura conforme se daña la estructura. Esto aporta la información necesaria para plantear las propiedades de modelos equivalentes de un grado de libertad que correspondan a la estructura en diferentes estados de daño.
4. La mampostería, como otros materiales, cuenta con dos fuentes principales de disipación de energía: una modelada a través de amortiguamiento viscoso, y otra correspondiente a su comportamiento histerético. Un modelo que aspire a estimar de

manera razonable la respuesta sísmica de las estructuras de mampostería debe considerar explícitamente ambas fuentes.

5. Un análisis estático no lineal bajo deformaciones monótonamente crecientes, del modelo de columna ancha de una edificación de mampostería, arroja una estimación razonable de la curva cortante basal contra desplazamiento lateral de dicha edificación. Además, este tipo de análisis permite establecer el nivel de daño en cada muro, y detectar la existencia de una planta baja débil y flexible. Para establecer el modelo de la columna ancha de una estructura de mampostería confinada, debe asignarse, a cada columna ancha que represente un muro, la envolvente de la curva carga-deformación obtenida conforme a la propuesta de Flores y Alcocer (2005). Las conclusiones incluidas en este párrafo sólo aplican a estructuras de mampostería cuyo comportamiento esta dominado por deformaciones de corte. El enfoque propuesto puede no funcionar para el caso de estructuras con muros esbeltos con poco acoplamiento.
6. La curva de cortante basal contra desplazamiento lateral de una edificación, puede utilizarse para establecer las propiedades estructurales de su sistema equivalente de un grado de libertad. Además de esta curva, se requiere de formas modales cuya configuración refleje el estado de daño esperado en la estructura. Dado que en algunos casos el estado de daño supuesto inicialmente no corresponderá al estado de daño estimado a partir del análisis, será necesario iterar. Asimismo es importante que el comportamiento histerético asignado al sistema equivalente de un grado de libertad refleje de manera explícita las particularidades del comportamiento histerético global de las estructuras de mampostería confinada. El comportamiento histerético global de las estructuras de mampostería puede modelarse de forma adecuada por medio del M3PM (Ruiz y Miranda, 2003).
7. El modelo de la edificación de mampostería considerada en esta tesis no exhibió daño estructural. Una de las razones principales por las que la estructura permanece elástica, consiste en que el acelerograma SCT-EO 1985 muestra demandas de resistencia y desplazamiento relativamente bajas para periodos cortos. Para demandas de ductilidad importantes, el modelo equivalente de un grado de libertad exhibe deterioro excesivo de rigidez y resistencia. Dado que las demandas de ductilidad en la edificación crecen rápidamente a partir del umbral en que la estructura exhibe comportamiento no lineal, resulta muy importante controlar cuidadosamente la demanda global de ductilidad en la edificación.

Referencias

- Alcocer, S M, T Sánchez y R Meli (1993), “Comportamiento de la Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada de Dos Niveles del CENAPRED”, *Informe para el Instituto Nacional para la vivienda de los trabajadores*, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), junio, pp. 36-39.
- Alcocer, S M, R Meli, T Sánchez y L Flores (1994), “Comportamiento ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión”, *Cuaderno de Investigación*, No. 17, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), julio, pp. 53-76.
- Arias, J G (2005), “Ensayos en Mesa Vibradora de un Modelo a Escala 1:2 de Edificio de Mampostería Confinada de Tres Niveles”, *Tesis de maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, marzo, pp. 97-154.
- Astroza, M y A Schmidt (2004), “Capacidad de Deformación de Muros de Albañilería Confinada para Distintos Niveles de Desempeño”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 70, pp. 59-75.
- Ayala, G (1998), “Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras-Un Nuevo Enfoque”, *Repote Técnico*, Academia de Ingeniería, México.
- Bazán, E (1980), “Muros de Mampostería ante Cargas Laterales Estudios Analíticos”, *Tesis Doctoral*, Facultad de Ingeniería, UNAM, pp. 72-89.
- Canavos, G (1994), “Probabilidad y Estadística-Aplicaciones y Métodos”, *Primera Edición*, Mc Graw Hill, pp. 477-479.
- Charney, F (1998), “NONLIN: Programa Educativo Para el Aprendizaje de los Conceptos de Dinámica Estructural e Ingeniería Sísmica, Versión 6.0”, *Advanced Structural Concepts*, Denver, Colorado.
- Cheok, G, W Stone y S Kunnath (1998), “Seismic Response of Precast Concrete Frames with Hybrid Connections”, *Technical paper*, ACI Structural Journal, No. 5, pp. 527-532.
- Chopra, A (1996), “Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering”, *Segunda Edición*, Prentice Hall, pp. 103-105.
- CSI (2004), “SAP2000 Advanced 9.0.3”, *Computers and Structures, Inc.*, Berkeley, California.
- Espinoza-Johnson, M A y A Terán-Gilmore (2000), “Efecto de la Degradación de Rigidez en las Demandas Sísmicas de Sistemas Simples”, *Memorias Doceavo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, México, CDROM.
- Federal Emergency Management Agency (1997), “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings” *Reports FEMA 273 (Guidelines) and 274 (Commentary)*, Washington, D.C.

- Federal Emergency Management Agency (1998), "Evaluation of Earthquake Damage Concrete and Masonry Wall Buildings", *Reports FEMA 306 (Guidelines)*, Washington, D.C.
- Flores, L, J A Mendoza, C Reyes (2004), "Ensayo de Muros de Mampostería con y sin Refuerzo Alrededor de la Abertura", *Memorias del Catorceavo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México, pp. 6-10.
- Flores, L y S M Alcocer (1995), "Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería confinada", *Informe de tesis de maestría*, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), agosto, pp. 46-49.
- Moroni, M, M Aztroza y S Tavonatti (1994), "Nonlinear Models for Shear Failure in Confined Masonry Walls", *The Masonry Society Journal*, Volumen 12, Número 2, febrero de 1994, pp. 72-77.
- Meli, R (1979), "Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería", *Serie del Instituto de Ingeniería*, No. 352, 2ª Ed., Instituto de Ingeniería, UNAM, México, pp. 14-49.
- Meli, R y A Reyes (1971), "Propiedades Mecánicas de la Mampostería", *Serie del Instituto de Ingeniería*, No. 288, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, pp. 290-295.
- Meli, R y G Salgado (1969), "Comportamiento de Muros de Mampostería Sujetos a Carga Lateral", *Serie del Instituto de Ingeniería*, No. 237, Segundo Informe, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, pp. 20-24.
- Miranda, E., (1999), "Comportamiento Mecánico de la Mampostería Confinada", *Edificaciones de Mampostería*, Fundación ICA, México, pp. 73- 82.
- Nichols, J., "A Study of the Progressive Degradation of Masonry Shear Walls Subjected to Harmonic Loading", *Tesis de Doctorado*, University of Newcastle, 2000 pp. 138-163.
- Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE-2005 (2005), "Industria de la Construcción – Bloques, Tabiques o Ladrillos y Tabicones Para Uso Estructural – Especificaciones y Métodos de Prueba", *Norma Mexicana*, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación, S.C.
- Park, Y J, A M Reinhorn y S K Kunnat (1987), "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear Wall Structures", Technical report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Paulay, T y M J N Priestley (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", *Primera edición*, John Wiley & Sons, New York, pp. 532-542.
- Paulson, T y D Abrams (1990), "Correlation Between Static and Dynamic Response of Model Masonry Structures", *Earthquake Spectra*, 6, 3, pp. 573-591.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", *Gaceta oficial*, Gobierno del Distrito Federal.
- Ruiz-García, J y E Miranda (2003), "Evaluación de los Factores de Reducción de Resistencia por Ductilidad para Estructuras de Mampostería Cimentadas en Terreno Firme", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 69, pp. 1-23.

Ruiz-García, J y E Miranda (2004), “Inelastic Displacement Ratios for Design of Structures on Soft Soil Sites”, *Technical paper*, ASCE Journal of Structural Engineering, No. 130, pp. 2051-2061.

Ruiz-García, J (2005), “RESIN: Programa de Computadora Para Evaluar la Respuesta Inelástica de SE1GL con Degradación Estructural, Versión 1.0”, *Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo*, México.

Ruiz-García, J (2005), “HYSLOOPS: Programa de Computadora Para Calibrar los Parámetros del Modelo de Degradación Estructural, Versión 1.0”, *Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo*, México.

Ruiz-García, J, T Sánchez y S M Alcocer (1998), “Rehabilitación de Muros de Mampostería Confinada Mediante Malla de Alambre y Recubrimiento de Mortero”, *Memorias del Onceavo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, México, pp. 808-889.

Sánchez, T, S M Alcocer y L Flores (1996), “Estudio Experimental Sobre una Estructura de Mampostería Confinada Tridimensional, Construida a Escala Natural y Sujeta a Cargas Laterales”, *Memorias del Décimo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Yucatán, México, pp. 909-918.

Terán, A (1996), “Performance-Based earthquake-Resistant Design of Framed Buildings Using Energy Concepts”, *Tesis de Doctorado*, Universidad de Berkeley, California.

Terán, A y M A Espinoza-Johnson (2003), “Resistencia de Diseño para Sistemas Simples que Exhiben Degradación de Rigidez y Resistencia”, *Memorias del Catorceavo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, México, CDROM.

Tomazevic, M, M Lutman y L Petkovic (1996) “Seismic Behavior of Masonry Walls: Experimental Simulation”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 10, pp. 1040-1047.

Vázquez, A (2005) “Ensayo Experimental de Viviendas de Mampostería Confinada de un Piso Mediante Ensayo en Mesa Vibradora”, *Tesis de Maestría*, Instituto de Ingeniería, UNAM, pp. 114-116.