



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

ESTIMACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA ESTRUCTURAS DE
MAMPOSTERÍA CONSIDERANDO LA CALIDAD EN LA SUPERVISIÓN

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

PRESENTA:
CÁZARES ADAME JOSÉ ULISES

TUTOR PRINCIPAL
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
CO-TUTOR
DR. MAURO NIÑO LÁZARO, FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

MÉXICO, D. F. NOVIEMBRE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Pérez Gavilán Escalante Juan J.

Secretario: Dr. Díaz López Orlando Javier

Vocal: Dr. Reinoso Angulo Eduardo

1^{er}. Suplente: Dr. Terán Gilmore Amador

2^{do}. Suplente: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Eduardo Reinoso Angulo

FIRMA

A mi familia quien en todo momento me apoyó para salir adelante.

A Laura y Elian por su amor y paciencia que me brindan día a día.

A una personita muy especial.

¡LOS AMO!

AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por el apoyo económico proporcionado para realizar mis estudios de maestría.

Al Dr. Eduardo Reinoso Angulo por brindarme la oportunidad de colaborar con su grupo de trabajo y permitirme representarlo en distintos foros de ingeniería.

A Mauro por ser mí maestro y amigo todos estos años, ya que desde el inicio confió en mí para concluir esta etapa y que estoy seguro, formará parte de muchas más.

A mis sinodales: Dr. Amador Terán, Dr. Orlando Díaz y Dr. Juan José Pérez Gavilán por sus valiosos comentarios realizados para la mejora de esta tesis.

Al Instituto de Ingeniería, por permitirme usar sus instalaciones para el desarrollo de mi tesis.

A mis compañeros de maestría Elena y Arturo, por ser parte importante de esta etapa.

A mi alma mater, la Universidad Nacional Autónoma de México.

Contenido

Contenido	5
RESUMEN	8
ABSTRACT	9
Capítulo 1 INTRODUCCIÓN	10
Capítulo 2 ANTECEDENTES	13
2.1 Vulnerabilidad estructural	13
2.2 Comportamiento estructural de la mampostería	19
Capítulo 3 METODOLOGÍA PROPUESTA	29
3.1 Sistema estructural.....	31
3.2 Obtención de los parámetros requeridos para representar el comportamiento estructural	31
3.2.1 Modelos de comportamiento de los elementos.	31
3.2.2 Modelos de comportamiento de los materiales.	33
3.3 Variación en las propiedades de los materiales	36
3.3.1 Tipo de mortero	37
3.3.2 Espesor de junta de mortero.....	37
3.3.3 Resistencia del concreto en cadenas y castillos de confinamiento.....	38
3.4 Análisis de la estructura.....	39
3.4.1 Análisis Estático Lineal.....	39
3.4.2 Análisis Dinámico Lineal	40
3.4.3 Análisis Estático No Lineal	40
3.4.3 Análisis Dinámico No Lineal.....	41
3.5 Funciones de vulnerabilidad.....	42

3.5.1	Funciones y curvas de vulnerabilidad obtenidas de manera empírica	43
3.5.2	Funciones y curvas de vulnerabilidad obtenidas de manera analítica.....	43
3.5.2	Funciones y curvas de vulnerabilidad obtenidas mediante ensayos experimentales	44
3.5.1	Funciones y curvas de vulnerabilidad obtenidas mediante procesos estadísticos.....	45
3.6	Función de vulnerabilidad considerando la variación en la resistencia.....	45
3.6.1	Obtención de los valores de α_f	46
Capítulo 4 EJEMPLO DE APLICACIÓN.....		48
4.1	Sistema estructural.....	48
4.2	Obtención de los parámetros requeridos para representar el comportamiento estructural	50
4.3	Variación en las propiedades de los materiales	59
4.3.1	Tipo de mortero	59
4.3.2	Espesor de junta de mortero.....	60
4.3.3	Resistencia en cadenas y castillos de confinamiento.....	61
4.4	Análisis de la estructura.....	67
Capítulo 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS		69
5.1	Curvas IDA.....	69
5.1.1	Definición de la amenaza	70
5.2	Curvas de vulnerabilidad	73
5.3	Estimación de la vulnerabilidad sísmica considerando la variación en la resistencia	75
5.3.1	Definición de los niveles de variación para cada elemento estructural.....	75
5.3.2	Obtención del parámetro α_f	81
Capítulo 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		87
6.1	Conclusiones.....	87
6.2	Recomendaciones.....	89
Referencias.....		91
Apéndice A		95

Apéndice B.....	98
Apéndice C.....	105

RESUMEN

En esta tesis se propone una metodología para modificar, mediante el empleo de una expresión, curvas de vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería confinada de uso habitacional con características de diseño y obtener curvas de vulnerabilidad de estructuras ya construidas que toman en cuenta la variación en las propiedades mecánicas de la mampostería confinada en función de tres parámetros: 1) el tipo de mortero definido por su resistencia, 2) el espesor de junta entre piezas de mampostería y 3) la variación de la resistencia del concreto en cadenas y castillos de confinamiento. La vulnerabilidad mide el daño esperado en función de la amenaza sísmica dada por una pseudoaceleración. Como ejemplo de aplicación, se obtienen las estadísticas de los resultados obtenidos de Análisis Dinámicos Incrementales (IDA) de distintos registros sísmicos para una estructura tipo que se construye en la Ciudad de México, empleando las resistencias de materiales, que para el ejemplo de esta tesis, se consideran de diseño; el procedimiento anterior se repite cubriendo la variación en la resistencia de los tres parámetros mencionados, donde sus estadísticas se ponderan con las de diseño.

Con esta investigación, se espera establecer las bases para incluir, de una manera explícita, la variación en la estimación del daño de este tipo de estructuras tomando en cuenta no solamente la variación en la demanda sísmica, como se ha venido desarrollando, sino también la variación en la resistencia de los materiales ya construidos comparadas con las establecidas en el diseño.

Palabras clave: vulnerabilidad sísmica, análisis dinámico incremental, mampostería confinada, resistencias de los materiales

ABSTRACT

In this thesis a methodology is proposed to modify, through an expression, seismic vulnerability curves of confined masonry structures with design strength values for residential use, and obtain vulnerability curves of structures already built that take into account the variation of the actual mechanical properties in terms of three parameters: 1) the type of mortar defined by its resistance, 2) the joint thickness between bricks and 3) the variation of the concrete strength in the confinement elements. The vulnerability quantify the mean structural damage caused to the structure given a seismic intensity in terms of a pseudo acceleration. As illustrative example, statistics from Incremental Dynamic Analyses (IDA) results of a typical structure built in Mexico City employing several seismic records are computed using the design strengths considered in this thesis; this procedure is repeated modifying the strength of the three above mentioned parameters and their statistics are weighted by the design one.

This research, look forward to establish the bases to include, in an explicit way, the variation in the expected damage of this type of structures by taking into account not only the uncertainty in the seismic actions, as it has been doing, but also the variation on the strength of elements already built compared with that considered in their design.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

De los materiales usados en la construcción, la mampostería es el material más empleado para estructuras de uso habitacional, ya que presenta varias ventajas respecto a otros materiales como el acero y el concreto, como son: la capacidad térmica, no requiere de un equipo ni mano de obra especializada, sirve como muro divisorio y aislante, es económico, entre otros. Sin embargo, el uso de la mampostería también presenta ciertas desventajas como son: la baja resistencia a la tensión y su poca capacidad de admitir deformaciones en su plano, lo que en ocasiones ha obligado a emplear diferentes modalidades de refuerzo y a seguir requisitos de diseño y construcción más estrictos para su aplicación en zonas sísmicas. (Sánchez, 1995). De igual manera, Sánchez (1995) asocia los daños severos que llega a presentar una estructura de mampostería después de la ocurrencia de un fenómeno sísmico, a la carencia o deficiencia de un diseño estructural, mostrando con eso, defectos de estructuración, de construcción y de calidad de los materiales.

Con base en lo anterior, las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería NTCM (GDF, 2004a) proponen una serie de requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería, que permita asegurar un adecuado comportamiento de la estructura ante la ocurrencia de un fenómeno sísmico. Desafortunadamente, a pesar de que pueda existir un adecuado diseño estructural, en ocasiones se presenta una supervisión en obra no adecuada, lo cual puede ocasionar que las características de resistencia de los elementos estructurales construidos sean diferentes a las originalmente consideradas en el diseño.

Por tal motivo, el objetivo de la tesis se basa en proponer una metodología para modificar mediante el empleo de una expresión, curvas de vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería confinada de uso habitacional con características de diseño y obtener curvas de vulnerabilidad de estructuras ya construidas que toman en cuenta la variación en las propiedades mecánicas de la mampostería confinada en función de tres parámetros: 1) el tipo de mortero definido por su resistencia, 2) el espesor de junta entre piezas de mampostería y 3) la variación de la resistencia del concreto en cadenas y castillos de confinamiento.

Para llevar a cabo lo anterior, en el capítulo 2 se hace una breve descripción de los trabajos que son de utilidad para los alcances de esta tesis, que se han desarrollado en México y en el mundo de diversas propuestas que diferentes investigadores han planteado para estimar la vulnerabilidad de una estructura asociada a una acción sísmica. De igual manera, se hace una revisión y descripción de estudios experimentales sobre el comportamiento estructural de muros de mampostería asociados a cargas laterales.

Posteriormente, en el capítulo 3 se presenta y describe la metodología para estimar el daño esperado en una estructura de mampostería confinada debido al fenómeno sísmico, considerando la variación en la resistencia a compresión y tensión diagonal de los muros de mampostería y de los elementos confinantes a través de un parámetro denominado α_f .

En el capítulo 4 se desarrolla un ejemplo de aplicación, empleando el sistema estructural de un edificio propuesto por Arias (2005); debido a su regularidad, se desprecian los efectos de torsión. El edificio se considera desplantado en un suelo rígido correspondiente a la Zona I de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal por lo que se considera que no existe una interacción suelo-estructura. Para este edificio, se obtienen los parámetros necesarios para representarlo analíticamente y se definen los valores de los parámetros que reflejarán la variación de la resistencia de los muros que conforman al sistema estructural.

En el capítulo 5 se obtienen los valores del parámetro α_f , a través de la relación de la curva de vulnerabilidad de la estructura con características de diseño, con aquellas obtenidas de la variación en la resistencia de los elementos estructurales.

Con base en el desarrollo de la tesis, en el capítulo 6 se presentan conclusiones sobre la metodología propuesta y los resultados obtenidos, de igual forma, se plantean recomendaciones que sirvan como base para futuras investigaciones en esta área.

Capítulo 2 ANTECEDENTES

El objetivo de este capítulo es presentar una breve descripción de los trabajos de investigación que se han desarrollado en México y en el mundo, relacionados con los temas de estimación del comportamiento estructural de la mampostería y la definición de su vulnerabilidad sísmica que representen una aportación sustancial para el desarrollo de esta tesis. Lo anterior, no demerita la importancia de cada uno de los trabajos de investigación desarrollados por otros investigadores a los que no se haga mención en esta tesis.

2.1 Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad se define como la predisposición de un sistema, elemento, componente, grupo humano o cualquier tipo de elemento, a sufrir afectación ante la acción de una situación de amenaza específica. Para el caso específico de las estructuras, la vulnerabilidad se mide en términos de un porcentaje esperado de daño o valor económico requerido para reparar el bien afectado y llevarlo a un estado equivalente al que tenía antes de la ocurrencia del evento tomando en cuenta la incertidumbre asociada (Reinoso *et al.* 2010). La necesidad de representar matemáticamente dicha vulnerabilidad, ha llevado a diversos investigadores a desarrollar expresiones matemáticas que representen, de forma continua, el daño que puede sufrir un tipo de estructura cuando se somete a una demanda de intensidad, estas expresiones se les conocen como “funciones de vulnerabilidad”. Así mismo, en esta tesis se le conoce como “curva de vulnerabilidad” a aquella representación gráfica que resulta de

emplear las funciones de vulnerabilidad, éstas relacionan el valor esperado del daño con la intensidad del fenómeno amenazante. Esteva (1963) es uno de los pioneros en desarrollar trabajos acerca de la estimación de daños en estructuras asociados a la acción de un fenómeno sísmico específicamente al proponer un conjunto de curvas que definen la vulnerabilidad para diferentes tipos de construcciones. Años más tarde, Esteva *et al.* (1988) proponen otro conjunto de curvas de vulnerabilidad que cubren un mayor número de construcciones.

Posteriormente, Miranda *et al.* (1996) proponen un método simplificado de análisis para estimar la vulnerabilidad sísmica de una estructura con base en el desplazamiento lateral máximo, la demanda de ductilidad y sus capacidades correspondientes. De los resultados obtenidos, Miranda *et al.* (1996) concluyen que este método es adecuado para la estimación de la vulnerabilidad sísmica ya que toma en cuenta la relación que existe entre las demandas sísmicas como función del esfuerzo lateral de la estructura y el comportamiento inelástico de la estructura.

Lang (2002) propone un método de evaluación simplificado para estimar la vulnerabilidad sísmica en estructuras de mampostería no reforzada y estructuras de concreto reforzado existentes en la ciudad de Basilea, Suiza. El método consiste en realizar análisis estáticos no lineales para conocer el comportamiento de cada uno de los muros que conforman a la estructura y con ello obtener la curva de capacidad del edificio con base en la suma de las fuerzas y desplazamientos de todos los muros de mampostería que se encuentran en la dirección del análisis (fig. 2.1a). Para obtener la curva de vulnerabilidad, Lang asocia el comportamiento de la estructura a un nivel de daño mediante el uso de los cinco niveles de daño que propone la Escala Macrosísmica Europea 89 (EMS89, por sus siglas en inglés), daño nulo DG1, daño moderado DG2, daño importante DG3, daño severo DG4 y colapso DG5, y los asigna con base en la suma de daños que se presentan en los muros de manera independiente asociados a una determinada intensidad de demanda (fig. 2.1b). Los niveles de daño se asignan con los siguientes criterios: DG1 si existe la presencia de agrietamientos en pocos muros, DG2 si se presentan agrietamientos en muchos muros y fluye el primer muro. DG3 si fluyen varios muros, DG4 si fluyen varios muros y falla el primer muro y DG5 si se presenta la falla de todos los muros. De los resultados, Lang observa que el método es bueno para una estimación rápida de la vulnerabilidad sísmica de un conjunto de edificios, sin embargo, Lang resalta que por ser un método simplificado, los resultados presentan una incertidumbre considerable.

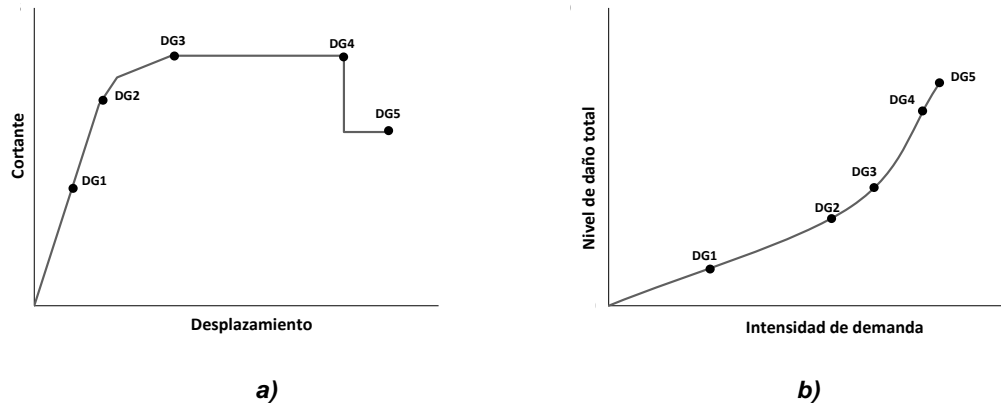


Figura 2.1. a) Curva de capacidad obtenida de la suma de curvas de capacidad de cada muro, b) asociación de los niveles de daño con base en la suma de daños de cada muro (Lang, 2002)

Barbat y Pujades (2004) emplean el método del índice de vulnerabilidad (I_v) para evaluar escenarios de riesgo sísmico en zonas urbanas de Barcelona. Este método comprende una calificación numérica de la calidad del diseño y construcción sismorresistente de los edificios definida por once parámetros estructurales preestablecidos por expertos. Los resultados obtenidos de la evaluación de las zonas urbanas de Barcelona indicaron que existe un alto porcentaje de riesgo sísmico en esta área; los autores consideran que esto se debe a que la mayoría de los inmuebles son de mampostería no reforzada y de marcos de concreto reforzado.

Por otro lado, Salgado (2005) desarrolla una metodología para estimar una curva de vulnerabilidad estructural con base en información recabada por este investigador de viviendas tradicionales de los centros históricos de Taxco de Alarcón, Gro., Oaxaca de Juárez, Oax., y Chiapa de Corzo, Chis. Esta metodología se basa en la combinación de una matriz de probabilidad de daño propuesta por Zuccaro (1998), con el peligro sísmico existente en cada uno de los centros históricos. La matriz de probabilidad de daño representa una distribución de niveles de daño de estructuras de mampostería no reforzada, asociada a cierto nivel de intensidad sísmica. Salgado asigna un nivel de daño estructural esperado a cada una de las viviendas y genera un valor de daño promedio estimado de cada estado. Posteriormente, a los valores les asocia una curva de tipo lognormal (fig. 2.2). Debido a la falta de homogeneización de los sistemas estructurales de cada región, Salgado concluye que la función de vulnerabilidad obtenida deberá probarse recabando una mayor cantidad de datos, ya que estas diferencias incrementan la incertidumbre de las estimaciones realizadas.

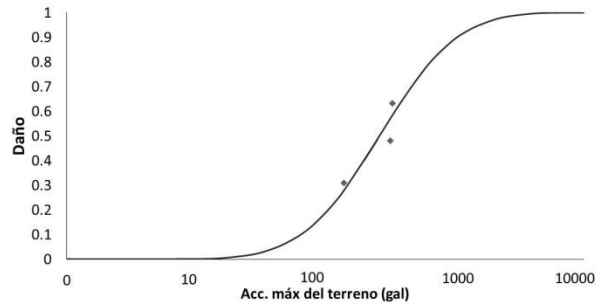


Figura 2.2 Curva de vulnerabilidad de viviendas tradicionales en los centros históricos del sureste mexicano (Salgado, 2005)

De igual manera, Maldonado *et al.* (2007) emplean conjuntos difusos para identificar y valorar, a partir de la opinión de expertos, los parámetros que más influyen en la vulnerabilidad de las estructuras de mampostería en Colombia (tabla 2.1). Con base en estos parámetros, Maldonado *et al.* (2007) proponen un modelo de índice de vulnerabilidad que relaciona el grado de vulnerabilidad de cada uno de los parámetros con su valor de importancia en la estimación de la vulnerabilidad total de la estructura.

Tabla 2.1. Parámetros más influyentes en el comportamiento estructural según los expertos (Maldonado *et al.*, 2007)

No.	Parámetro
1	Sistema estructural
2	Calidad del sistema resistente
3	Resistencia estructural
4	Posición de la cimentación
5	Suelo y pendiente del terreno
6	Diafragmas horizontales
7	Configuración en planta
8	Configuración en elevación
9	Distancia máxima entre los muros
10	Tipo de cubierta
11	Estado de conservación

Una año más tarde, Maldonado *et al.* (2008) presentan una metodología para definir el daño producido en edificaciones de mampostería debido a un sismo determinado empleando el modelo de índice de vulnerabilidad definido por Maldonado *et al.* (2007) y un índice de daño que se determina mediante una relación demanda-capacidad, evaluando los esfuerzos máximos en los muros de mampostería con base en el modelo de comportamiento propuesto por Abrams (1992). Con el uso de los modelos anteriores, los autores generan curvas de vulnerabilidad que asocian el índice de vulnerabilidad con el índice de daño para 6000 edificaciones simuladas de mampostería. Estas curvas permiten conocer, de manera general, los daños que se pueden presentar en las edificaciones de mampostería debidas a un evento determinado. En la fig. 2.3 se muestran las curvas de vulnerabilidad obtenidas de edificaciones

simuladas de mampostería confinada, obtenidas para una aceleración de 0.02, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2 y 0.25 g.

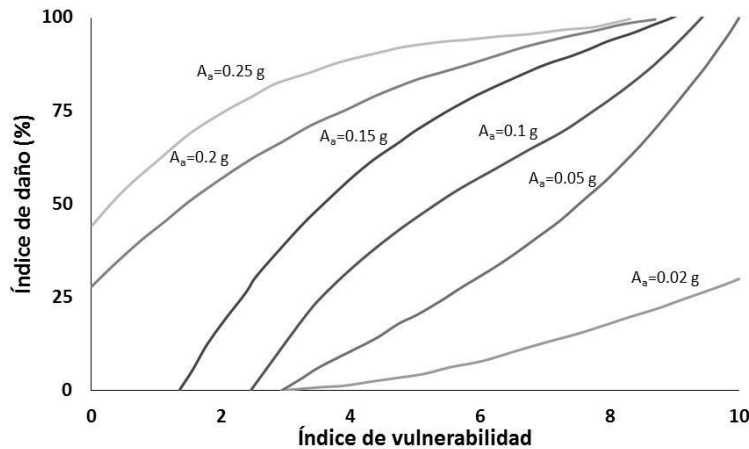


Figura 2.3. Curvas de vulnerabilidad que asocian el índice de vulnerabilidad con el índice de daño para distintos niveles de demanda en edificaciones de mampostería (Maldonado et al., 2008)

Para definir el comportamiento de estructuras de mampostería, Ruiz (2009) presenta un conjunto de curvas de fragilidad tomando como índice de desempeño, el desplazamiento lateral de muros de mampostería confinada. Estas curvas se desarrollan considerando dos estados de daño, el asociado a la aparición del primer agrietamiento diagonal en la superficie de la mampostería y el correspondiente a la formación del agrietamiento diagonal en forma de “X”; los resultados se obtienen a partir del ensayo experimental de 118 muros de mampostería confinada llevados a la falla ante cargas laterales. Para definir las curvas de fragilidad, Ruiz emplea una distribución paramétrica de tipo lognormal, dado que ésta incorpora explícitamente los parámetros estadísticos de tendencia central y dispersión de una muestra que solo incluye valores positivos. De esta manera, la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño predefinido en muros de mampostería dado un nivel de distorsión lateral, la obtiene mediante la expresión matemática que se muestra en la ec. 2.1. Este investigador concluye que las curvas obtenidas son muy útiles para establecer o calibrar valores de distorsión permisible para edificaciones de mampostería confinada en zonas sísmicas.

$$P(ED_i > ed_i | \delta) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(\delta) - \mu_{\ln(\delta_i)}}{\beta}\right) \quad (2.1)$$

Donde $P(ED_i > ed_i | \delta)$ es la probabilidad condicional de exceder un estado de daño ed_i en el muro en estudio para un valor de distorsión de entrepiso dado δ , $\mu_{\ln(\delta)}$ y β son parámetros de tendencia central y dispersión correspondientes a cada estado de daño y $\Phi(\cdot)$ es la distribución acumulada normal estándar.

Por otro lado, Agudelo *et al.* (2009) construyen varias curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño para diferentes tipos de edificaciones compuestas por marcos de concreto con muros de mampostería situados en Puerto Rico. Los autores emplean análisis dinámicos no lineales con degradación en la rigidez para marcos de concreto de 1 y 2 niveles (fig. 2.4) usando el programa LARZ-2D, e incorporan el comportamiento de los muros de mampostería haciendo uso del método de la diagonal equivalente (FEMA 306, 1998). De los resultados obtenidos, observaron que los muros de mampostería en la mayoría de los casos fueron beneficiosos para la disminución del porcentaje de daño total en la estructura.

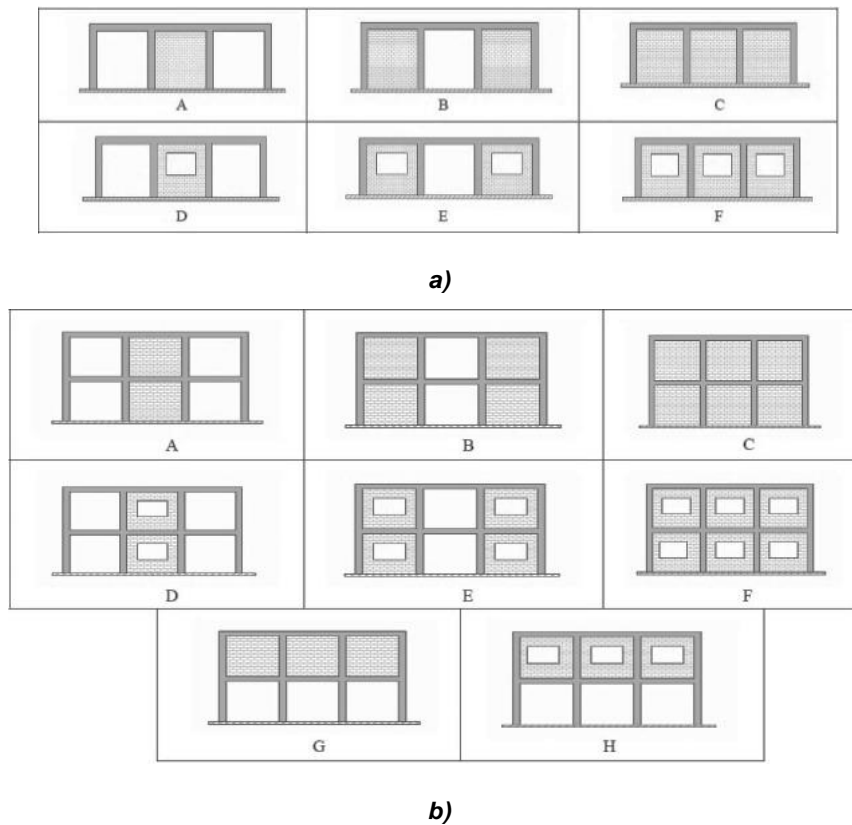


Figura 2.4. Modelos de marcos con muros de mampostería de a) 1 nivel, b) 2 niveles (Agudelo *et al.*, 2009)

2.2 Comportamiento estructural de la mampostería

La mampostería es un material muy empleado en la construcción de viviendas en México y en el mundo, por tal motivo, el deseo de conocer mejor el comportamiento de este material ha llevado a realizar investigaciones experimentales, con el objetivo de conocer el comportamiento que tienen ante cargas laterales.

Como ejemplo de lo anterior, Meli (1976) estudia diversas formas de reforzar muros de mampostería con la finalidad de aumentar su resistencia y ductilidad ante cargas laterales cíclicas. Propone una expresión analítica para diseñar el refuerzo horizontal y vertical de un muro para que sea capaz de soportar la fuerza cortante de diseño con un nivel adecuado de ductilidad (ec. 2.2).

$$V_s = 0.34(V_h + V_{cast}) + 1.05A \quad (2.2)$$

Donde V_h y V_{cast} son las resistencias a fuerzas cortantes proporcionada por el acero horizontal y los estribos en los castillos respectivamente y A el área transversal bruta del muro.

De los resultados se observa que la carga de agrietamiento diagonal del muro no depende del refuerzo de los castillos ni del refuerzo horizontal colocado en la mampostería, sino solo de las propiedades de la mampostería; la resistencia y ductilidad después que el muro se agrieta dependen básicamente del refuerzo de los castillos y del refuerzo horizontal, entre otras cosas.

De igual manera, Zepeda *et al.* (1997) ensayan cuatro muros aislados (N1, N2, N3 y N4) con el fin de evaluar el comportamiento de éstos considerando la cuantía del refuerzo horizontal del muro, el tipo de castillo (interior y exterior) y la cuantía del refuerzo transversal del castillo. El muro N1 tiene castillos interiores y no cuenta con refuerzo horizontal, los muros N2 y N3 están reforzados horizontalmente con un alambre corrugado grado 60 colocado a cada tres hiladas con una cuantía mínima del 0.5%, confinados con castillos interiores y exteriores respectivamente, el muro N4 está reforzado horizontalmente con dos alambres de $\frac{1}{4}$ de pulgada a cada cuatro hiladas con una cuantía mínima de 0.19% y confinado con castillos interiores. Como resultado de los ensayos, Zepeda *et al.* (1997) observan que las deformaciones por cortante gobiernan la respuesta de todos los modelos y que los muros reforzados horizontalmente con diferentes cuantías (N2, N3 y N4) exhibieron mayor capacidad de deformación y de resistencia ante cargas laterales; e igual manera, la degradación de resistencia

lateral es menos pronunciada en estos muros y la distribución de daño es más uniforme en el muro con un ancho de grietas menor. En la fig. 2.5 se muestran las curvas de capacidad obtenidas de los ensayos para cada uno de los muros.

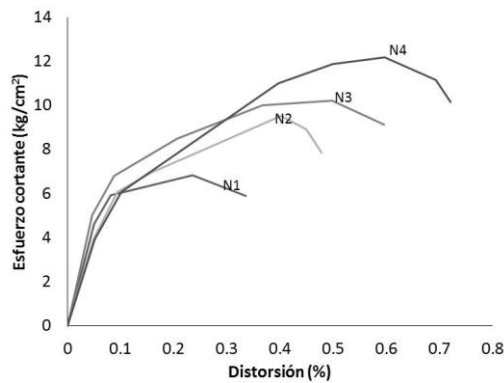


Figura 2.5. Curvas de capacidad de los muros N1, N2, N3 y N4 (Zepeda et al., 1997)

Años más tarde, Jean y Cesin (2000) presentan una metodología de análisis dinámico para estructuras de mampostería por medio de la analogía de la columna ancha, que consiste en sustituir los muros de mampostería por una columna en el centro geométrico y asignarle una sección transversal del muro considerando la sección transformada (Sánchez et al., 1997). En la fig. 2.6 se muestra la secuencia para obtener el modelo estructural por medio de esta analogía. De igual manera, señalan ventajas del uso de la mampostería confinada y reforzada interiormente. Con base en los resultados, los autores observan que para diseñar y construir estructuras de mampostería por medio de la analogía de la columna ancha se obtienen buenos resultados, sin embargo, los autores de este trabajo señalan que es importante tener presente sus limitaciones como omisión de la excentricidad accidental, la sensibilidad al cambio del módulo de elasticidad y se debe contar con una adecuada calibración previa de los elementos que conforman al modelo estructural. De igual manera, señalan como ventajas del uso de la mampostería reforzada interiormente el incremento en la capacidad de deformación, el patrón de agrietamiento más uniforme, el incremento en la capacidad para tomar esfuerzos por temperatura, la disminución de fisuras ante sollicitaciones de servicios, entre otras.

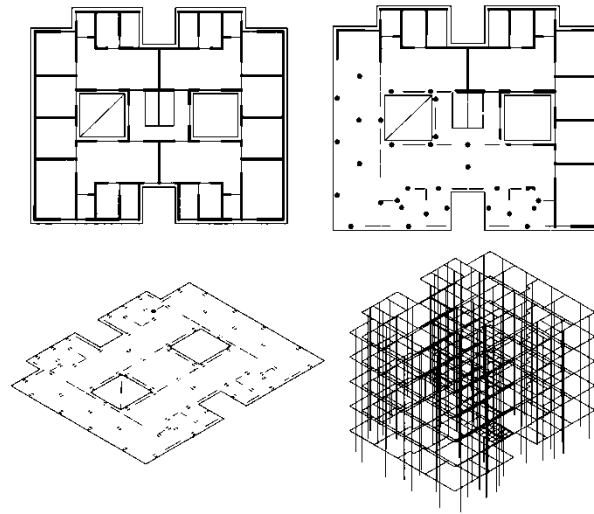


Figura 2.6. Secuencia para obtener el modelo por medio de la analogía de columna ancha (Jean y Cesin, 2000)

Al año siguiente, Zambrana *et al.* (2001) realizan una comparativa del diseño de una estructura de mampostería considerando como demanda sísmica los espectros de diseño del cuerpo principal de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo de la propuesta del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal NTCS (GDF, 2000) y las del apéndice A de las mismas normas. El estudio lo realizan para un edificio de 5 niveles considerando como variantes los siguientes tipos de muros de mampostería, mampostería confinada y reforzada interiormente CyR, no confinada y no reforzada interiormente NCyNR, confinada y no reforzada interiormente CyNR, así como diferentes tipos de piezas: tabique de barro extruido multiperforado y tabique de barro recocido. Con base en los resultados, concluyen que los desplazamientos obtenidos con la metodología del apéndice A son del orden del doble de lo obtenido con el cuerpo principal de las NTCS. Para cumplir con la resistencia a cortante se requirieron de muros adicionales de concreto en todos los diseños para satisfacer los estados límite de servicio y/o de resistencia estructural. Al emplear el tabique multiperforado no confinado, resultó 24% más barato con el Apéndice A, ya que requiere un menor número de muros de concreto. En la fig. 2.7 se muestran los desplazamientos laterales máximos obtenidos para cada tipo de estructura, todos ubicados en la zona II de las NTCS con un periodo del suelo de $T_s=1.0$ s.

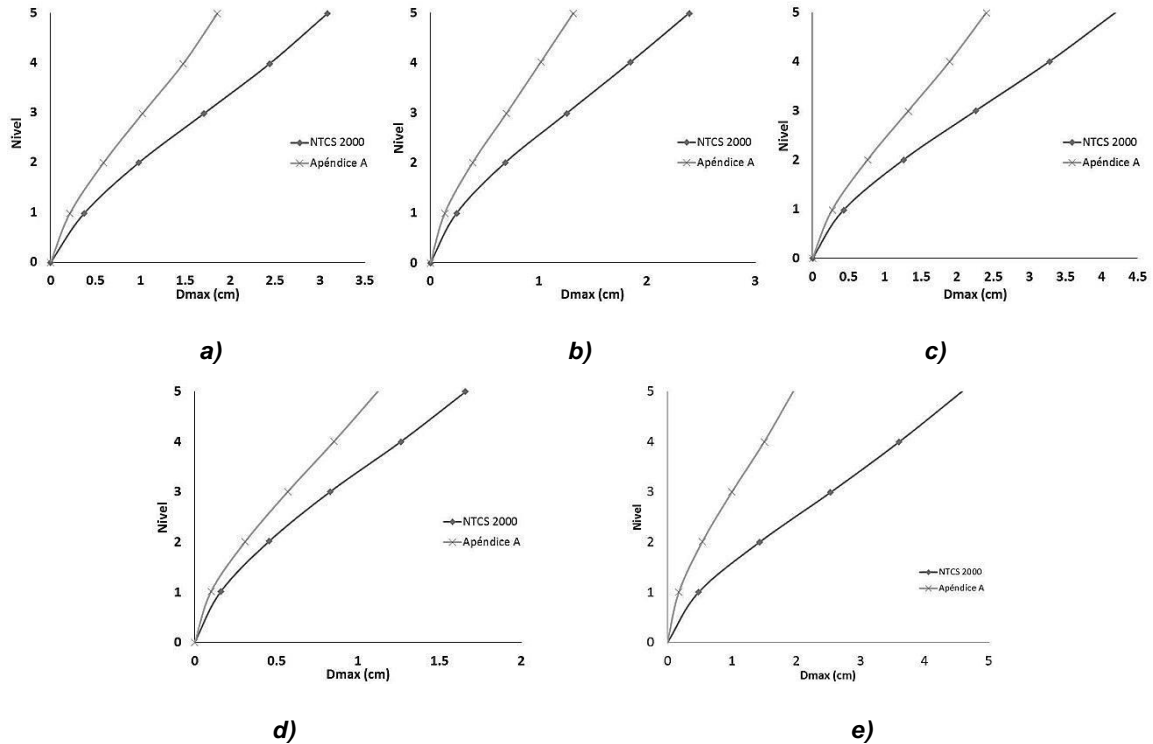


Figura 2.7. Desplazamientos laterales máximos para los tipos de muros de mampostería: a) CyR con tabique multiperforado, b) NCyNR con tabique multiperforado, c) CyNR con tabique de barro recocido, d) NCyNR con tabique de barro recocido y e) CyR con tabique de barro recocido (Zambrana et al., 2001)

En el mismo año, Orduña y Ayala (2001) realizan, mediante el Método de Elementos Finitos (MEF), el análisis no lineal de un muro de mampostería confinada sometido a carga laterales. Los elementos confinantes y el muro de mampostería, son modelados

De los resultados, concluyen que el modelado mediante este método no es sencillo debido a que se requiere tomar en cuenta muchos fenómenos que no son comúnmente incluidos en programas de análisis no lineal. Ejemplo de lo anterior son los elementos de interfaz o modelos ortótropos de comportamiento. Sin embargo, los autores de este trabajo señalan que para poder explotar el potencial de este tipo de modelos numéricos, es necesario contar con información experimental adecuada que los respalde.

Salonikios *et al.* (2003) emplean la metodología propuesta en el FEMA 273 (FEMA, 1998) para evaluar la capacidad en tres formas de modelado con muros de mampostería no reforzada. En el primer modelo se consideran elementos lineales con articulaciones plásticas, en el segundo se emplean elementos planos homogéneos y en el tercer modelo se discretizan los elementos estructurales. A los

tres modelos se les aplica, de forma independiente, tres tipos de distribuciones de carga lateral: proporcional a la masa tributaria de cada nodo (ACC), el producto de la altura del nodo por la masa del nodo (LOAD) y el producto del desplazamiento del nodo en el primer modo por la masa tributaria de ese nodo (MODE). Salonikios *et al.* (2003) observan que los resultados de los modelos no solo varían en los valores de esfuerzo cortante y en desplazamientos como se muestran en la fig. 2.8, también varían en su mecanismo de falla. Con base en lo anterior, concluyen que los resultados obtenidos del primer modelo son más conservadores que los otros dos, por tal razón recomiendan utilizar elementos simplificados como una primera opción para evaluar edificios con muros de mampostería.

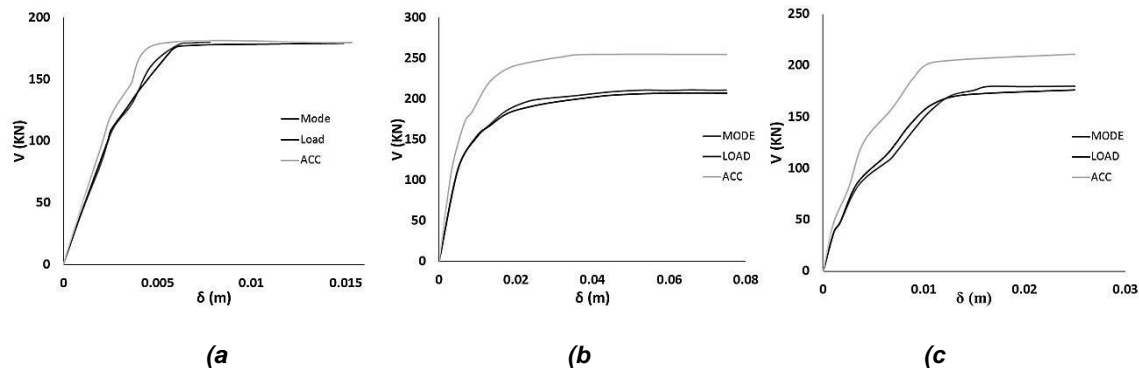


Figura 2.8. Resultado de los modelos para una cruzía considerando: a) elementos lineales con articulaciones plásticas, b) elementos planos homogéneos, c) discretización de elementos estructurales (Salonikios *et al.*, 2003)

Álvarez y Alcocer (2004) analizan el efecto de dos parámetros importantes en el comportamiento y diseño de muros de mampostería confinada sujetos a carga lateral, el refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero y la relación de aspecto de los tableros de mampostería. Con base en los resultados obtenidos, concluyen que el comportamiento después de agrietamiento depende esencialmente del tipo y cantidad de refuerzo en los castillos y del refuerzo horizontal, así mismo, observan que la degradación de rigidez no está influenciada por la cuantía de refuerzo horizontal.

Arias (2005) Ensayó en una mesa vibradora un modelo a escala 1:2 de un edificio de mampostería confinada de tres niveles, Arias emplea las leyes de similitud para establecer la relación entre las cantidades físicas del modelo con las de un prototipo del modelo. Los resultados obtenidos, demostraron ser una técnica adecuada para modelar el comportamiento de las estructuras de mampostería. En los siguientes capítulos se profundiza más acerca de este trabajo.

Parral (2007) Realiza una serie de ensayos experimentales de pilas y muretes con la finalidad de conocer el comportamiento de la mampostería elaborada con tabique de arcilla producidos

artesanalmente y unidos con tres diferentes tipos de mortero, así como de cuatro espesores de junta. De igual manera, en los siguientes capítulos se profundiza más acerca de este trabajo.

Terán *et al* (2009), presentan un procedimiento para evaluación sísmica de edificios de mampostería confinada de baja altura. Terán *et al* (2009) adaptan el Método del Coeficiente para el empleo en estructuras de mampostería confinada, el cual consiste en tener una estimación rápida de las demandas inelásticas de los desplazamientos en el techo, y posteriormente, realizan un análisis paso a paso en la estructura empleando la analogía de columna ancha modificada. Para representar el comportamiento histerético de la mampostería confinada, los autores emplean el modelo de la curva trilineal idealizada propuesta por Flores y Alcocer (1996) y es calibrada mediante el empleo de los resultados obtenidos de un ensaye experimental de una restructura de mampostería de dos niveles asociado a una carga cíclica. Los autores concluyen que el Método del Coeficiente provee una estimación razonable de las demandas de deformación lateral locales y globales en estructuras de mampostería confinada, lo anterior, debido a que en estructuras de baja altura, el comportamiento dinámico está dominado por su modo fundamental de vibración. Además de lo anterior, los autores consideran que la integración de éste Método con el uso del modelo no lineal simplificado empleado, constituyen las bases para realizar una evaluación simple del desplazamiento en la base de este tipo de estructuras.

En Europa, Tomažević (2009) analiza los resultados de una serie de pruebas de laboratorio para demostrar que en el caso de la falla de corte en muros debido a tensión diagonal, los cálculos basados en el Eurocódigo 6 (CEN, 2005) divergen considerablemente con la resistencia que se presenta en los muros de mampostería ensayados. De los análisis se tiene que los valores de módulo de cortante de la mampostería, G , que propone el Eurocódigo 6 son excesivamente altos, por lo tanto Tomažević recomienda que en lugar de usar el valor propuesto por el Eurocódigo 6 de $G=0.4E_m$, donde E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería, se emplee el valor real obtenido de pruebas de laboratorio o el que se obtiene de la expresión $G=0.1E_m$. En la siguiente tabla se muestra los módulos de cortante teóricos y experimentales obtenidos para cada uno de los muros ensayados por este investigador.

Tabla 2.2. Comparación de módulos de cortantes teóricos y experimentales (Tomažević, 2009)

Muro	Experimental		Eurocódigo 6
	E (Mpa)	G (Mpa)	G= 0.4 E (Mpa)
B1	6,826	551	2,388
B2	7,402	561	1,757
B3	5,436	565	1,950
B4	6,883	573	1,680
B6	4,724	603	2,669

Un año más tarde, Tomažević y Weiss (2010) emplean los resultados de seis modelos a escala 1:5 de edificios de mampostería con dos diferentes configuraciones estructurales, construidos con dos diferentes tipos de mampostería, ensayados en mesa vibradora, para evaluar el factor que reduce la respuesta elástica espectral “q” establecido en el Eurocódigo 8 (CEN, 2004). De los resultados obtenidos, observan que la reducción de las fuerzas sísmicas para el diseño, no solo depende del tipo de muro, de las características mecánicas de los materiales y de la capacidad de desplazamiento de la estructura, sino también de la configuración estructural. Concluyen que los valores máximos del factor “q” para construcciones con mampostería confinada y no reforzada establecidos en el Eurocódigo 8, son adecuados sólo si se emplea el análisis pushover para la revisión de la resistencia sísmica.

Sima *et al.* (2010) presenta un método para el análisis dinámico no lineal de estructuras de mampostería como una extensión de la llamada Formulación Matricial Generalizada (FMG) para el estado límite de servicio y último de estructuras formadas por arcos y/o paredes de mampostería, donde los muros sólidos y los muros con aberturas se modelan mediante columna ancha. Sima *et al.* (2010) concluyen que el método es aplicable a estructuras de mampostería incluyendo sistemas que poseen tanto elementos lineales (arcos, pilares) como paredes, en este último caso, modeladas como un sistema de marcos equivalentes.

De igual forma, en 2010 Tena *et al.* (2010) presentan los aspectos más relevantes de las investigaciones realizadas en México para revisar a fondo las disposiciones del método simplificado de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo NTCS (GDF, 2004b) con relación en los factores de área efectiva (F_{AE}) y los valores límite de la excentricidad estática en planta (e_s). Las investigaciones demuestran que las fuerzas cortantes obtenidas con el método simplificado subestiman las fuerzas cortantes con aquellas obtenidas con los métodos rigurosos de análisis estructural tridimensionales, y como consecuencia, los valores límite de la e_s también presentan una subestimación considerable. Debido a lo anterior, Tena *et al.* (2010) proponen limitar el uso del método simplificado en función de la

es, además, si se emplea el factor F_{AE} para comportamientos totalmente elásticos, la excentricidad máxima permitida es del 5%, y si se emplean las propuestas de F_{AE} para comportamientos parcialmente agrietado y totalmente agrietado, la excentricidad máxima permitida es del 10%.

Varela *et al.* (2010) presentan los resultados de un estudio experimental sobre el comportamiento de tres muros de mampostería confinada sujetos a fuerzas monotónicas incrementales perpendiculares a su plano. Los muros están contruidos con bloques huecos de concreto. Los autores concluyen que los esfuerzos máximos fueron al menos, cuatro veces mayores que los de agrietamiento y que el tipo de falla observado corresponde a una excesiva rotación de los segmentos generados por el agrietamiento de los muros. En la fig. 2.9 se observa las curvas esfuerzo-desplazamiento horizontal de cada muro obtenidas de los ensayos de laboratorio.

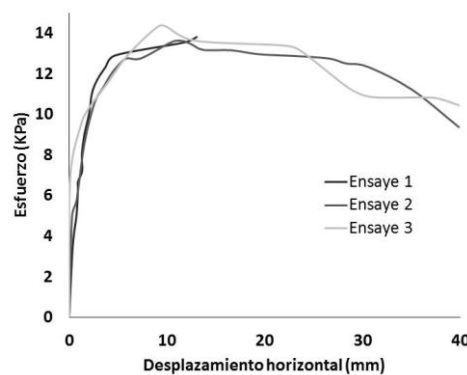


Figura 2.9. Curvas esfuerzo-desplazamiento horizontal para los tres muros (Varela *et al.*, 2010)

Sánchez *et al.* (2010) realizan el ensaye experimental de un modelo a escala natural de dos niveles construido con mampostería confinada de tabique rojo recocido sujeto a cargas laterales. El sistema de piso consta de losa maciza de concreto reforzado colada monolíticamente con las dalas; el sistema de muros, en la dirección longitudinal, define una abertura en forma de puerta de 1m de ancho (fig. 2.10a). En la fig. 2.10b se muestran los detalles del armado del modelo. Los resultados indican que el comportamiento global del modelo se rige por la respuesta del primer nivel, cuyo modo de falla está gobernado por deformaciones de cortante, así mismo, la interacción entre muros y losas presenta una adecuada transferencia de fuerzas sísmicas. La distorsión del entrepiso al primer agrietamiento fue del 0.13%. La respuesta histerética fue estable y simétrica hasta distorsiones de 0.5%. Los periodos de vibración medidos antes y después del ensaye, muestran una pérdida del 60% de la rigidez lateral del modelo en dirección longitudinal

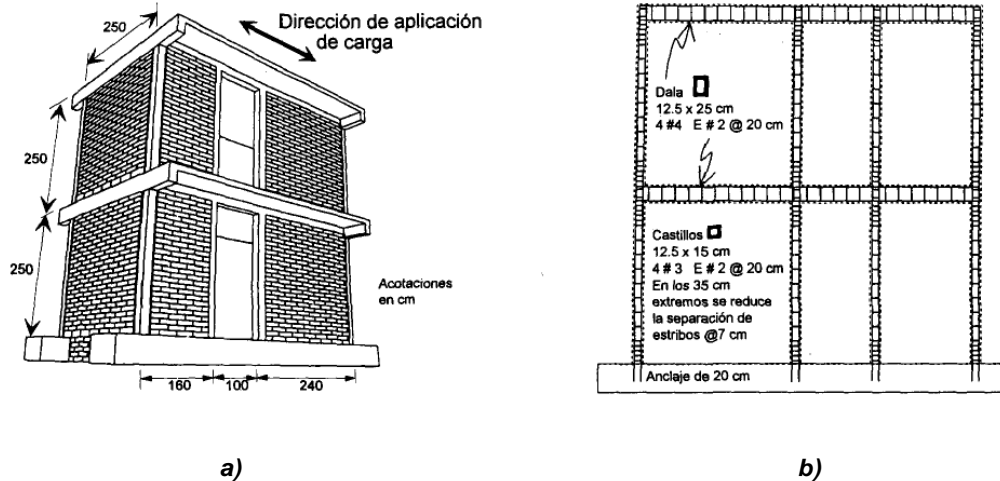


Figura 2.10. Modelo a escala natural de dos niveles, a) Geometría del modelo en 3D, b) Armado de los elementos de concreto (Sánchez et al., 2010)

Cruz (2010) estudia la efectividad de los métodos de análisis comúnmente utilizados en la práctica profesional para predecir la rigidez lateral y relativa de 7 muros de mampostería confinada con distinta relación de aspecto. En los siguientes capítulos se profundiza más acerca de este trabajo.

Tena *et al.* (2011) comparan las aproximaciones obtenidas con distintos métodos simplificados propuestos en la literatura con aquellos obtenidos con el método de columna ancha de sección variable que estos autores proponen, el cual discretiza los muros con aberturas como columnas anchas de sección variable. Para estimar la rigidez lateral de muros con aberturas de cualquier material que se modele como elástico lineal considera una disminución de sus propiedades de rigidez de acuerdo al tamaño de la sección. De los resultados obtenidos observan que cuando existen asimetrías en la distribución de una sola franja de aberturas en elevación, los métodos que tienen una mejor aproximación en el comportamiento estructural, son el método del marco equivalente de Coull y Choudhury (1967a; 1967b) y el método de la columna ancha equivalente de sección variable propuesto por los autores, ya que los otros métodos sobrestiman los desplazamientos laterales y en consecuencia subestiman la rigidez lateral. En la fig. 2.11 se muestra una comparación de los resultados obtenidos con estos dos métodos respecto al método de elementos finitos (FEM), el cual los autores consideran que es la respuesta teóricamente exacta en desplazamientos laterales, por tal razón, las cantidades inferiores al 100% en la escala vertical indican subestimaciones de los desplazamientos laterales y cantidades mayores al 100% indican sobrestimaciones de los desplazamientos laterales.

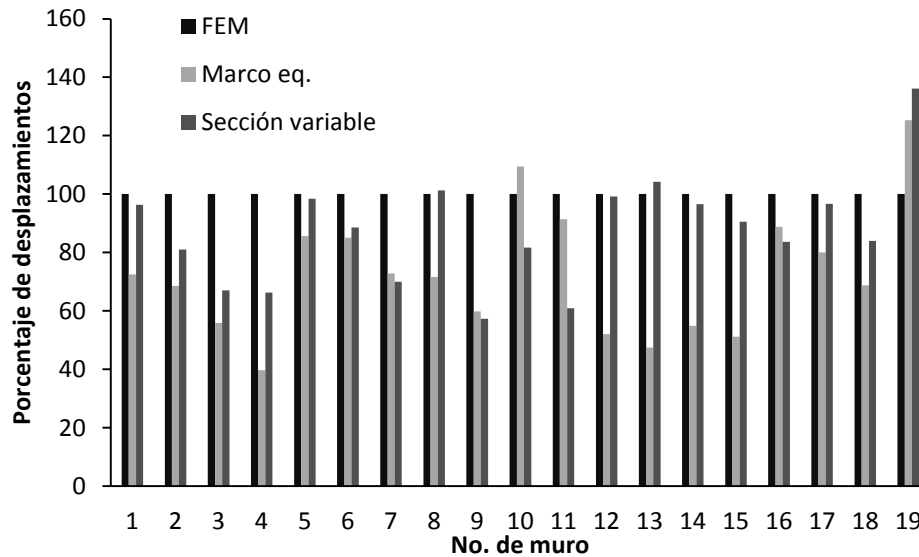


Figura 2.11. Comparación de los dos métodos con mejor aproximación con el método de elementos finitos (Tena et al, 2011)

De las referencias analizadas, se observa que no existe algún trabajo que proporcione información o una expresión para modificar curvas de vulnerabilidad con características de diseño y tomar en cuenta la variación en la resistencia de los materiales de estructuras de mampostería ya construidas (elementos confinantes y muro mampostería) sin embargo, se cuenta con una gran variedad de referencias que evalúan el comportamiento estructural de edificaciones de mampostería, los parámetros que más influyen en su comportamiento, así como de diversos métodos para obtener las funciones de vulnerabilidad de una estructura determinada, debido a lo anterior, en esta tesis se propone una metodología para modificar mediante el empleo de una expresión, curvas de vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería confinada de uso habitacional con características de diseño y obtener curvas de vulnerabilidad de estructuras ya construidas que toman en cuenta la variación en las propiedades mecánicas a las consideradas originalmente en el diseño. En el siguiente capítulo se presenta la metodología propuesta para cumplir con el propósito mencionado.

Capítulo 3 METODOLOGÍA PROPUESTA

Con base en el objetivo planteado en esta tesis, se define el procedimiento a seguir para incluir el efecto de la variación en la resistencia de los materiales en la estimación de la vulnerabilidad sísmica en estructuras de mampostería, reflejado en la disminución de la resistencia a compresión y tensión diagonal de diseño de los muros de mampostería y de los elementos de confinamiento.

Como paso inicial del procedimiento, se debe contar con el diseño estructural de una edificación de mampostería independientemente de la etapa del proceso constructivo en el que se encuentre (diseño, construcción u operación), después se debe elaborar el modelo analítico del edificio para estimar su comportamiento estructural. Para realizar lo anterior, es necesario conocer los parámetros que se van a ingresar en el modelo analítico para representar el comportamiento real de los muros, por lo que, si existe información disponible de ensayos experimentales, se puede modelar cada uno de los diferentes tipos de muros de mampostería que conforman a la estructura y ajustar los resultados con aquellos obtenidos de los ensayos experimentales. Posteriormente, se afecta la resistencia a compresión y tensión diagonal de diseño de los muros de mampostería por medio de la variación de las propiedades de diseño de los materiales que en esta tesis, se considera que dependen directamente de tres parámetros: espesor de la junta entre piezas, tipo de mortero y calidad de concreto en cadenas y castillos de confinamiento. Las distintas variaciones en la resistencia de los muros que se obtienen con la modificación de las características de los mismos, se incluyen en el modelo del edificio a analizar para así obtener un conjunto de modelos analíticos del edificio de mampostería con distintas características en resistencia y comportamiento. Después, se lleva a cabo

el análisis estructural para cada uno de los modelos analíticos estudiados. Posteriormente, se emplean los valores de las respuestas estructurales para obtener el daño esperado que definirá la curva de vulnerabilidad de cada una de las estructuras analizadas. Con estos valores de daño esperado, se determina una expresión que mejor represente el cambio entre cada una de las curvas obtenidas y que toman como referencia, a aquella curva definida para la estructura con las características consideradas como de diseño. En la fig. 3.1 se muestra la representación gráfica del procedimiento descrito.

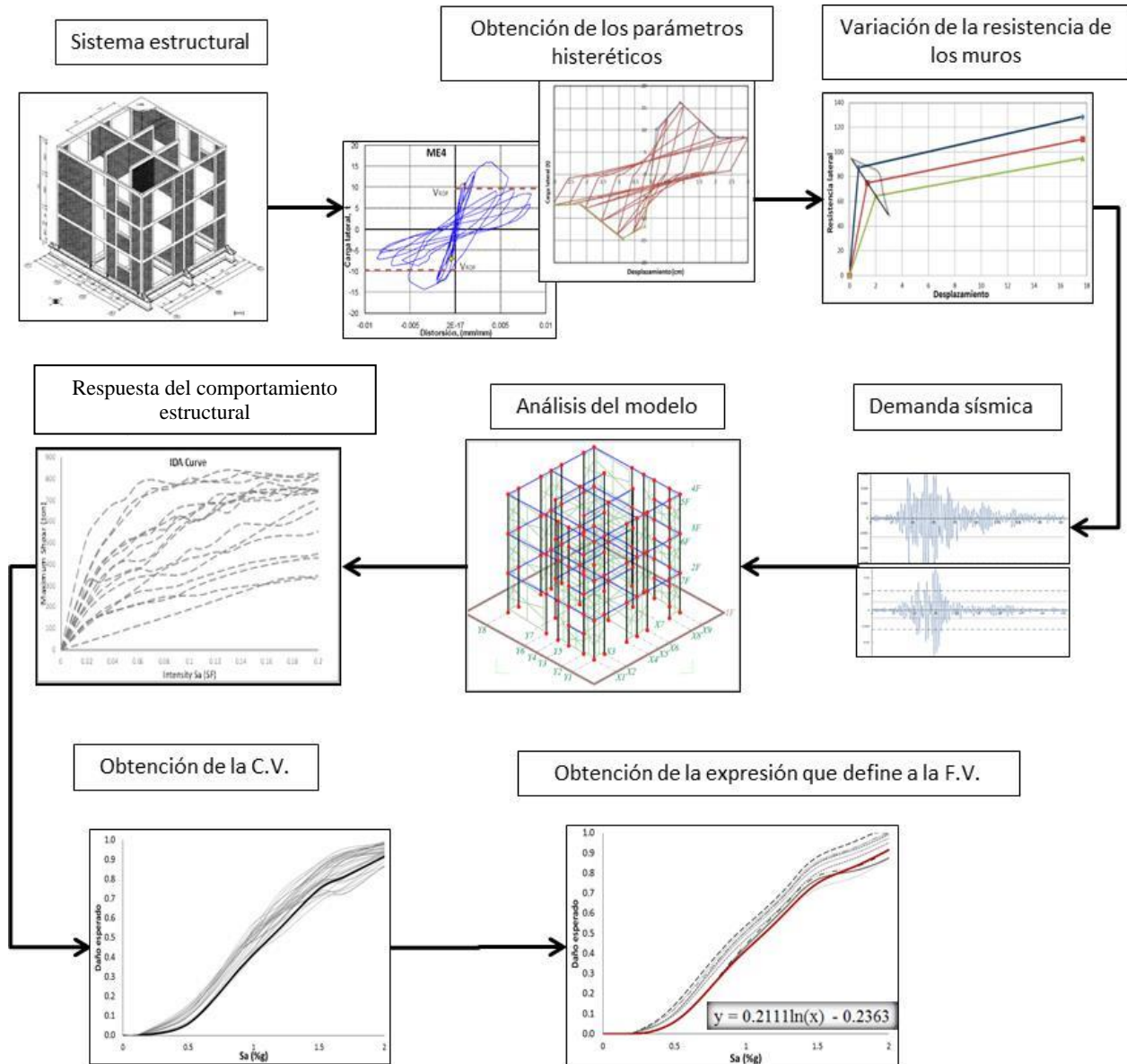


Figura 3.1 Diagrama de flujo de la metodología empleada

3.1 Sistema estructural

Para realizar el modelo analítico de una estructura de mampostería, es recomendable contar con todas las características del diseño estructural, es decir, las dimensiones de los elementos estructurales, las resistencias de diseño de los elementos que lo conforman, entre otros aspectos.

Además de lo anterior, se deben elegir los modelos de comportamiento de los materiales y de los componentes del muro (mampostería y elementos confinantes) que estimen, de manera más aproximada, la respuesta estructural comparada con la que se presenta en la realidad.

3.2 Obtención de los parámetros requeridos para representar el comportamiento estructural

La estimación del comportamiento de una estructura de mampostería afectada por una acción sísmica depende directamente de los parámetros empleados para representar analíticamente el comportamiento de los elementos estructurales (muros de mampostería confinada). Si estos parámetros están fundamentados por ensayos experimentales, la estimación del comportamiento de la estructura será más aproximada a la reflejada en la realidad, sin embargo, debido a su alto costo de elaboración, no siempre se cuenta con la información experimental necesaria que permita asociar el comportamiento que se obtiene de muros ensayados con el que se obtiene de un modelo analítico.

Para determinar los parámetros requeridos, es necesario definir inicialmente los modelos de comportamiento de los elementos estructurales, por lo tanto, a continuación se hace referencia a la selección de dichos modelos.

3.2.1 Modelos de comportamiento de los elementos.

La selección del modelo para representar el comportamiento de los elementos estructurales depende directamente del ingeniero estructurista, con base en la información y tiempo que se disponga. Actualmente existen varios modelos para representar el comportamiento de muros estructurales como son: el modelo de comportamiento trilineal que propone Flores y Alcocer (1996), el MVLEM de

Fischinger *et al.* (2004), el “Elemento cortante” que se propone en el programa CANNY (Li, 2010), el modelo de comportamiento trilineal que propone Carrillo y Alcocer (2012), entre otros.

Debido a que se requiere conocer el comportamiento de los elementos estructurales (mampostería y elementos confinantes) de manera independiente, en esta tesis se emplea el modelo de Elemento Cortante con un modelo de fibras, que definirá el comportamiento a flexión de los elementos confinantes.

El modelo de fibras reproduce por medio de un conjunto de resortes uniaxiales, el comportamiento de la deformación a flexión y axial de los elementos (fig. 3.2a). El número de resortes depende directamente de las propiedades de los materiales, el tamaño de la sección y de la distribución del acero de refuerzo. El castillo idealizado se conforma de un elemento lineal y dos conjuntos de resortes multiaxiales en sus extremos como se muestra en la fig. 3.2b. El comportamiento de los resortes depende de los diagramas esfuerzo-deformación que definan a los materiales.

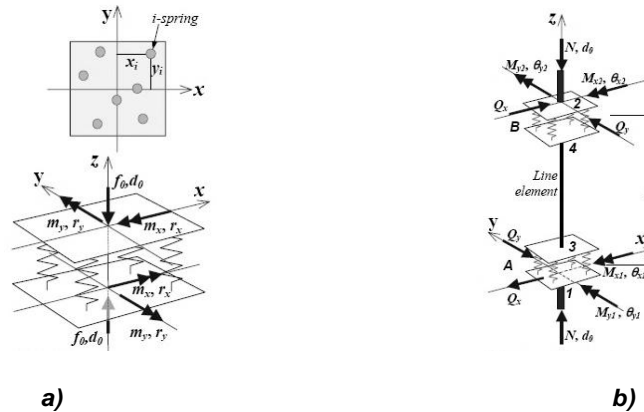


Figura 3.2 Representación gráfica del modelo de fibras, a) idealización de los extremos de la columna, b) idealización de toda la columna en el programa CANNY, (Li, 2010)

De igual manera, el “Elemento cortante” CANNY (Li, 2010) delimita al muro con cuatro nodos ubicados en las esquinas (N1, N2, N3 y N4), e incorpora, por medio de un resorte en la parte central, los efectos de las deformaciones a cortante en los muros, como se muestra en la fig. 3.3. La consideración de los efectos de las deformaciones a cortante y de la fuerza axial (F-D) se hace mediante la inclusión de los diagramas de fuerza-desplazamiento que van a representar al material.

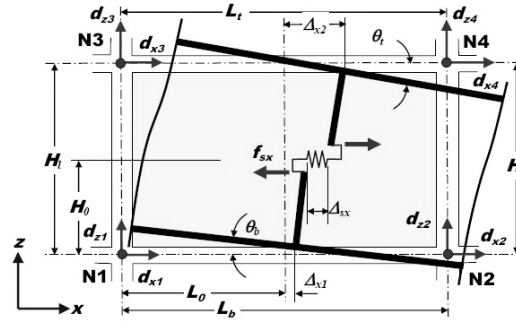


Figura 3.3. Representación gráfica del modelo Elemento cortante del programa CANNY (Li, 2010)

3.2.2 Modelos de comportamiento de los materiales.

Con base en la selección anterior, se requiere definir los modelos que van a representar el comportamiento de los materiales empleados en cadenas y castillos (concreto acero de refuerzo longitudinal y transversal), así como en los muros de mampostería. A continuación se describen brevemente cada uno de los modelos de comportamiento empleados.

El diagrama esfuerzo-deformación que se emplea para representar el comportamiento estructural del concreto simple en cadenas y castillos es el modelo de Hognestad (1951) el cual es uno de los modelos más aceptados debido a la sencillez en su aplicación y la adecuada aproximación de su comportamiento. El modelo se divide en dos ramas, la primera consiste en una parábola de segundo grado que incrementa hasta alcanzar su resistencia máxima (σ_c); la segunda rama desciende de forma lineal hasta llegar a un 85% del esfuerzo máximo. La deformación unitaria última o de aplastamiento del concreto no confinado es de $\mu\epsilon = 0.0038$. Las expresiones que definen las dos ramas de la curva y la pendiente de la segunda rama son las que se muestran en la fig. 3.4.

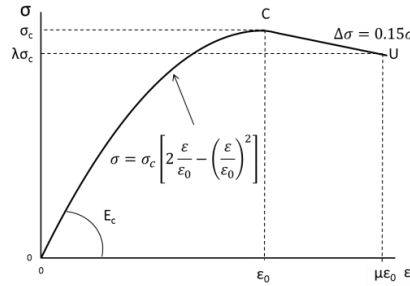


Figura 3.4. Diagrama esfuerzo-deformación del concreto simple (Hognestad, 1951)

donde:

- E_c Módulo de Young del concreto
- σ_c Esfuerzo máximo a compresión del concreto
- σ Esfuerzo a compresión del concreto
- ϵ_0 Deformación asociada al esfuerzo máximo del concreto a compresión
- λ y μ Parámetros que definen la rama de descarga del concreto

Para representar el comportamiento del acero de refuerzo longitudinal y transversal en cadenas y castillos se emplea el diagrama de esfuerzo-deformación que proponen Ramberg y Osgood (1943), el cual presenta un comportamiento simétrico en compresión y tensión. Es uno de los diagramas que se emplean comúnmente debido a su sencillez para representar el comportamiento de materiales no lineales con únicamente tres parámetros: los esfuerzos de fluencia (Y), de endurecimiento por deformación (H) y último (U) como se muestra en la fig. 3.5.

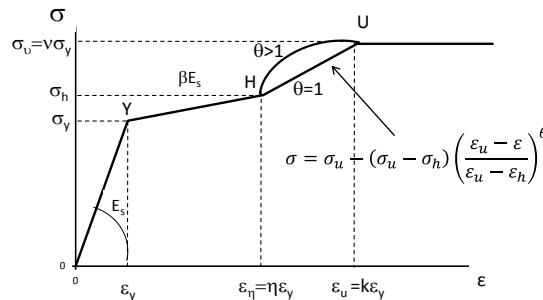


Figura 3.5. Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo (Ramberg y Osgood, 1943)

donde:

- E_s Módulo de Young del acero de refuerzo
- σ_y, ϵ_y Esfuerzo y deformación de fluencia
- σ_h, ϵ_h Esfuerzo y deformación de endurecimiento

- σ_u, ε_u Esfuerzo y deformación última
- β, ν, κ Parámetros de la relación esfuerzo-deformación
- θ Parámetro histerético de carga y descarga en la zona de endurecimiento
- η Factor del esfuerzo de endurecimiento

Para representar la deformación a cortante del muro de mampostería, se emplea el modelo de comportamiento trilineal CANNY (Li, 2010). Se emplea este modelo por ser el más completo para representar el comportamiento a cortante. El modelo considera una rigidez inicial constante hasta antes de presentarse el primer agrietamiento en el muro (C), posteriormente la rigidez inicial del muro se afecta por un factor (α) hasta llegar a la resistencia máxima (Y), después que se presenta la fluencia del muro, se considera un deterioro en la resistencia, así como en la rigidez hasta llegar a su punto de falla (U). En la fig. 3.6 se muestra el modelo empleado.

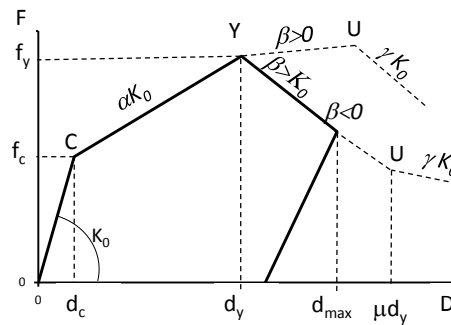


Figura 3.6 Diagrama Fuerza-Desplazamiento del comportamiento trilineal empleado para representar la deformación a cortante

donde:

- f_c, d_c Fuerza y desplazamiento de agrietamiento
- f_y, d_y Fuerza y desplazamiento máximo
- K_0 Rigidez a flexión
- α Factor de rigidez de pos-agrietamiento
- β Factor de rigidez de pos-resistencia máxima
- γ Factor de rigidez en la curva descendiente
- μ Factor de ductilidad
- θ, δ, λ Parámetros histeréticos

Así mismo, para representar el comportamiento ante carga axial del muro de mampostería, se emplea el modelo elástico lineal, que es una línea elástica perfecta, simétrica tanto en compresión como en tensión, como se muestra en la fig.3.7.

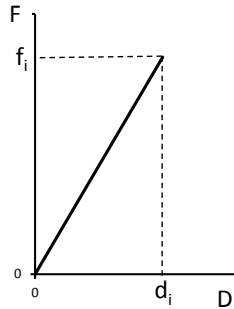


Figura 3.7 Diagrama Fuerza-Desplazamiento del comportamiento lineal empleado para representar la deformación axial

donde:

f_i Fuerza axial

d_i Desplazamiento axial

3.3 Variación en las propiedades de los materiales

Orduña y Ayala, (2001) consideran que el comportamiento no lineal de los muros de mampostería confinada proviene de varias fuentes: la no linealidad en el comportamiento de las piezas y el mortero, la diferencia en las propiedades mecánicas de cada elemento y el fenómeno que se presenta en la superficie de unión entre piezas y mortero debido a la tensión diagonal, por mencionar las principales. Esta última determina de manera significativa el comportamiento global de la estructura, debido a que es donde ocurre el agrietamiento por tensión y deslizamiento debido a esfuerzos tangenciales. Con base en lo anterior, en esta tesis se considera que los Parámetros que van a definir a la Variación en la Resistencia (PVR) de diseño de los elementos estructurales que conforman al edificio, son los siguientes:

- Tipo de mortero
- Espesor de junta de mortero
- Calidad del concreto en cadenas y castillos de confinamiento

Los PVR mencionados no son los únicos que afectan el comportamiento de la estructura, sin embargo, actualmente no se cuenta con la información necesaria para emplear otros tipos de parámetros como la falta de refuerzo horizontal, la falta de continuidad del acero transversal en castillos y cadenas, las afectación de ranuras para instalaciones, entre otros.

3.3.1 Tipo de mortero

Mortero es la mezcla constituida por el aglomerante, agregados finos o aglomerados, agua y eventualmente aditivos químicos y adiciones que otorgan características especiales. La calidad de este material afecta directamente la resistencia de diseño de un muro de mampostería, por tal motivo, dentro de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería NTCM (GDF, 2004a) se mencionan las condiciones que debe cumplir el mortero para que pueda ser empleado, donde se definen tres tipos de acuerdo a su uso: Tipo I y II empleado para pegar piezas de mampostería y Tipo III empleado como concreto de relleno. Los proporcionamientos recomendados para los tipos de morteros se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.1. Proporcionamientos recomendados según las NTCM (GDFa, 2004)

Tipo de mortero	Partes de cemento Portland	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena	Resistencia nominal en compresión (kg/cm ²)
I	1	-	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	-		75
II	1	-	1/4 a 1/2		40
	1	1/2 a 1	-		
III	1	-	1/2 a 1		

3.3.2 Espesor de junta de mortero

El espesor de junta tiene un papel principal en los muros de mampostería ya que el mortero empleado funge como material adherente de las piezas (ladrillos o blocks de concreto), tal que trabajen como un conjunto. Según las NTCM (GDF, 2004a), el espesor de junta adecuado para emplearse en los muros de mampostería si se usan piezas de fabricación mecanizadas, no deberá exceder de 12 mm si se coloca refuerzo horizontal, ni de 10 mm sin refuerzo horizontal; para el caso de piezas de fabricación artesanal, el espesor de la junta no excederá de 15 mm. Lo anterior no siempre se cumple, ya que una mala supervisión durante el proceso de construcción conlleva a dos casos que afectan severamente la resistencia de diseño del muro, el primero es cuando se presenta un espesor de junta menor al solicitado en las NTCM como se muestra en la fig. 3.8a, y el segundo, cuando el espesor excede por mucho el solicitado en el reglamento, como se aprecia en la fig. 3.8b.



Figura 3.8 Espesores de junta a) menor al solicitado b) mayor al solicitado en las NTCM (CAA, 2013)

3.3.3 Resistencia del concreto en cadenas y castillos de confinamiento

Otra de las variables importantes que afectan directamente a la resistencia de diseño de los muros de mampostería es el confinamiento que proporcionan los elementos de concreto (cadenas y castillos). Actualmente existe una gran variedad de estudios que consideran la variación del esfuerzo del concreto, Ahmad (1982) presenta un método para predecir el comportamiento de las ramas ascendentes y descendentes de la curva esfuerzo-deformación del concreto sujeto a esfuerzos de compresión triaxial; por otro lado, Gallegos (1989) desarrolla un estudio sobre el confinamiento de castillos y cadenas de confinamiento, donde presenta una serie de recomendaciones para lograr un adecuado confinamiento en los muros de mampostería; así mismo, Martínez *et al.* (1984) llevan a cabo un trabajo sobre la relación volumétrica del refuerzo de confinamiento y el núcleo de la sección transversal, donde muestran un resumen de investigaciones experimentales para establecer la respuesta de columnas de concreto de alta resistencia confinadas con espirales de acero, cuando se someten a cargas de compresión a corto plazo, El-Dash y Ramadan (2006) realizan estudios experimentales para dar a conocer la variación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto, empleando como variables el tipo de agregado grueso, el tipo de cierre de estribos y la separación de estribos ; entre otros.

Los parámetros anteriores no son los únicos que afectan el comportamiento mecánico de los elementos de concreto confinado, componentes como el tipo de cemento, tipo de agregados, relación agua cemento, aditivos, entre otros, tienen una contribución considerable en la resistencia de diseño de los elementos, sin embargo, el efecto de estos parámetros sobre el comportamiento de los elementos de concreto no ha sido investigado a fondo. En esta tesis, se considera la variación de la

resistencia del concreto con base en su tipo de agregado, así como, el tipo de cierre de estribo y su separación de estribo.

3.4 Análisis de la estructura

Existen cuatro tipos de análisis estructural para considerar la acción de la amenaza sísmica: el estático lineal, dinámico lineal, estático no lineal y el dinámico no lineal. A continuación se hace una descripción breve de cada uno de ellos.

3.4.1 Análisis Estático Lineal

El análisis estático lineal (AEL) representa al modelo estructural como un sistema con rigidez elástica lineal. La acción sísmica se introduce como un conjunto de fuerzas estáticas horizontales equivalentes actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas, como se muestra en la fig. 3.9. Cada una de las fuerzas se toma igual al peso de la masa correspondiente, multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura. Las Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño por Sismo NTCS (GDF, 2004b) establecen que para poder aplicar este análisis en estructuras regulares, la altura de ésta no debe ser mayor a 30 m y en estructuras irregulares, no será mayor a 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente.

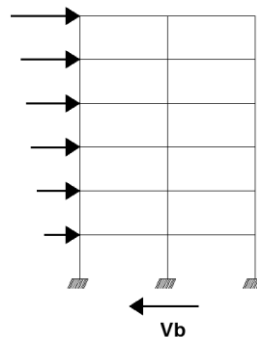


Figura 3.9. Representación esquemática de las fuerzas sísmicas en un Análisis Estático Lineal

Este tipo de análisis constituye una alternativa práctica para tener una estimación rápida del comportamiento de un edificio evitando la elaboración de un modelo analítico más refinado, sin

embargo, esta idealización presenta muchas desventajas, por ejemplo el sismo se analiza de manera estática, situación que difiere con su naturaleza dinámica.

3.4.2 Análisis Dinámico Lineal

El análisis dinámico lineal (ADL) describe el comportamiento de la estructura considerando sus propiedades dinámicas o parámetros modales (frecuencia, amortiguamiento y modos de vibrar), se obtienen tantos modos de vibrar como grados de libertad (GDL) se consideren en la estructura; la aceleración sísmica se introduce con base en las formas modales de la estructura, por lo tanto, la respuesta estructural estará dada por la combinación de cada una de las respuestas modales afectada por un factor denominado factor de participación. Este tipo de análisis se basa en la solución de la ecuación de equilibrio dinámico. En la fig. 3.10 se muestra un ejemplo de la respuesta estructural de un marco plano de cuatro niveles en distintos instantes de tiempo.

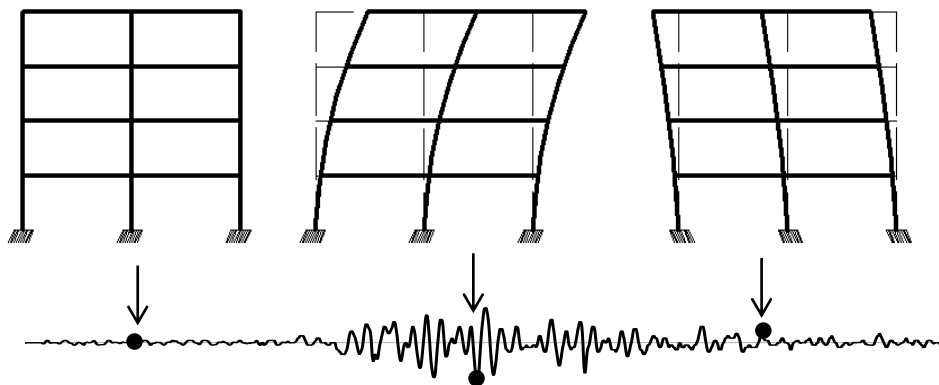


Figura 3.10. Representación esquemática de las fuerzas sísmicas en un Análisis Dinámico Lineal

Las principales ventajas de este tipo de análisis respecto al anterior es que éste es muy apropiado para calcular la respuesta dinámica de estructuras complejas de varios grados de libertad.

3.4.3 Análisis Estático No Lineal

El análisis estático no lineal (AENL) se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales que incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima (fig. 3.11). Al emplear este método, es posible estimar los elementos mecánicos requeridos

para que la estructura se agriete, fluya o colapse. La forma de distribución de las fuerzas laterales puede ser uniforme, lineal, parabólica, etc. Si se considera que no existe un único patrón de cargas y que la curva de capacidad varía con base en dicho patrón, una solución práctica es emplear por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones.

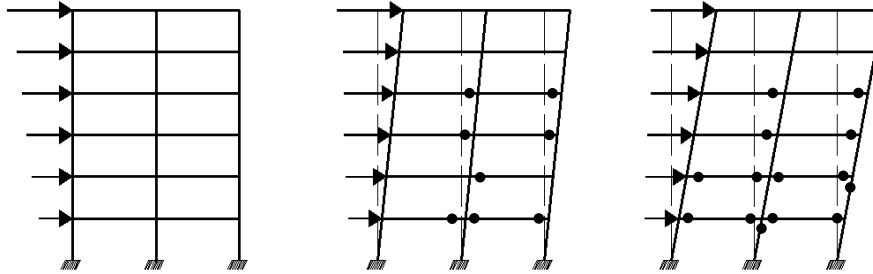


Figura 3.11. Representación esquemática de las fuerzas sísmicas en un AENL

Existen buenas razones para emplear este análisis, debido a que en algunos casos, proporciona más información relevante que aquella obtenida de los análisis estáticos lineales o dinámicos lineales. Cabe mencionar que existen diversos métodos, populares en la ingeniería sísmica, para estimar el comportamiento estructural empleando este tipo de análisis como los mencionados en el FEMA 273 (FEMA, 1998), ATC 40 (ATC, 1996), Modal Pushover (Chopra y Goel, 2002) y (Chopra y Goel, 2004), entre otros. Sin embargo, es importante recordar que este tipo de análisis, así como el estático lineal, son métodos que como su nombre lo indica, están basados en cargas estáticas, por lo tanto, en ocasiones pueden no llegar a representar adecuadamente a la acción sísmica.

3.4.3 Análisis Dinámico No Lineal

El análisis dinámico no lineal (ADNL) es el análisis estructural más completo debido a que representa de manera más aproximada el comportamiento de una estructura sujeta a una acción sísmica. Este tipo de análisis define la acción sísmica empleando registros asociados a movimientos del suelo aplicado a un modelo que describe el comportamiento de la estructura en términos de sus propiedades dinámicas, por lo tanto es capaz de producir resultados más completos. En la fig. 3.12 se muestra una representación esquemática de la acción sísmica aplicada a la estructura y la respuesta de la misma en distintos instantes de tiempo. Debido a que la respuesta que se obtiene con este análisis puede

llegar a ser muy sensible a las características de cada registro, es necesario realizar varios análisis con diferentes registros para conseguir una mejor estimación del comportamiento estructural.

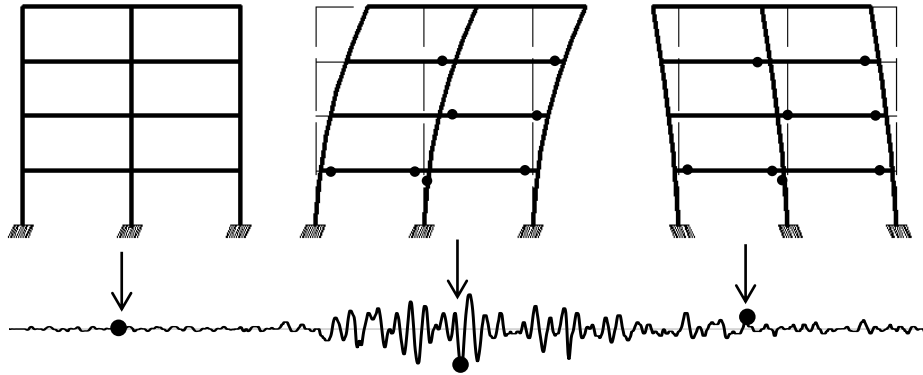


Figura 3.12 Representación esquemática de las fuerzas sísmicas en un ADNL

En los párrafos anteriores se describen brevemente cuatro tipos de análisis estructural. La selección del tipo de análisis dependerá directamente del nivel de detalle deseado.

3.5 Funciones de vulnerabilidad

Como se ha mencionado en el capítulo anterior, la función de vulnerabilidad es la representación matemática que expresa de forma continua el daño que puede sufrir un tipo de estructura cuando se somete una demanda y la curva de vulnerabilidad es aquella representación gráfica que resulta de emplear las funciones de vulnerabilidad, éstas relacionan el valor esperado del daño con la intensidad del fenómeno amenazante. En la fig. 3.13 se muestra un ejemplo de la representación matemática y gráfica de la vulnerabilidad estructural.

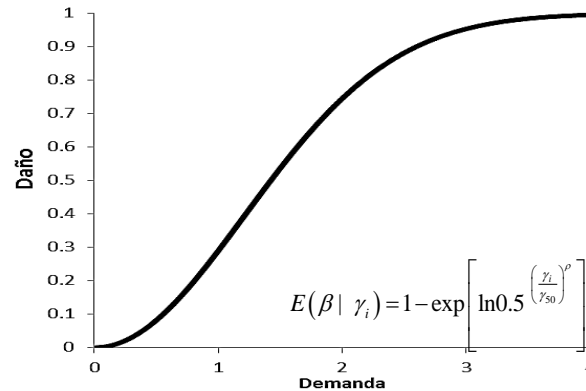


Figura 3.13. Representación matemática y gráfica de la vulnerabilidad estructural

Existen cuatro formas de obtener las funciones y curvas de vulnerabilidad, estas son: empírica, analítica, experimental, y estadística.

3.5.1 Funciones y curvas de vulnerabilidad obtenidas de manera empírica

La forma empírica es una de las maneras más rápidas de obtener una función de vulnerabilidad, debido a que presenta una simplicidad para la evaluación de un gran número de estructuras a través de un procedimiento de reconocimiento rápido, sin embargo, esta forma crea una gran subjetividad en los resultados ya que ésta se basa en la opinión de expertos. Ejemplos de este tipo de funciones se han presentado en el capítulo 2, Maldonado *et al.* (2008) genera funciones de vulnerabilidad con base en un índice de vulnerabilidad que está soportado en la opinión de expertos. Por otro lado, Spetzler y Von Holstein (1972) resumen la información existente de la extracción y cuantificación de criterios individuales acerca de las cantidades inciertas y, con base en lo anterior, detallan cómo los prejuicios cognitivos pueden causarle a un experto la subestimación o sobrestimación en la incertidumbre.

3.5.2 Funciones y curvas de vulnerabilidad obtenidas de manera analítica

Las funciones de vulnerabilidad analíticas se obtienen a través de un estudio estadístico de la respuesta no lineal de un modelo analítico, sujeto a distintos niveles de intensidad sísmica. Son la solución más adecuada para poder definir la vulnerabilidad de una estructura bajo los niveles deseados de demanda, incluso los que aún no han ocurrido. Miranda (1996) propone una forma de estimar analíticamente las funciones de vulnerabilidad con base en la distorsión máxima de entrepiso

que genera la estructura durante la ocurrencia de un fenómeno sísmico. La expresión que propone para obtener una función de vulnerabilidad es la siguiente:

$$E(\beta | \gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_{50}} \right)^\rho \right] \quad (3.1)$$

donde $E(\beta | \gamma_i)$ es el valor esperado del daño β dado un nivel de respuesta estructural γ_i generado por una intensidad sísmica; γ_{50} es la intensidad del comportamiento estructural que representa el 50% del daño; ρ es un parámetro que depende del tipo de arreglo estructural, de los materiales y de los detalles constructivos que determinan la capacidad de deformación.

3.5.2 Funciones y curvas de vulnerabilidad obtenidas mediante ensayos experimentales

Las funciones de vulnerabilidad obtenidas de manera experimental reflejan de forma bastante aproximada los daños reales de la estructura, sin embargo, el costo para la realización de los experimentos es elevado y, debido a que se limita a un número reducido de estructuras, no se permiten errores grandes, además que se requiere de un gran número de personas, el tiempo para obtener los resultados es considerablemente alto. En la fig. 3.14 se muestra la imagen de un ensaye de una estructura conformada por muros de mampostería confinada.



Figura 3.14. Ensaye de laboratorio de una estructura conformada por muros de mampostería confinada

3.5.1 Funciones y curvas de vulnerabilidad obtenidas mediante procesos estadísticos

Una función de vulnerabilidad obtenida de manera estadística es lo más adecuado a emplear en un estudio de daño, ya que se obtiene de una base de datos de daños ocurridos en estructuras reales debido a fenómenos naturales a los que han estado expuestas, sin embargo, debido a que no se cuentan con datos para todos los eventos y todas las intensidades de posible ocurrencia, su uso no es común. Cázares *et al.* (2011) obtienen funciones de vulnerabilidad para viviendas de Mexicali en México, Nueva Zelanda y Japón, a través de una base de datos recopilada de edificaciones afectadas por la licuación de arenas (fig. 3.15).

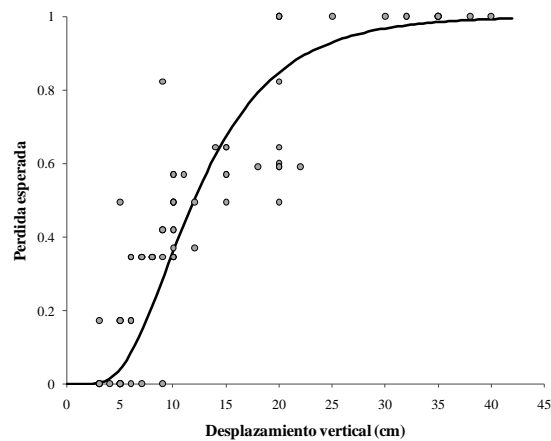


Figura 3.15. Curva de vulnerabilidad para viviendas afectadas por la licuación (Cázares et al., 2011)

Con base en las definiciones anteriores para obtener funciones de vulnerabilidad de una estructura asociado a una acción sísmica, para los fines de esta tesis se considera que la forma analítica es la disponible para su uso en la metodología considerada.

3.6 Función de vulnerabilidad considerando la variación en la resistencia

Para determinar la vulnerabilidad de cualquier estructura de mampostería ya construida, debido al cambio en las propiedades mecánicas consideradas en el diseño, se propone la ec. 3.2 para definir una función de vulnerabilidad, la cual queda en términos de un valor α_f que considera, como una relación de cambio, los daños estimados en la estructura con propiedades “de construcción” con los obtenidos del modelo que representa a la estructura con las propiedades mecánicas de diseño (CVD).

Para los fines de esta tesis, se consideran tres niveles de variación de la resistencia de los de la mampostería y los elementos confinantes: “ALTA”, “MEDIA” y “BAJA”.

$$E(\beta_{mod}|I) = E(\beta_{diseño}|I)(1 + \alpha_f) \tag{3.2}$$

donde $E(\beta_{mod}|I)$ es el daño esperado de una estructura asociado a una intensidad de demanda I considerando el nivel de variación de resistencia de los muros de mampostería y de los castillos de confinamiento a partir del daño esperado de una estructura con características de diseño $E(\beta_{diseño}|I)$ asociado a una intensidad de demanda I , afectado por un parámetro que está en función del nivel de variación α_f .

3.6.1 Obtención de los valores de α_f

Para poder estimar el valor de α_f para diferentes niveles de intensidad a los aquí empleados, en esta tesis se asigna una expresión a la curva que la define para cada uno de los niveles de variación considerados. Para ejemplificar lo anterior, en la fig. 3.16a se hace la comparación para una intensidad de demanda de 1g, de la CVD con una curva que representa una “ALTA” variación de resistencia de un elemento cualquiera. En la fig. 3.16b se muestra en color gris, valores de α_f para distintos niveles de intensidad; como un punto negro, se muestra el valor de α_f que se obtiene de proponer una expresión que se ajuste a los valores de comparación.

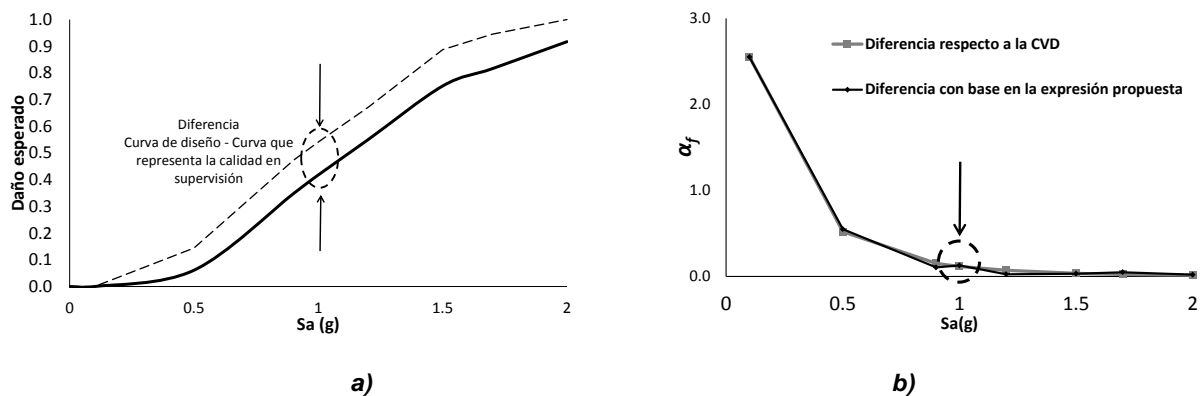


Figura 3.16. Ejemplo de la propuesta para obtener los valores de α_f

Con base en lo anterior, se considera que el valor de α_f que se va a emplear en la expresión para reflejar el nivel de variación de la resistencia de los elementos estructurales que se tuvo en obra, se obtiene de la tabla 3.2 y la manera de entrar a esta tabla es la siguiente: determinar el nivel de variación que se tuvo durante el proceso de construcción de cada uno de los componentes estructurales (mampostería y elementos confinantes), posteriormente asignar a cada uno de estos elementos, uno de los tres niveles propuestos en párrafos anteriores “ALTA”, “MEDIA” y “BAJA” y por último, el valor de α_f que va a determinar el nivel de variación que se tuvo en toda la estructura corresponderá a aquel recuadro donde se intersectan los dos niveles asignados. Por ejemplo, para una variación en la resistencia “Baja” (B) en ambos componentes, el valor de α_f correspondiente será de $\alpha_f=B,B$, de igual manera, para una variación en la resistencia “ALTA” (A) en ambos elementos, el valor correspondiente de α_f estará representado por $\alpha_f=A,A$.

Tabla 3.2. Distribución final de los valores de α_f con base en la variación de la resistencia

	Variación	Muros		
		BAJA	MEDIA	ALTA
Castillos	BAJA	$\alpha_f=B,B$	$\alpha_f=B,M$	$\alpha_f=B,A$
	MEDIA	$\alpha_f=M,B$	$\alpha_f=M,M$	$\alpha_f=M,A$
	ALTA	$\alpha_f=A,B$	$\alpha_f=A,M$	$\alpha_f=A,A$

En este capítulo se hizo una descripción detallada de los pasos de la metodología propuesta para alcanzar el objetivo de esta tesis. En el capítulo 4 se muestra el desarrollo e implementación de la misma.

Capítulo 4 EJEMPLO DE APLICACIÓN

En este capítulo se presenta la implementación de la metodología propuesta considerando una estructura de mampostería confinada. Las características de la misma, los diferentes valores considerados y su obtención se presentan a continuación.

4.1 Sistema estructural

Para la ejecución de la metodología mencionada, se emplea el diseño de un edificio de mampostería de tabique rojo recocido de tres niveles propuesto por Arias (2005) que cuenta con un área de 51.28 m² y una altura total de 7.20 m, como se muestra en la fig. 4.1. Las dimensiones nominales del tabique de barro rojo recocido son de 6 x 24 x 12 cm (ancho, largo y alto) y de los castillos y cadenas son de 12 x 12 cm y 12 x 23 cm respectivamente, para ambos elementos el acero de los estribos es de 1/8 de pulgada, el acero de la sección transversal se conforma de 4 varillas de 3/16 de pulgada y la resistencia de diseño del concreto es de $f'c=200$ kg/cm², asimismo, el edificio está diseñado con losa maciza de concreto reforzado de 12 cm de espesor y una cimentación formada por vigas de concreto reforzado. Las dimensiones de las ventanas son de 1.12 x 1.00 m y del muro las puertas son de 0.97 x 2.17 m.

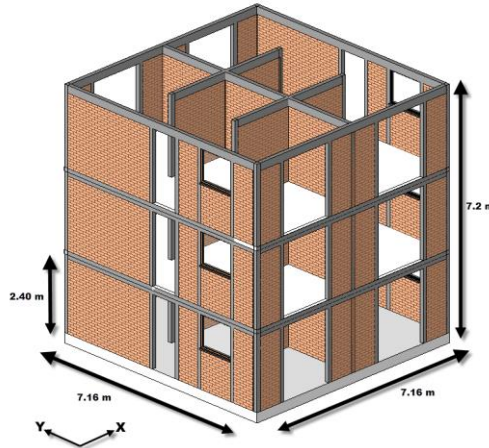


Figura 4.1. Vista en 3D del edificio de mampostería (Arias, 2005)

El sistema estructural está compuesto por 5 tipologías de muros de mampostería: un muro bajoventana de 1.05 m de altura por 1.12 m de longitud a ejes (M1); un muro de 2.4 m de altura y 0.74 m de longitud (M2); un muro de 2.4 m de altura y 2.93 m de longitud a ejes; un muro de 2.4 m de altura por 3.88 m de longitud a ejes (M4); y un muro de dimensiones de 2.4 m de altura y 7.16 m de longitud a ejes (M5). Las relaciones de aspecto (L/H) son: $M1=0.3$, $M2=0.5$, $M3=1.2$, $M4=1.6$ y $M5=3.0$. En la fig.4.2 se muestra la representación gráfica de los muros mencionados.

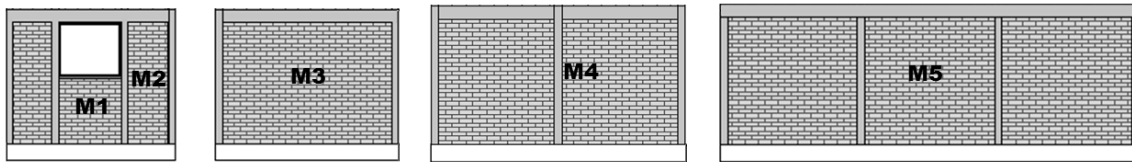


Figura 4.2 configuración de los muros que conforman el sistema estructural propuesto por Arias (2005)

En la dirección "Y", el sistema estructural está formado por tres ejes de muros (A, B y C) los muros de los ejes A y C corresponden a los muros de fachada y el eje B corresponde a un muro de colindancia. La dirección "X" se conforma de cuatro ejes de muros (1, 2, 3 y 4), los muros de los ejes 1 y 4 corresponden a los muros de fachadas y los muros de los ejes 2 y 3 corresponden a muros de colindancia (fig. 4.3).

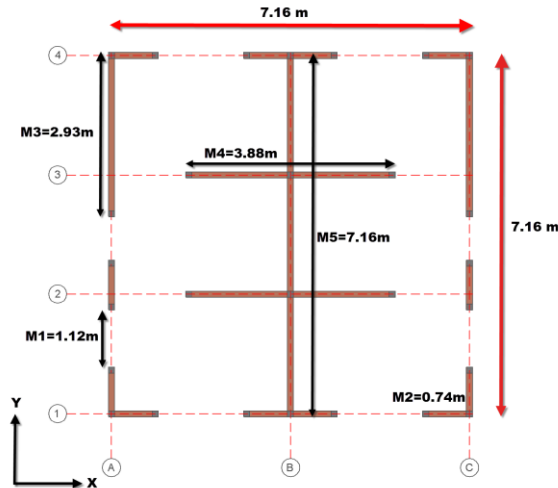


Figura 4.3. Vista en planta del sistema estructural (Arias, 2005)

La distribución de masas concentradas considera el peso propio del edificio (muros y losa); la carga viva, el peso de plafones, recubrimientos y acabados típicos para casa habitación están con base en el lineamiento establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal RCDF (GDF, 2004c) como se muestra en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Distribución de masas en cada piso (Arias, 2005)

Elemento	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Peso propio (kg)	13,534	13,534	13,534
Carga viva (kg)	11,278	7,689	7,689
Total	24,812	21,223	21,223

4.2 Obtención de los parámetros requeridos para representar el comportamiento estructural

Como parte de la metodología, en esta tesis se propone emplear los resultados obtenidos de un ensaye experimental de muros de mampostería confinada que presenten una similitud en cuanto a dimensiones y características con los muros que conforman al sistema estructural a analizar se refiere, como los ensayados por Cruz (2010), quien estudia siete muros de mampostería confinada (ME1, ME2, ME3, ME4, ME5, ME6 y ME7) para conocer la efectividad de los métodos de análisis comúnmente utilizados en la práctica profesional (columna ancha y elemento finito) y estimar la rigidez lateral y relativa de los muros y el efecto de la resistencia a la fuerza cortante debido al cambio en la

relación de aspecto L/H, entre otros aspectos. Los castillos y cadenas que emplea Cruz son de concreto reforzado con una resistencia a compresión de 200 kg/cm² y las dimensiones para ambos elementos son de 12 x 15 cm. Las piezas de mampostería son tabiques estructurales perforados de barro con dimensiones de 11.6 x 22.7 x 11.8 cm (ancho, largo y alto). Para considerar la transmisión de fuerzas cortantes emplea una losa con ancho de 45 a 55 cm. Cada muro está formado por 18 hiladas @ 13 cm. Los muros tienen una altura constante de 2.50 m y longitudes a ejes extremos de ME1= 1.00, ME2= 1.50, ME3= 1.92, ME4= 2.40, ME5= 4.09, ME6= 6.00 y ME7= 9.00 m. Sus relaciones de aspecto L/H son= ME1=0.4, ME2=0.6, ME3=0.8, ME4=1.0, ME5=1.6, ME6=2.4 y ME7=3.6. En la fig. 4.4 se muestra la tipología de cada uno de los muros.

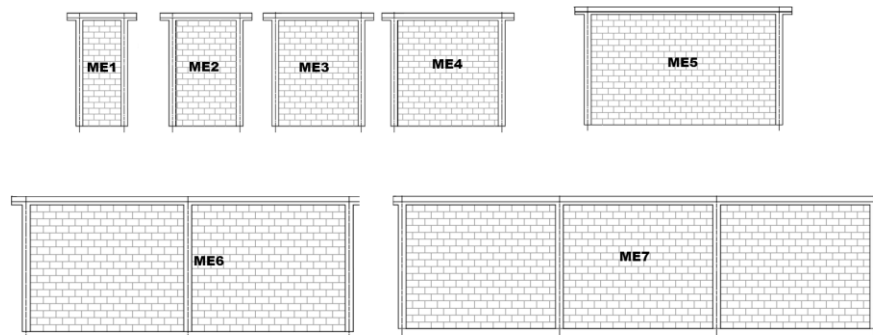


Figura 4.4. Configuración de los muros ensayados por Cruz (2010)

Cuatro de estos muros (ME1, ME4, ME6 y ME7) presentan una similitud en cuanto a tipología y en relaciones de aspecto con los empleados por Arias (2005) (Tabla 4.2). Por tal motivo, para fines del ejemplo, se considera que los resultados obtenidos por Cruz (2010), reflejarán de una manera aproximada el comportamiento que se puede presentar en los muros empleados en el edificio propuesto por Arias (2005).

Tabla 4.2. Relación de configuración y relaciones de aspecto de los muros ensayados por (Cruz, 2010) con los del sistema estructural de Arias (2005)

Muro	Arias (2005)		Muro	Cruz (2010)	
	L/H	No. Castillos		L/H	No. Castillos
M2	0.5	2	ME1	0.4	2
M3	1.2	2	ME4	1.0	2
M4	1.6	3	ME6	2.4	3
M5	3.0	4	ME7	3.6	4

Se considera importante mencionar que para homogeneizar los nombres de los muros que proponen Cruz (2010) y Arias (2005), a partir de este momento se van a emplear únicamente los nombres de los muros asignados por Cruz (2010), es decir, ME1, ME4, ME6 y ME7 (fig. 4.5).

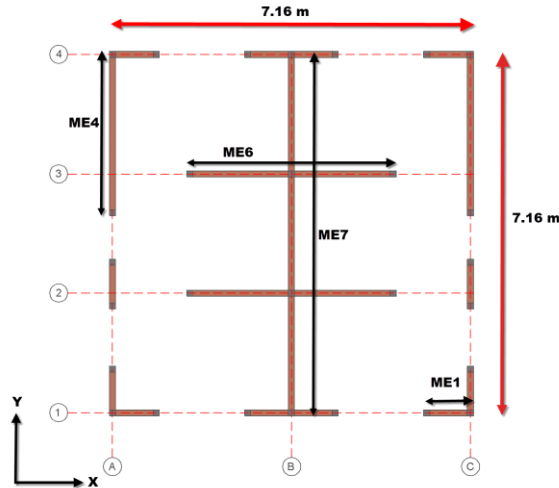


Figura 4.5 Ubicación de los nombres signados por Cruz (2010) en el sistema estructural propuesto por Arias (2005)

La carga axial a emplear en los muros de diseño es la registrada en la etapa de falla de los muros ensayados por Cruz (2010), 7620, 15420, 40534 y 57250 kg para los muros ME1, ME4, ME6 y ME7 respectivamente.

Cruz (2010) realiza ensayos de pilas y muretes de mampostería para obtener las resistencias de diseño a compresión y tensión diagonal; de los ensayos a compresión de las pilas se tiene que las resistencias de diseño a compresión y los módulos de elasticidad obtenidos, para cada uno de los muros, son los que se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Resistencias nominales y de diseño a compresión obtenidas de los ensayos en pilas (Cruz, 2010)

Muro	f_m (kg/cm ²)	f_m^* (kg/cm ²)	E_m (kg/cm ²)
ME1	76.28	56.4	43,347
ME4	79.76	59.92	44,066
ME6	124.05	91.71	45,305
ME7	89.13	66.7	42,703

De igual manera, las resistencias de diseño a tensión diagonal, así como los módulos de cortante obtenidos de los ensayos en los muretes, son los que se muestran en la tabla 4.4.

Tabla 4.4. Resistencias nominales y de diseño a tensión diagonal obtenidas de los ensayos en muros (Cruz, 2010)

Muro	v_m (kg/cm ²)	v_m^* (kg/cm ²)	G_m (kg/cm ²)
ME1	4.66	3.11	4,772
ME4	4.95	3.30	4,719
ME6	7.84	5.23	8,396
ME7	6.74	3.97	8,276

Con base en las resistencias de diseño a compresión y tensión diagonal que se muestran en las tablas 4.3 y 4.4, se obtienen los parámetros histeréticos, de post-agrietamiento y post-fluencia (α , β , θ , δ y λ) de la fig. 3.6, necesarios para representar analíticamente, a través del Elemento Cortante, el comportamiento de los muros de mampostería. En el Apéndice A se muestra un ejemplo del formato de entrada de datos que solicita el programa CANNY (LI, 2010).

Modelado de muro ME1

De los 17 muros que definen a un entrepiso del edificio, este tipo de muro representa el 74% (14 muros), que equivale a un 34% del área a cortante total del nivel, 19% en dirección X y 15% en dirección Y.

La información de la respuesta asociada al ME1, que se obtiene del ensayo experimental realizado por Cruz (2010) es la siguiente: el primer agrietamiento del muro es de forma diagonal y se presenta un cortante de agrietamiento de $V_{ag}=4.6$ t asociado a una distorsión de entrepiso de 0.0014. El cortante máximo registrado es de $V_{max}=4.7$ t, a partir de este punto se presenta un daño dúctil hasta el último ciclo de carga aplicado, por tal motivo, el muro no llega a la falla. Cabe mencionar que, por cuestiones académicas, este muro fue diseñado para fallar por cortante, sin embargo, este tipo de falla no es común en muros con esta relación de aspecto.. Con base en la información anterior, se crea el modelo de este muro empleando el Elemento Cortante y se ajusta la respuesta del modelo con la envolvente de la respuesta del muro ensayado. Los parámetros que corresponden al muro ME1 son los que se muestran en la tabla 4.5.

Tabla 4.5. Parámetros que corresponden al muro ME1

Parámetro	ME1
α	0.021
β	-0.012
θ	1
δ	0
λ	0

En la fig. 4.6 se observa la envolvente del comportamiento experimental del muro ME1 descrito en el párrafo anterior, así como la respuesta obtenida de la modelación analítica del mismo muro empleando los parámetros de la tabla 4.5.

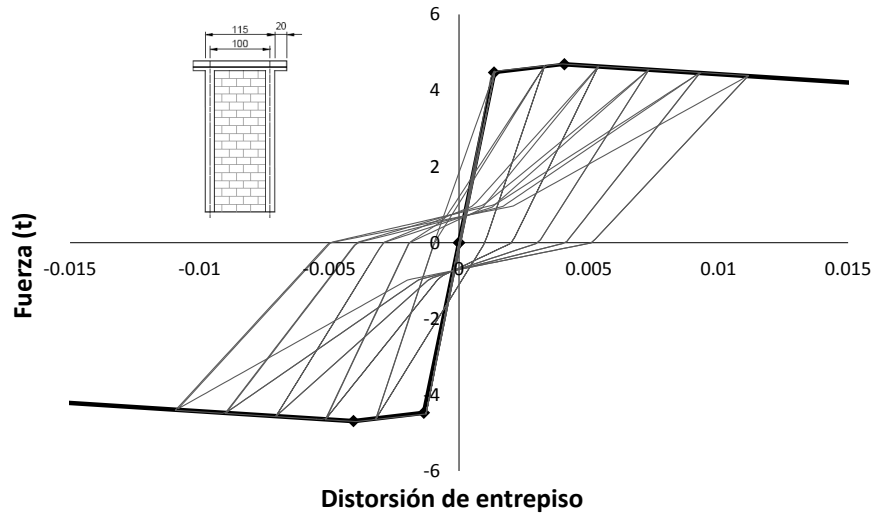


Figura 4.6. Envolvente del muro ME1 ensayado y curva de comportamiento histerético del muro modelado

En la fig. 4.7a se muestra la vista del eje 1: A-C de la fig. 4.3, donde se emplea el muro ME1 y en la fig. 4.7b se muestra la representación gráfica del mismo eje en el modelo de la estructura.

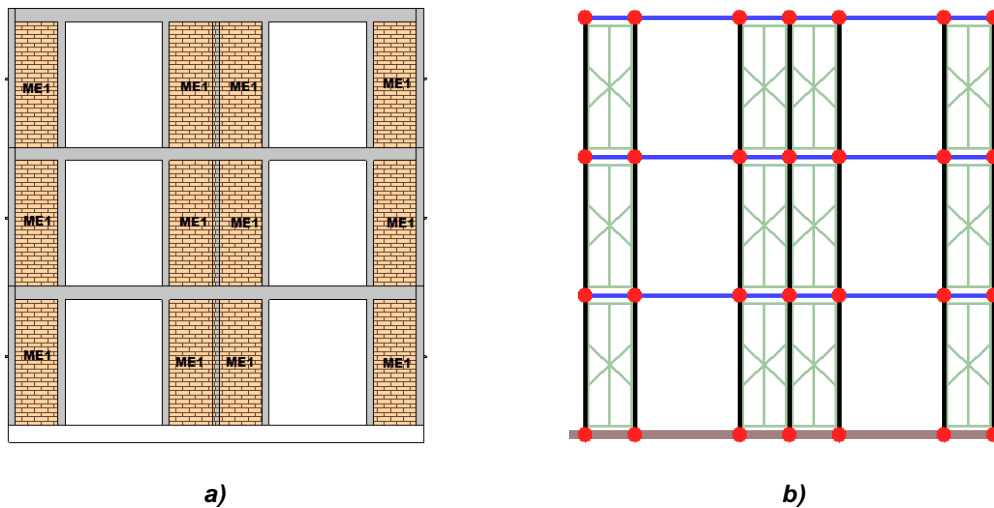


Figura 4.7. Vista en elevación del eje 1:A-C a) Esquemática y b) Modelado del mismo eje en CANNY

Modelado de muro ME4

El muro ME4 representa un 11% (2 muros) del número de muros que definen a un entrepiso del edificio, esto equivale a un 21% del área a cortante total de cada entrepiso. A diferencia del muro ME1, el ME4 únicamente participa en dirección Y.

La información de la respuesta asociada al ME4 que se obtiene del ensaye experimental indica que para el primer agrietamiento se registra un cortante de $V_{ag}=7$ t y una distorsión de entrepiso de 0.00045. El cortante máximo es de $V_{max}=16$ t asociado a una distorsión de entrepiso de 0.003. La falla del muro se presenta con una distorsión de 0.008. Para este muro, se formaron grietas diagonales principales con una orientación a 45°, así como, grietas verticales cercanas a los castillos confinantes y entre las diagonales principales. Con base en la información anterior, los parámetros obtenidos para el muro ME4 son los que se muestran en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Parámetros que corresponden al muro ME4

Parámetro	ME4
α	0.084
β	-0.08
θ	1
δ	0.1
λ	0.5

En la fig. 4.8 se observa la envolvente del comportamiento del muro ME4 descrito en el párrafo anterior, así como la respuesta obtenida de la modelación analítica del mismo muro.

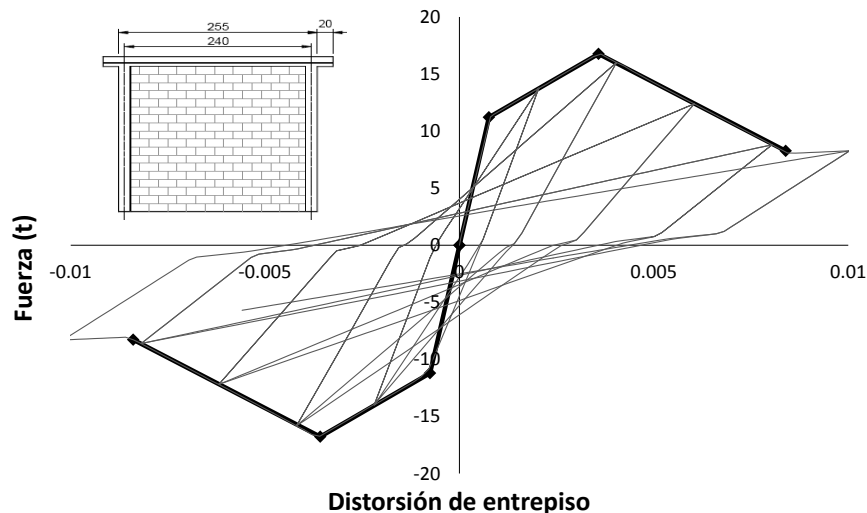


Figura 4.8. Envolvente del muro ME4 ensayado y curva de comportamiento histerético del muro modelado

De igual manera, en la fig. 4.9a se muestra la vista del eje A:1-4 de la fig. 4.3, donde se emplea el muro ME4 y en la fig. 4.9b se muestra la representación del mismo eje en el modelo de la estructura.

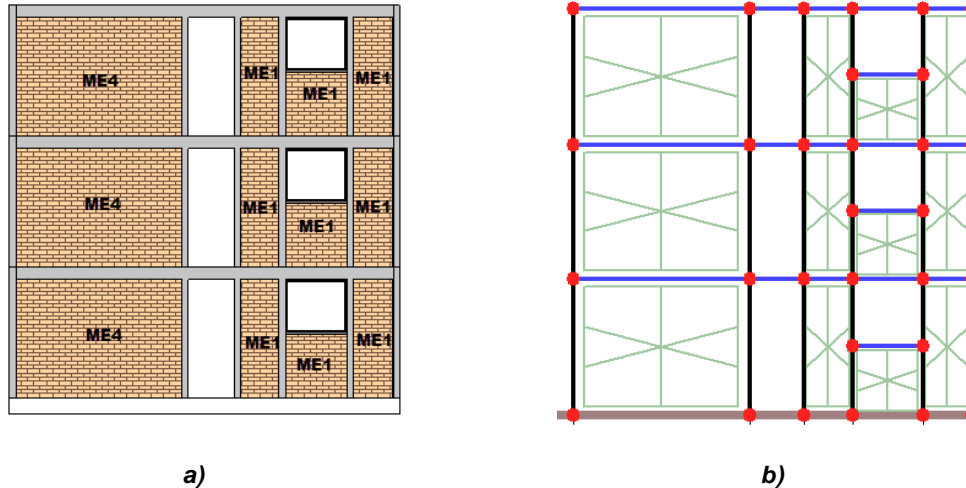


Figura 4.9. Vista en elevación del eje A:1-4 a) Esquemática y b) Modelado del mismo eje en CANNY

Modelado del muro ME6

Los ME6 son muros que se sitúan en la parte central del entrepiso, al igual que el ME4, estos muros representan un 11% (2 muros) del total del número de muros que definen a un entrepiso. Lo anterior equivale a un 25% del área a cortante total de todo el entrepiso. La diferencia de este muro respecto al ME4 es que éste participa en la otra dirección, es decir en la dirección X.

De los ensayos experimentales se obtiene que el primer agrietamiento se registra con un cortante de $V_{ag}=48.25$ t y una distorsión de entrepiso de 0.001. Al presentarse el cortante máximo, el muro presenta una falla frágil. En este muro se formaron grietas horizontales por deslizamiento de las piezas en la parte superior izquierda y en la parte inferior derecha del muro, así como, una grieta diagonal que atraviesa el castillo central. Con base en la información anterior, los parámetros obtenidos para el muro ME6 son los que se muestran en la tabla 4.7.

Tabla 4.7. Parámetros que corresponden al muro ME6

	ME6
α	0.175
β	-0.16
θ	3
δ	0.1
λ	0.5

En la fig. 4.10 se observa la envolvente del comportamiento del muro ME6 descrito en el párrafo anterior, así como la respuesta obtenida de la modelación analítica del mismo muro.

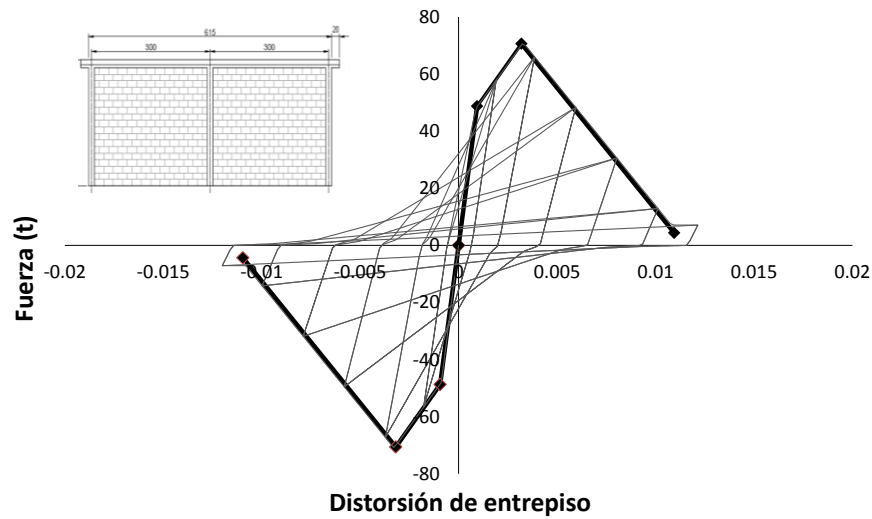


Figura 4.10. Envolvente del muro ME6 ensayado y curva de comportamiento histerético del muro modelado

En la fig. 4.11a se muestra la vista del eje 2: A-C de la fig. 4.3, donde se emplea el muro ME6 y en la fig. 4.11b se muestra la representación gráfica del mismo eje en el modelo de la estructura.

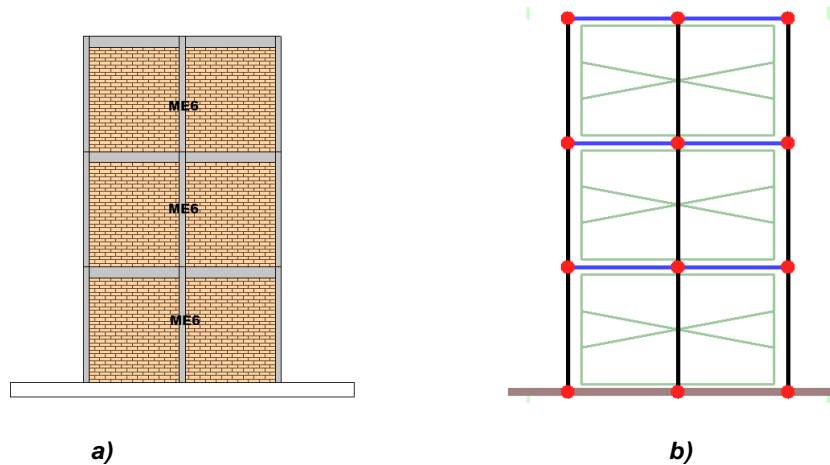


Figura 4.11. Vista en elevación del eje 2:A-C a) Esquemática y b) Modelado del mismo eje en CANNY

Modelado del muro ME7

Solo existe un muro de este tipo por entrepiso, sin embargo, es el más grande y representa un 22% del área total a cortante del nivel. El ME7 participa únicamente en la dirección Y y divide simétricamente la planta del edificio.

De los ensayos experimentales se obtuvo que la aparición de la primera grieta se presenta con un cortante de $V_{ag}=81$ t y una distorsión de entrepiso de 0.001. El cortante máximo es $V_{max}=85.7$ t asociado a una distorsión de entrepiso de 0.004. El patrón de daños se compuso de grietas diagonales a 45°, distribuidas en los paneles, además de, agrietamientos verticales paralelos a los castillos y grietas horizontales por deslizamiento de las juntas en el extremo superior del muro. Con base en la información anterior, los parámetros obtenidos para el muro ME7 son los que se muestran en la tabla 4.8.

Tabla 4.8. Parámetros para el muro ME7

Parámetro	ME7
α	0.027
β	-0.26
θ	3
δ	0.1
λ	0.5

En la figura 4.12 se observa la envolvente del comportamiento del muro ME7 descrito en el párrafo anterior, así como la respuesta obtenida de la modelación analítica del mismo muro.

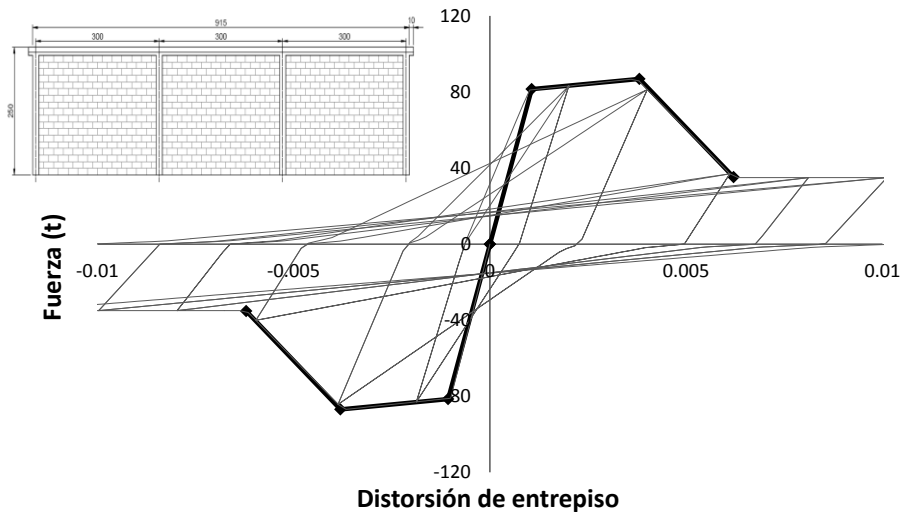


Figura 4.12. Envolvente del muro ME7 ensayado y curva de comportamiento histerético del muro modelado

En la figura 4.13a se muestra la vista del eje central B:1-4 en dirección Y, donde la figura 4.13b representa la representación gráfica del mismo eje en el modelo de la estructura.

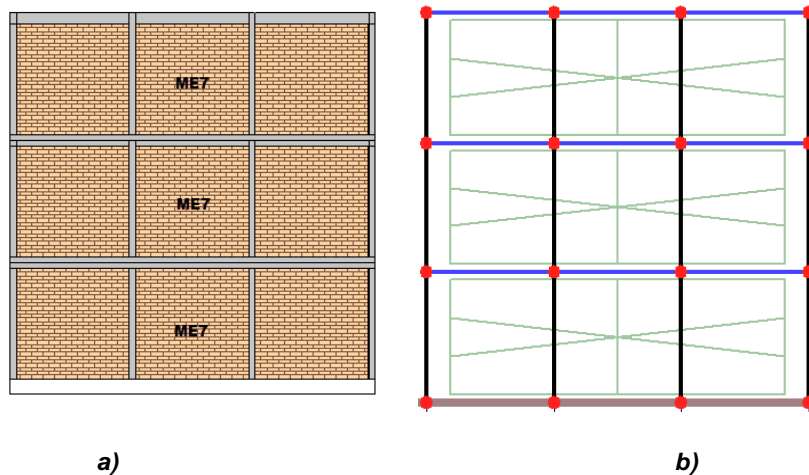


Figura 4.13. Vista en elevación del eje B:1-4 a) Esquemática y b) Modelado del mismo eje en CANNY

4.3 Variación en las propiedades de los materiales

A continuación se presenta la obtención de los parámetros que van a definir la variación en la resistencia (PVR) de diseño de los elementos estructurales que conforman al edificio mencionados en el capítulo anterior.

4.3.1 Tipo de mortero

Parral (2007) realiza un estudio experimental con pilas y muretes, con la finalidad de conocer las diferencias que se obtienen en la resistencia de diseño a compresión (f_m^*) y la resistencia de diseño a compresión diagonal (v_m^*) en muros de mampostería, empleando como variable los tipos de mortero que se proponen en las NTCM (GDF, 2004a), las cuales clasifican los morteros en tipo I, II y III.

Con base en su estudio experimental, Parral (2007) obtiene una resistencia a compresión promedio de 31.78 kg/cm² empleando un mortero tipo I; cuando emplea un mortero tipo II obtiene una resistencia de 32.16 kg/cm² y para un tipo III, la resistencia es de 28.77 kg/cm². De los resultados se observa que la resistencia a compresión de las pilas y muretes no tiene mucha variación, además, aquellas construidas con mortero tipo II resisten más que las construidas con mortero tipo I o III, Parral (2007) asocia dicha variación en las resistencias de los especímenes a la resistencia de las piezas de tabique, ya que por ser artesanales, no conservan las mismas propiedades mecánicas.

Parral (2007) también obtiene resistencias promedio de diseño a tensión diagonal de 5.39, 4.60 y 4.01 kg/cm² empleando mortero tipo I, II y III respectivamente. De los resultados se observa que se tiene una resistencia mayor para los muros elaborados con un mortero de mayor resistencia.

Para obtener los parámetros que representarán la variación de resistencia debido al mortero (PVM), se normalizan las resistencias obtenidas de los muretes construidos con los morteros tipo II y III respecto a la obtenida con el mortero tipo I, lo anterior, debido a que éste es el tipo adecuado que recomiendan las NTCM para pegar piezas de mampostería. Los PVM obtenidos se multiplican por la resistencia de diseño a compresión y tensión diagonal, para obtener con ello, las fuerzas resistentes de diseño a cortante y a compresión que van a soportar los muros de mampostería. Los resultados de esta multiplicación se muestran más adelante. En la siguiente tabla se muestran los PVM normalizados obtenidos para las resistencias a compresión y a tensión diagonal de los muretes:

Tabla 4.9 FVM a) a compresión, b) a tensión diagonal

Mortero tipo	Factor a compresión	Factor a tensión diagonal
I	1	1
II	1.05	0.85
III	0.94	0.75

4.3.2 Espesor de junta de mortero

De igual manera, Parral (2007) calcula la variación en la resistencia de diseño a compresión y compresión diagonal en pilas y muretes con base en cuatro espesores de junta, 1.5, 2, 3 y 4 cm. Las resistencias a compresión promedio obtenidas son de 29.74, 31.24, 30.66 y 31.96 kg/cm² respectivamente. De los resultados se observa que, al igual que los resultados de la evaluación de la resistencia a compresión con base en el tipo de mortero, las resistencias a compresión promedio de los muretes con espesores de junta de 2 y 4 cm fueron mayores que la obtenida con un espesor de 1.5 cm. Parral también asocia esta variación a la resistencia de las piezas de mampostería.

Por otra parte, Parral (2007) alcanza resistencias de diseño a tensión diagonal de 5.25, 4.62, 4.80 y 4.00 kg/cm² para cada tipo de espesor de junta, 1.5, 2, 3 y 4 cm respectivamente. De los resultados se observa que a medida que incrementa el espesor de junta, disminuye la resistencia a tensión diagonal de los muros.

Con base en las recomendaciones que indican las NTCM (GDF, 2004a), el espesor de diseño óptimo para mampostería artesanal es de 1.5 cm, por lo tanto, la normalización de las resistencias se hace respecto a la resistencia del murete fabricado con dicho espesor. De igual manera que los PVM, los PVE obtenidos se multiplican por la resistencia de diseño a compresión y tensión diagonal, para obtener con ello, las fuerzas resistentes de diseño a cortante y a compresión que van a soportar los muros de mampostería. Los resultados de esta multiplicación se muestran más adelante. Los parámetros de variación de resistencia con base en el espesor de junta (PVE) a compresión, y a tensión diagonal, quedan de la siguiente manera:

Tabla 4.10. PVE a compresión y a tensión diagonal debido al espesor de junta

Espesor de junta (cm)	Factor a compresión	Factor a tensión diagonal
1.5	1	1
2	1.05	0.87
3	0.97	0.912
4	1.07	0.762

4.3.3 Resistencia en cadenas y castillos de confinamiento

El-Dash y Ramadan (2006) realizan estudios experimentales para conocer la resistencia de una serie de cilindros de 150 mm³ de concreto confinado empleando como variable principal el tipo de agregado grueso considerando tres tipos de materiales: 1) grava, con un peso específico de 2.55 t/m³ y una relación de absorción de 2.05%; 2) dolomita, con un peso específico de 2.65 t/m³ y una relación de absorción de 1.34% y 3) basalto, con un peso específico de 2.60 t/m³ y una relación de absorción de 1.53%. Además de esta variación de agregados, estos investigadores consideran dos tipos de cierre de estribos: 1) soldado y 2) traslapado; así como cuatro separaciones de estribos: 1) 20, 2) 40, 3) 60 y 4) 80 mm, quedando un total de 48 combinaciones, como se muestra en la tabla 4.11. La proporción “base” que emplean para elaborar un metro cúbico de concreto es de 800kg de agregado grueso, 800 kg de arena, 450 kg de cemento y 170 litros de agua.

Tabla 4.11. Combinaciones realizadas por El-Dash y Ramadan (2006)

#	Título	Tipo de agregado	cierre de estribos	Separación de estribos (mm)	f'c (MPa)	f'c (Kg/cm ²)
1	GW-2-1	Grava	Soldado	20	81.5	831
2	GW-2-2	Grava	Soldado	20	68.9	703
3	GH-2-1	Grava	traslapado	20	50.9	519
4	GH-2-2	Grava	traslapado	20	57.3	584
5	GW-4-1	Grava	Soldado	40	48.4	494
6	GW-4-2	Grava	Soldado	40	41	418
7	GH-4-1	Grava	traslapado	40	44.5	454
8	GH-4-2	Grava	traslapado	40	38.2	390
9	GW-6-1	Grava	Soldado	60	35.2	359
10	GW-6-2	Grava	Soldado	60	34.8	355
11	GH-6-1	Grava	traslapado	60	32.3	329
12	GH-6-2	Grava	traslapado	60	31.7	323
13	GW-8-1	Grava	Soldado	80	32	326
14	GW-8-2	Grava	Soldado	80	31.9	325
15	GH-8-1	Grava	traslapado	80	31.9	325
16	GH-8-2	Grava	traslapado	80	31.6	322
17	DW-2-1	Dolomita	Soldado	20	70	714
18	DW-2-2	Dolomita	Soldado	20	76.4	779
19	DH-2-1	Dolomita	traslapado	20	63.7	650
20	DH-2-2	Dolomita	traslapado	20	63.5	648
21	DW-4-1	Dolomita	Soldado	40	54	551
22	DW-4-2	Dolomita	Soldado	40	60.2	614
23	DH-4-1	Dolomita	traslapado	40	50.8	518
24	DH-4-2	Dolomita	traslapado	40	57.3	584
25	DW-6-1	Dolomita	Soldado	60	44.5	454
26	DW-6-2	Dolomita	Soldado	60	49.3	503
27	DH-6-1	Dolomita	traslapado	60	44.5	454
28	DH-6-2	Dolomita	traslapado	60	53.3	544
29	DW-8-1	Dolomita	Soldado	80	40.9	417
30	DW-8-2	Dolomita	Soldado	80	36.8	375
31	DH-8-1	Dolomita	traslapado	80	38.2	390
32	DH-8-2	Dolomita	traslapado	80	44.5	454
33	BW-2-1	Basalto	Soldado	20	57.3	584
34	BW-2-2	Basalto	Soldado	20	50.8	518
35	BH-2-1	Basalto	traslapado	20	50.7	517
36	BH-2-2	Basalto	traslapado	20	51.1	521
37	BW-4-1	Basalto	Soldado	40	49.7	507
38	BW-4-2	Basalto	Soldado	40	44.5	454
39	BH-4-1	Basalto	traslapado	40	51.4	524
40	BH-4-2	Basalto	traslapado	40	44.8	457
41	BW-6-1	Basalto	Soldado	60	38.5	393
42	BW-6-2	Basalto	Soldado	60	38.1	389
43	BH-6-1	Basalto	traslapado	60	44.6	455
44	BH-6-2	Basalto	traslapado	60	41	418
45	BW-8-1	Basalto	Soldado	80	36.3	370
46	BW-8-2	Basalto	Soldado	80	36	367
47	BH-8-1	Basalto	traslapado	80	38.2	390
48	BH-8-2	Basalto	traslapado	80	32.5	331

Para representar la variación de la resistencia del concreto en función de las tres variables mencionadas, se emplea la desviación estándar que se obtiene de agrupar las resistencias en función de cada una de las opciones consideradas de las variables, de tal manera que, para los tipos de agregado, las desviaciones estándar del basalto, dolomita y grava son: 73, 102 y 115 kg/cm² respectivamente; para el cierre de estribo soldado es de 101 kg/cm² y para el traslapado de 146 kg/cm²; y para la separación de estribos los valores de desviación estándar obtenidas son: 108, 66, 69 y 42 kg/cm² para 20, 40, 60 y 80 mm respectivamente.

Con base en lo anterior, se considera que la menor resistencia que se puede presentar al emplear cada una de las variables mencionadas, está representada por la resistencia de diseño menos una desviación, es decir, si se considera la resistencia promedio que emplean El-Dash y Ramadan (2006), que es de 250 kg/cm², las menores resistencias considerando los diferentes tipos de agregados, son 177, 148 y 135 kg/cm² para el basalto, la dolomita y la grava respectivamente. Como se mencionó en el capítulo anterior, el modelo de comportamiento empleado para definir la resistencia a compresión simple del concreto, para las diferentes variables, es el modelo de Hognestad (1951). En la fig. 4.14 se representa gráficamente las curvas que representan dichos valores.

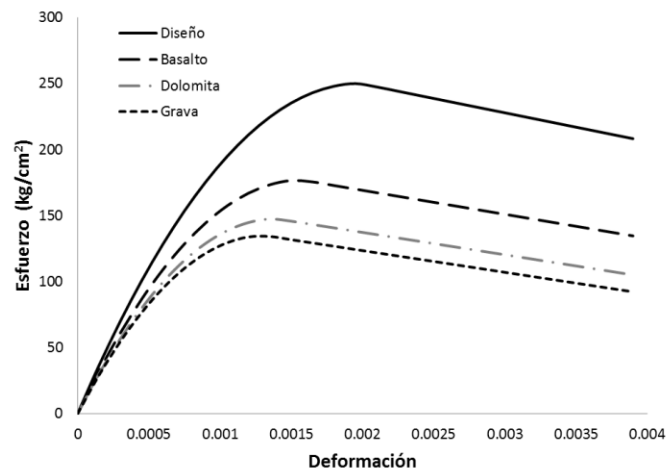


Figura 4.14. Comparación de curvas Esfuerzo-Deformación del concreto considerado de diseño con las curvas de las menores resistencias obtenidas con los diferentes tipos de agregado mediante el modelo de Hognestad (1951)

De igual manera, las menores resistencias que se pueden presentar si se considera el tipo de cierre son de 149 y 104 kg/cm² para el traslapado y soldado respectivamente. En la fig. 4.15 se presenta gráficamente dicha variación.

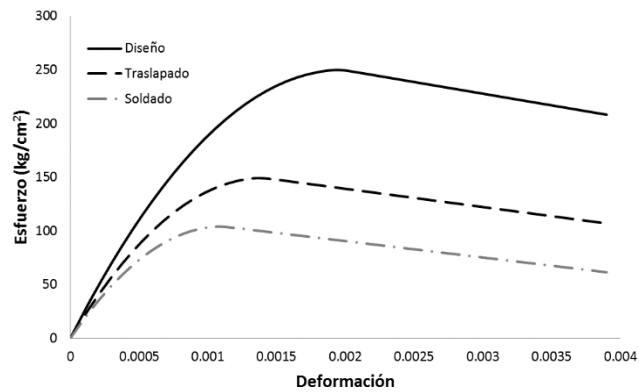


Figura 4.15. Comparación de curvas Esfuerzo-Deformación del concreto considerado de diseño con las curvas de las menores resistencias obtenidas con los tipos de cierre de estribo mediante el modelo de Hognestad (1951)

Al igual que las variables anteriores, las menores resistencias que se pueden presentar si se considera la separación de estribos son de 142, 184, 181 y 208 kg/cm² para 20, 40 60 y 80 mm respectivamente. En la figura 4.16 se muestra gráficamente la comparación de las curvas Esfuerzo-Deformación del concreto considerado de diseño, con las curvas de las menores resistencias obtenidas con la separación de estribos.

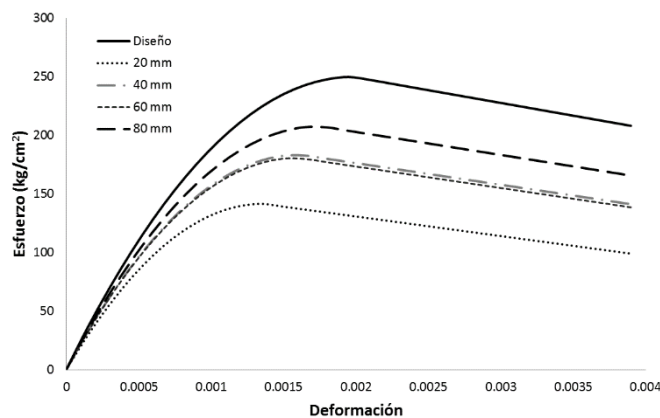


Figura 4.16. Comparación de curvas Esfuerzo-Deformación del concreto considerado de diseño con las curvas de las menores resistencias obtenidas con las separaciones de estribos mediante el modelo de Hognestad (1951)

Cabe mencionar que, debido a que no existe suficiente soporte experimental, se considera que las desviaciones estándar empleadas para obtener las menores resistencias mencionadas en el párrafo anterior son aplicables para reducir únicamente el valor de resistencia de diseño empleado por El-Dash y Ramadan (2006). Por lo tanto, se propone emplear para el sistema estructural a estudiar, una

resistencia de diseño de 250 kg/cm^2 , en lugar de 200 kg/cm^2 . Es importante mencionar que el empleo de una resistencia de 250 kg/cm^2 no es muy común en México, por lo que este valor se usa únicamente para el desarrollo del ejemplo de aplicación realizado en esta tesis.

Con la finalidad de considerar los casos más significativos que se pueden presentar al variar el tipo de agregado, el cierre y separación de estribos, de las resistencias mínimas mencionadas anteriormente se considera el valor más bajo y el valor medio que se obtiene de restar una desviación estándar a la resistencia del concreto, los valores de resistencia considerados en este estudio son: 104 y 177 kg/cm^2 respectivamente. En la fig. 4.17 se muestran las gráficas de las curvas esfuerzo-deformación de los valores que van a definir el cambio de resistencia del concreto.

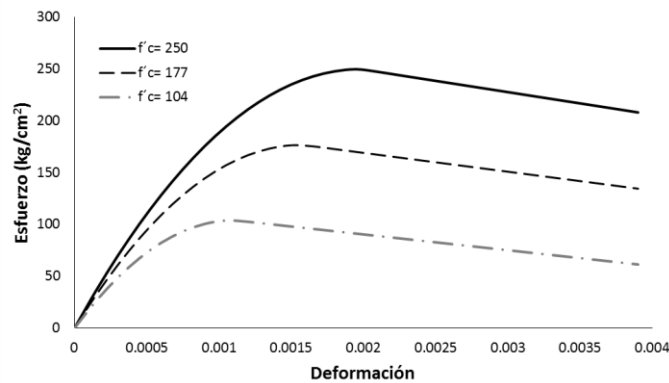


Figura 4.17. Curvas Esfuerzo-Deformación que representan una mala, regular y buena calidad en el concreto de castillos y cadenas de confinamiento

Una vez definidos los valores de los PVR que van a afectar las propiedades mecánicas de diseño de los muros de mampostería en función del tipo de mortero (I, II y III), espesor de junta (1.5, 2, 3 y 4 mm) y resistencia del concreto en cadenas y castillos (104 , 177 y 250 kg/cm^2), se generan todas las posibles combinaciones que se puedan presentar, como se muestra en la tabla 4.12. Cada una de estas combinaciones representará un sistema estructural diferente, por lo que se considera que se tiene un total de 36 sistemas estructurales que van a representar la variación en la resistencia.

Tabla 4.12 Combinaciones de los PVR que representan a los 36 sistemas estructurales

		Combinación											
		Variable	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
f'c= 250 kg/cm ²	Mortero tipo	I	I	I	I	II	II	II	II	III	III	III	III
	Espesor de junta	1.5	2	3	4	1.5	2	3	4	1.5	2	3	4
f'c= 177 kg/cm ²	Mortero tipo	I	I	I	I	II	II	II	II	III	III	III	III
	Espesor de junta	1.5	2	3	4	1.5	2	3	4	1.5	2	3	4
f'c= 104 kg/cm ²	Mortero tipo	I	I	I	I	II	II	II	II	III	III	III	III
	Espesor de junta	1.5	2	3	4	1.5	2	3	4	1.5	2	3	4

Como se observa en la tabla 4.12, para cada valor de resistencia del concreto de los elementos confinantes, existen 12 combinaciones que representan las resistencias de los muros de mampostería debido a la variación del tipo de mortero y espesor de junta. Por lo tanto, en la tabla 4.13 se muestran las resistencias de diseño a compresión y tensión diagonal, así como las fuerzas cortantes resistentes de diseño (de agrietamiento y fluencia) de cada uno de los muros, que se obtienen de afectar las propiedades mecánicas de los materiales con base en dichas combinaciones.

Tabla 4.13 Resistencias a compresión y tensión diagonal de los muros de mampostería con base en las 12 combinaciones

		Combinación											
		Variable	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Muro ME1	fm*(kg/cm ²)	56.40	59.11	54.92	60.47	59.46	62.32	57.90	63.76	53.10	55.65	51.70	56.94
	PmR (kg)	37835	39529	36906	40387	39754	41541	38775	42445	35768	37363	34894	38170
	V*m (kg/cm ²)	3.11	2.71	2.84	2.37	2.63	2.29	2.40	2.00	2.32	2.02	2.12	1.77
	VmR agr. (kg)	4283	4037	4117	3833	3992	3784	3852	3611	3802	3619	3679	3467
	VmR fluencia (kg)	4376	4125	4207	3917	4079	3866	3936	3690	3885	3698	3759	3542
Muro ME4	fm*(kg/cm ²)	59.92	62.79	58.35	64.25	63.18	66.21	61.52	67.74	56.41	59.12	54.93	60.49
	PmR (kg)	96095	100416	93728	102602	100989	105545	98493	107850	90824	94893	88596	96951
	V*m (kg/cm ²)	3.30	2.87	3.01	2.51	2.79	2.43	2.55	2.13	2.46	2.14	2.24	1.87
	VmR agr. (kg)	9698	9069	9275	8547	8953	8421	8595	7980	8469	8000	8153	7611
	VmR fluencia (kg)	15212	14226	14548	13408	14044	13210	13482	12518	13284	12549	12789	11939
Muro ME6	fm*(kg/cm ²)	91.71	96.11	89.30	98.33	96.69	101.33	94.15	103.68	86.34	90.49	84.08	92.58
	PmR (kg)	278605	291411	271590	297889	293110	306612	285714	313442	262986	275043	256382	281142
	V*m (kg/cm ²)	5.23	4.55	4.77	3.98	4.42	3.85	4.04	3.37	3.90	3.39	3.56	2.97
	VmR agr. (kg)	46516	42887	44073	39877	42218	39148	40152	36602	39422	36716	37600	34472
	VmR fluencia (kg)	67704	62421	64148	58041	61448	56980	58440	53274	57378	53440	54727	50173
Muro ME7	fm*(kg/cm ²)	66.70	69.90	64.95	71.52	66.70	69.90	64.95	71.52	62.80	65.81	61.15	67.33
	PmR (kg)	275886	288372	269047	294687	275886	288372	269047	294687	260658	272413	254219	278360
	V*m (kg/cm ²)	3.97	3.45	3.62	3.02	3.36	2.92	3.06	2.56	2.96	2.57	2.70	2.26
	VmR agr. (kg)	62346	57908	59358	54229	57091	53338	54564	50225	53672	50364	51445	47620
	VmR fluencia (kg)	82997	77090	79021	72192	76002	71006	72639	66862	71451	67047	68486	63395

Los valores de resistencias de los muros que conforman al sistema estructural estudiado, se incluyen en el modelo analítico del edificio para así obtener un conjunto de modelos analíticos del edificio de mampostería con distintas características en resistencia y comportamiento. En la fig. 4.18a se muestra un ejemplo de la representación esquemática del sistema estructural estudiado, donde se observa la ubicación de los muros de mampostería modelados y en la fig. 4.18b se muestra el modelado del

mismo sistema en el programa CANNY (Li, 2010). En el Apéndice B se muestra un ejemplo del formato de entrada de datos que solicita el programa CANNY.

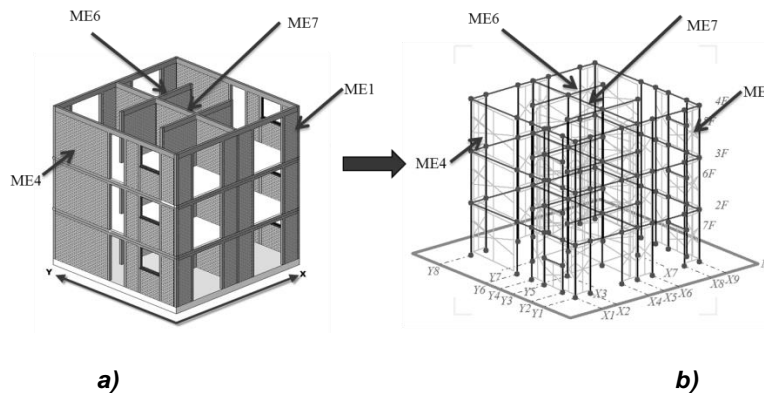


Figura 4.18. Ejemplo del sistema estructural estudiado, a) representación esquemática y b) modelado en CANNY

4.4 Análisis de la estructura

Vamvatsikos y Cornell, (2002) proponen un procedimiento para estimar la respuesta de la estructura ante acciones sísmicas empleando ADNL llamado Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés). Este procedimiento involucra un conjunto de ADNL en el tiempo empleando un registro sísmico, aumentando para cada análisis, la intensidad del registro. Como resultado se obtiene una curva de respuesta parametrizada en función de la intensidad (aceleración máxima del suelo o pseudoaceleración espectral elástica). Vamvatsikos y Cornell, (2002) mencionan que los principales objetivos de este procedimiento son:

- Estudio preciso del rango de respuestas en función del rango de intensidades sísmicas del registro.
- Mejor entendimiento de las implicaciones estructurales cuando se producen intensidades más fuertes y menos frecuentes.
- Mejor entendimiento de los cambios en la respuesta estructural a medida que se incrementa la intensidad del registro sísmico, como la degradación en la resistencia de la estructura, o los cambios en los patrones de deformación máxima a lo alto del edificio
- Estimar la capacidad dinámica de todo el sistema estructural.

- Estudiar como varía la respuesta del sistema en función del registro sísmico utilizado y poder ver en qué medida las respuestas son estables, o por el contrario, son sensibles a la aleatoriedad de los registros sísmicos.

Para emplear el IDA en la estimación del comportamiento de una estructura, es necesario definir tres parámetros importantes: el factor de escala (FE), la medida de intensidad (MI) y el parámetro de respuesta a evaluar (PR).

- Los FE son valores positivos que al multiplicarse con una historia de aceleración en el tiempo producen un nuevo acelerograma de mayor o menor intensidad que el original. Donde un valor de FE igual a 1 significa que el acelerograma obtenido representa el original sin escalar.
- La medida de intensidad (MI) es un valor positivo que representa el movimiento del suelo debido a la acción de un fenómeno sísmico, y es directamente proporcional al FE. Vamvatsikos y Cornell, (2002) señalan la importancia de una MI adecuada, debido a que existen medidas de intensidad que actualmente no se sabe cómo se pueden escalar, por ejemplo, la magnitud de momento, la duración, entre otros. Entre las MI que sí son escalables se encuentran la Aceleración Máxima del Suelo (PGA), la Velocidad Máxima del Suelo (PGV), la pseudoaceleración de la estructura asociada al primer modo. En esta tesis, se considera como MI a la pseudoaceleración espectral elástica correspondiente al primer modo representada como un porcentaje de la gravedad. Los valores elegidos son: 0.1g, 0.5g, 0.9g, 1g, 1.2g, 1.5g 1.7g y 2g, donde $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.
- Parámetro de respuesta (PR) son valores absolutos que representan la respuesta de un modelo estructural debido a una acción sísmica. Por ejemplo el cortante máximo basal, la rotación de nodos, ductilidad máxima de entrepiso, distorsión máxima de entrepiso, entre otros. La elección del PR depende directamente de la aplicación y del tipo de estructura. Ordaz (2000) hace referencia que existe un número importante de estudios que concluyen que la distorsión máxima de entrepiso es el parámetro de respuesta estructural que mejor se correlaciona con el daño estructural, por tal motivo, en esta tesis se elige a la distorsión máxima de entrepiso como parámetro de respuesta estructural.

En el siguiente capítulo se realiza una descripción detallada de los resultados obtenidos de los análisis estructurales.

Capítulo 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se realiza un análisis detallado de los resultados que se obtienen del desarrollo de la metodología empleada.

5.1 Curvas IDA

Las curvas IDA son gráficos en donde se presenta la respuesta máxima de una estructura en función de la intensidad sísmica que la generó (fig. 5.1), obtenida de análisis no lineales. Por cada registro sísmico empleado se obtiene una curva IDA. La curva que representa el comportamiento estructural esperado estará dada por la media geométrica de todas las respuestas estructurales obtenidas para una aceleración específica.

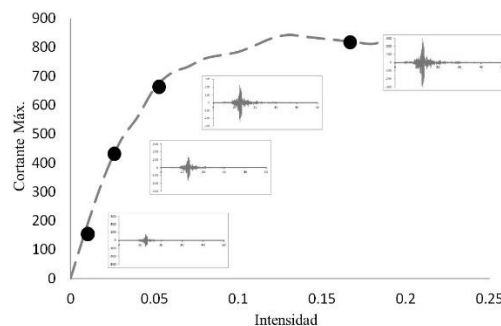


Figura 5.1. Ejemplo de una curva IDA

Para realizar el análisis IDA es necesario definir inicialmente la amenaza sísmica que va a actuar en el modelo matemático, por tal motivo, se hace una breve descripción de los registros sísmicos empleados.

5.1.1 Definición de la amenaza

Para realizar el IDA, es necesario determinar el conjunto de registros sísmicos que se van a emplear en el análisis, por tal motivo se hace una estimación inicial del periodo fundamental de la estructura (T_e) mediante el desarrollo de un análisis previo en el programa CANNY, el cual solo se requiere de la geometría del modelo adoptado, así como de las propiedades de los materiales. Con base en este periodo, se seleccionan los registros cuyas intensidades máximas se presenten cerca del periodo fundamental de la estructura.

Como resultado del análisis previo, el periodo de la estructura fue de $T_e=0.15s$. Con base en esto, se concluye que los registros sísmicos cuya intensidad máxima se presenta cerca de dicho periodo son los que ocurren en terreno firme. De la Base Mexicana de Sismos Fuertes, BMSF (CBNDSF, 1992) se seleccionaron los eventos sísmicos del 25 de abril y 2 de mayo de 1989 en el Estado de Guerrero, México, debido a que es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, en la tabla 5.1 se muestran las estaciones empleadas en donde se tiene registrada la acción sísmica. De manera adicional y como parte de la información necesaria para introducir la información del registro sísmico en el programa empleado, se obtuvieron las velocidades máximas del suelo mediante el filtrado y corrección de base a cada uno de los registros sísmicos.

Tabla 5.1. Registros sísmicos empleados

No.	Eventos	Estación	Dirección
1	25 de abril y 2 de mayo de 1989, Guerrero	Coyuca	N90E
2			N00E
3		Cerro de Piedra	N90E
4			N00E
5		Las Mesas	S90E
6			S00E
7		El Paraíso	S90E
8			S00E
9		San Marcos	S90E
10			S00E
11		Teacalco	N90E
12			N00E
13		Las Vigas	S90E
14			S00E
15		Xaltianguis	N90E
16			N00E

En la fig. 5.2 se muestran los espectros de respuesta de pseudoaceleraciones de los registros sísmicos mencionados, así como la intensidad que cada registro le solicita a la estructura según su periodo fundamental de vibración (T_e).

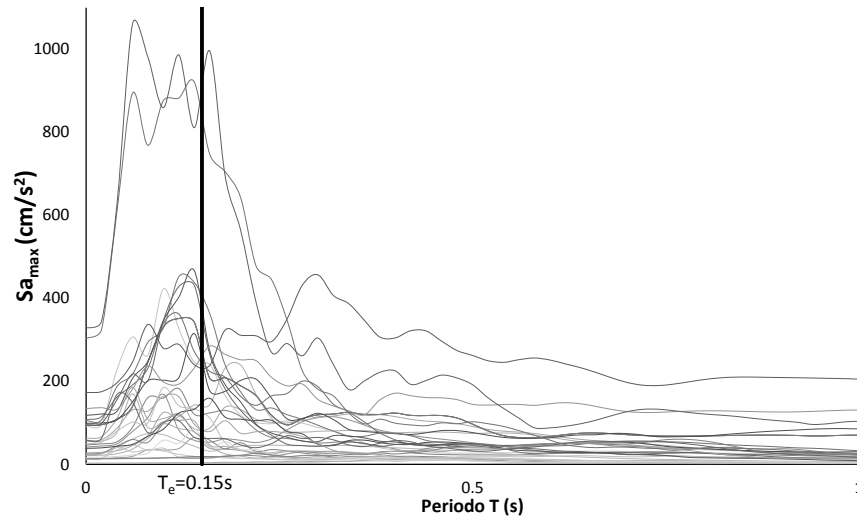


Figura 5.2. Espectros de respuesta de los registros sísmicos empleados

De cada evento sísmico que se muestra en la tabla 5.1, se tienen registradas 8 estaciones y de cada estación cuenta con dos registros sísmicos que actúan en direcciones perpendiculares entre sí (N90E-N00E y S90E-S00E). Por lo tanto, por cada registro sísmico empleado se obtiene una curva IDA. Estas curvas representan el comportamiento estructural esperado está dada por la media geométrica de todas las respuestas estructurales obtenidas para una aceleración específica. Debido a que no se conoce la dirección en la que la acción sísmica puede presentarse en la estructura, y lo que se pretende es considerar todas las posibilidades de la manera en la que se puede presentar el sismo, se realiza el análisis de los 36 sistemas estructurales en un sentido del sismo y posteriormente en el otro.

Con base en los análisis dinámicos no lineales realizados al modelo estructural del edificio propuesto por Arias (2005), se obtuvo un total 2304 curvas IDA, es decir, 64 curvas IDA (32 en cada dirección) para cada uno de los 36 sistemas estructurales conformados con base en las combinaciones de la tabla 5.1. En la figura 5.3 se muestran las curvas IDA obtenidas del análisis realizado al modelo estructural que representa al sistema con las propiedades mecánicas de diseño.

De las curvas obtenidas, se muestra que en la dirección X (fig. 5.3a) el nivel de las distorsiones de entrespiso de la mayoría de las curvas superan el máximo permitido en el RCDF (GDF, 2004c) (0.006) ante intensidades menores a 1g, caso contrario a la dirección Y (fig. 5.3b) en donde la mayoría de las curvas lo superan posterior a 1g. Lo anterior se asocia a la longitud de los muros que se ubican en la dirección X, ya que debido a su relación de área/ altura, éstos actúan más a flexión que a cortante. En la dirección Y se ubican los muros ME4 y ME7, que son de los muros más largos, por lo tanto, tienen una mayor capacidad de resistir la fuerzas cortante.

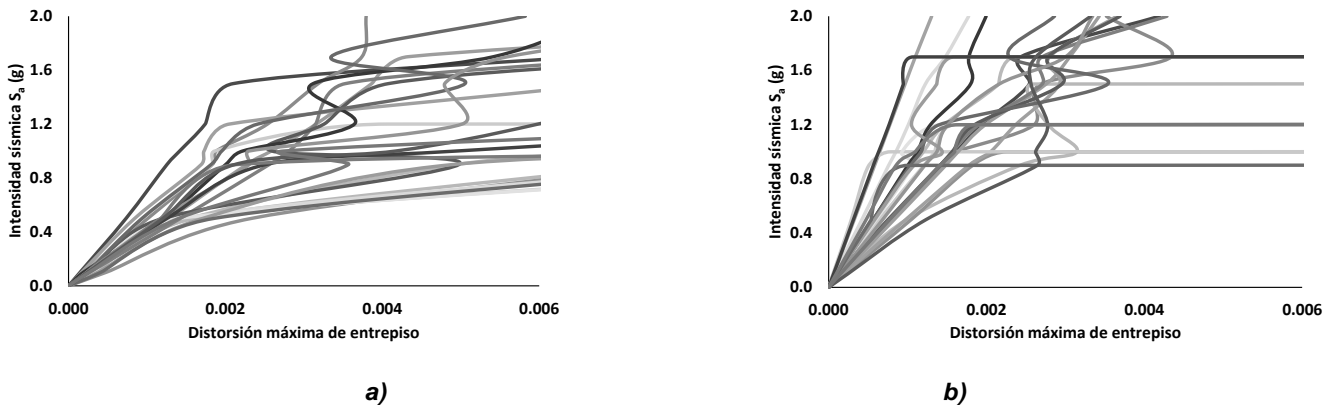


Figura 5.3. Curvas IDA para el sistema estructural con características de diseño a) Dirección X, b) Dirección Y

Para obtener la respuesta estimada del sistema estructural, se obtuvo el promedio de la respuesta para cada registro sísmico empleado de las curvas IDA obtenidas en ambas direcciones (fig. 5.3a y fig. 5.3b) para así obtener el conjunto de curvas que se muestra en la fig. 5.4. Las curvas IDA obtenidas que representan la respuesta promedio considerando cada uno de los registros sísmicos empleados de los demás sistemas estructurales, se muestran en el Apéndice C.

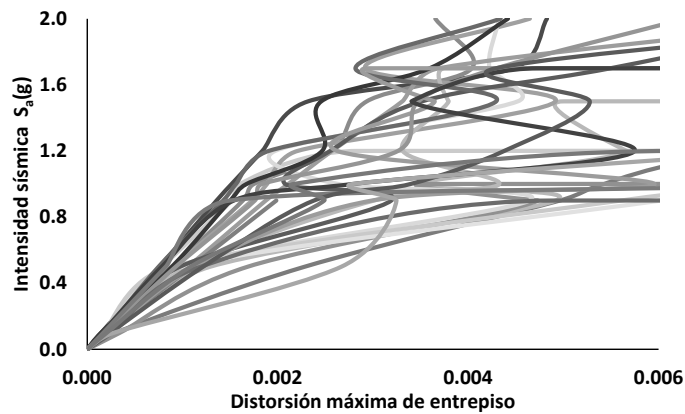


Figura 5.4. Curvas IDA del sistema estructural que representa a las consideraciones de diseño

5.2 Curvas de vulnerabilidad

Como se ha mencionado anteriormente, se selecciona el método analítico para obtener las funciones que estiman la vulnerabilidad de una estructura sujeta a una intensidad sísmica empleando la expresión que propone Miranda (1996) la cual depende directamente de la distorsión máxima de piso que genera la estructura durante la ocurrencia de un fenómeno (ec. 3.1).

En la fig. 5.5 se muestra la curva de vulnerabilidad obtenida del modelo que representa a la estructura con las propiedades mecánicas de diseño (CVD). De esta figura se aprecia que después de una intensidad de 0.5g, se presenta un incremento considerable del daño estructural, lo anterior se debe a la pérdida de rigidez que se presenta en los muros de mampostería después de alcanzar la distorsión de agrietamiento.

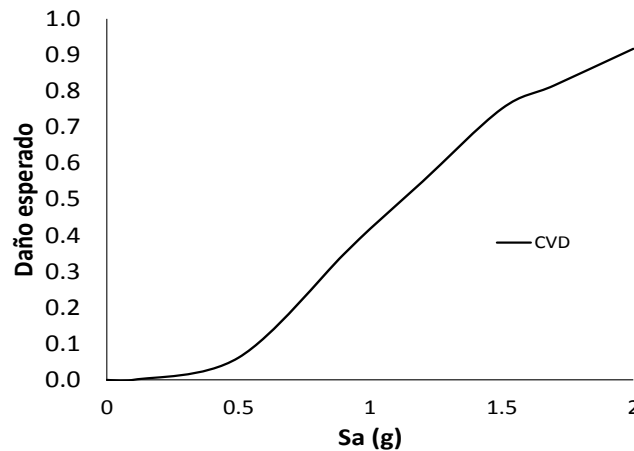


Figura 5.5. Curva de vulnerabilidad considerando las propiedades de diseño (CVD)

Posteriormente, se obtienen las curvas que definen la vulnerabilidad sísmica de cada uno de los 36 sistemas estructurales que se mencionan en la tabla 4.12. En la fig. 5.6 se muestra la comparación de la CVD que se muestra en la fig. 5.5 con las 36 curvas de vulnerabilidad obtenidas (curvas grises) y que van a representar la variación en las propiedades mecánicas de la mampostería.

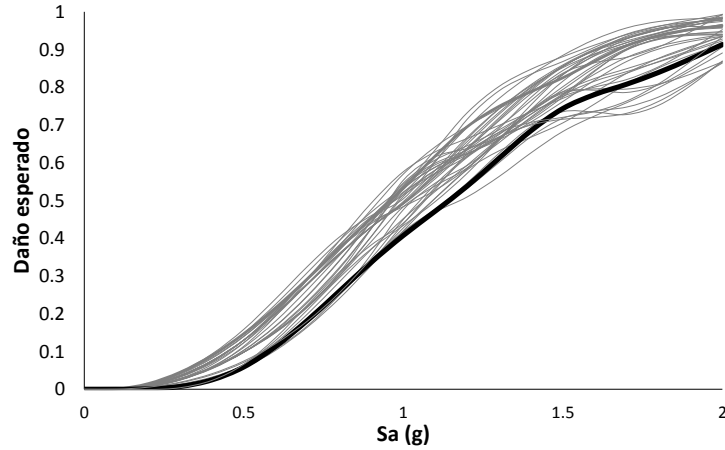


Figura 5.6. Conjunto de curvas de vulnerabilidad obtenidas

En la figura 5.7 se muestran las curvas de vulnerabilidad considerando únicamente la variación en la resistencia del concreto en elementos confinantes.

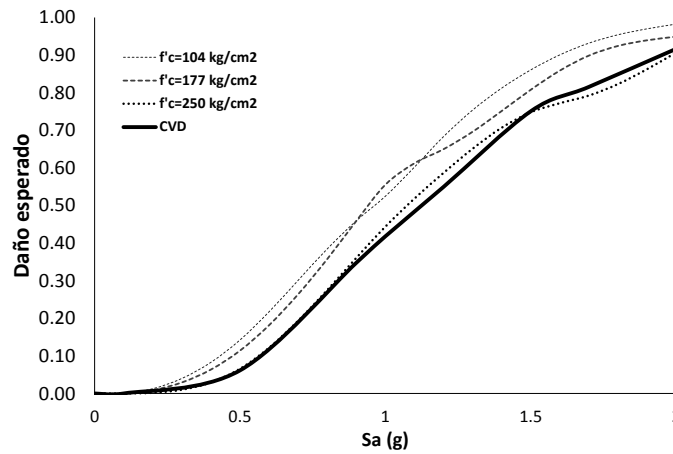


Figura 5.7. Curvas de vulnerabilidad obtenidas considerando la variación de la resistencia en el concreto

De igual manera, en la fig. 5.8 se muestran las curvas de vulnerabilidad que consideran como variable, la resistencia en la mampostería con base en su tipo de mortero y el espesor de junta.

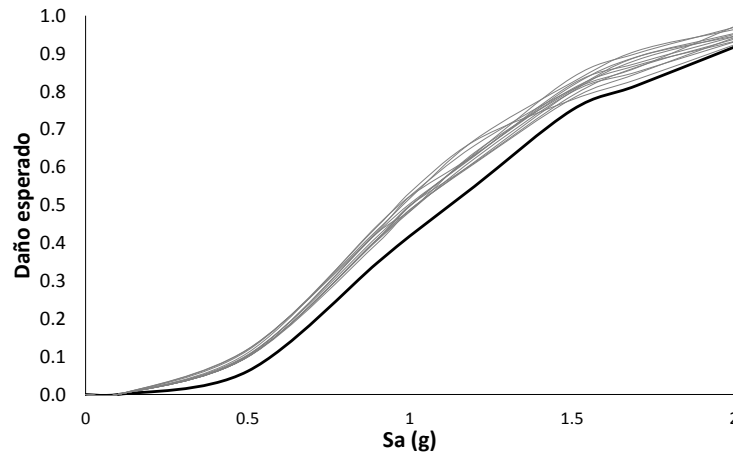


Figura 5.8. Curvas de vulnerabilidad considerando la variación en la resistencia de la mampostería

Con base en las figs. 5.7 y 5.8, se considera que si se determina la variación en la resistencia de los componentes que conforman a los muros de mampostería confinada de manera independiente (mampostería y elementos confinantes), se puede llegar a subestimar el daño esperado cuando se presenten las peores combinaciones, por tal motivo es necesario definir del conjunto de curvas de la fig. 5.6, aquellas que van a representar una variación en la resistencia “ALTA”, “MEDIA” y “BAJA” de cada uno de los componentes (mampostería y elementos confinantes) de tal manera que las calidades que se presenten en ambos elementos, estén correlacionadas entre sí.

5.3 Estimación de la vulnerabilidad sísmica considerando la variación en la resistencia

Para estimar la vulnerabilidad sísmica considerando la variación de la resistencia después del proceso de construcción de una estructura de mampostería confinada, es necesario definir inicialmente la manera en la que una persona puede determinar cualquiera de los tres tipos de niveles de variación. A continuación se hace una descripción de la misma.

5.3.1 Definición de los niveles de variación para cada elemento estructural

Se considera que las curvas de vulnerabilidad que van a representar una variación “ALTA”, “MEDIA” y “BAJA” después de construidos los castillos y cadenas de confinamiento, estarán en función de la resistencia del concreto, es decir, se considera que la curva de vulnerabilidad va a representar una

variación “BAJA” si la resistencia del concreto es la resistencia de diseño, para esta tesis de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y hasta un 85% menor de la misma. Así mismo, la curva va a representar una variación “MEDIA” si la resistencia del concreto es menor al 85% resistencia de diseño pero mayor o igual al 56% de la misma. Por último, se considera que existe una “ALTA” variación de la resistencia, cuando la resistencia del concreto es menor al 56% de la resistencia considerada en el diseño. En la tabla 5.2 se muestra una representación de lo anteriormente descrito.

Tabla 5.2. Representación de los valores que van estar en función de la variación en la resistencia de los castillos de confinamiento

Castillos y cadenas de confinamiento	Variación	Resistencia
	BAJA	$85\% f'c_{\text{Diseño}} \leq f'c_{\text{Obra}}$
	MEDIA	$56\% f'c_{\text{Diseño}} \leq f'c_{\text{Obra}} < 85\% f'c_{\text{Diseño}}$
	ALTA	$f'c_{\text{Obra}} < 56\% f'c_{\text{Diseño}}$

De igual manera, para considerar interacción entre los dos componentes (muro de mampostería y elementos confinantes), se realiza una clasificación de curvas de vulnerabilidad considerando los tres niveles de variación en los elementos confinantes y las 12 posibles combinaciones del espesor de junta y tipo de mortero considerados en esta tesis (tabla 4.12), los cuales representan la variación en la resistencia en la mampostería.

En la tabla 5.3 se muestran los valores del daño esperado que toman en cuenta una variación en resistencia “BAJA” de los elementos confinantes.

Tabla 5.3 Daño esperado considerando una variación en resistencia “BAJA” en los elementos confinantes

Sa (g)	Daño esperado											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07
0.90	0.34	0.34	0.34	0.37	0.34	0.33	0.37	0.36	0.34	0.34	0.35	0.38
1.00	0.41	0.42	0.41	0.43	0.43	0.42	0.45	0.48	0.42	0.44	0.45	0.44
1.20	0.54	0.53	0.55	0.57	0.58	0.51	0.59	0.59	0.58	0.61	0.62	0.62
1.50	0.74	0.72	0.74	0.79	0.78	0.68	0.78	0.78	0.71	0.74	0.72	0.72
1.70	0.81	0.75	0.73	0.79	0.80	0.76	0.82	0.84	0.81	0.84	0.73	0.76
2.00	0.91	0.86	0.87	0.91	0.87	0.89	0.95	0.92	0.92	0.93	0.87	0.93

En la fig. 5.9 se muestra la comparación de la CVD con las 12 combinaciones de la tabla anterior, que consideran una variación en resistencia “BAJA” en elementos confinantes.

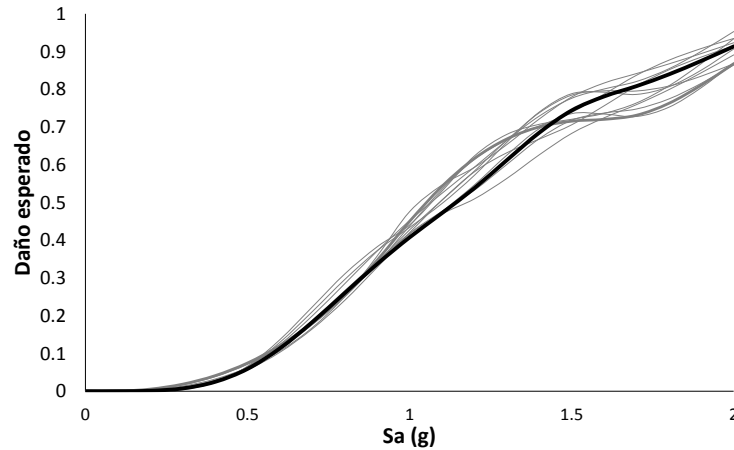


Figura 5.9. Comparación de la CVD con aquellas que consideran una variación en resistencia “BAJA” en elementos confinantes

En la figura anterior se observa que a partir de una intensidad de 1g, algunas curvas presentan un valor de daño menor que la CVD. Lo anterior se asocia a las combinaciones de la tabla 4.12 donde existen valores de los PVR y PVE mayores a 1, por lo tanto, presentan una mayor resistencia estructural que la del sistema con propiedades de diseño.

Por otro lado, en la tabla 5.4 se muestran los valores del daño esperado tomando en cuenta una variación en resistencia “MEDIA” en los elementos confinantes y las distintas variaciones del espesor de junta y tipo de mortero en la construcción de la mampostería.

Tabla 5.4 Daño esperado considerando una variación en resistencia “MEDIA” en los elementos confinantes

Sa (g)	Daño esperado											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.12	0.12	0.11	0.11
0.90	0.43	0.43	0.41	0.44	0.43	0.41	0.39	0.44	0.44	0.46	0.49	0.44
1.00	0.53	0.55	0.51	0.55	0.54	0.52	0.48	0.54	0.48	0.53	0.58	0.52
1.20	0.62	0.64	0.63	0.65	0.62	0.62	0.59	0.63	0.59	0.64	0.66	0.62
1.50	0.78	0.77	0.78	0.79	0.76	0.79	0.83	0.80	0.82	0.83	0.77	0.84
1.70	0.90	0.90	0.88	0.90	0.87	0.85	0.91	0.90	0.91	0.94	0.84	0.88
2.00	0.94	0.96	0.94	0.94	0.94	0.94	0.97	0.95	0.94	0.96	0.93	0.99

En la fig. 5.10 se muestra la comparación de la CVD con las 12 combinaciones de la tabla anterior, que consideran una variación en resistencia “MEDIA” en elementos confinantes.

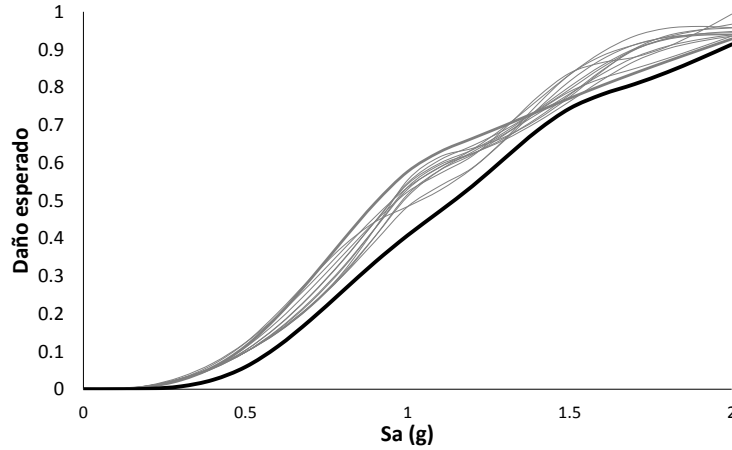


Figura 5.10. Comparación de la CVD con aquellas que consideran una variación en resistencia “MEDIA” en elementos confinantes

En la fig. 5.10 se observa que debido a las condiciones de la mampostería y elementos confinantes, el conjunto de curvas obtenidas presentan un valor de daño esperado mayor al de la CVD a partir de intensidades menores a 0.5g.

En la tabla 5.5 se muestran los valores del daño esperado que toman en cuenta una variación en resistencia “ALTA” en los elementos confinantes, correspondiente a una resistencia del concreto de 104 kg/cm².

Tabla 5.5 Daño esperado considerando una variación en resistencia “ALTA” en los elementos confinantes

Sa (g)	Daño esperado											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.14	0.13	0.16	0.15	0.15	0.14
0.90	0.43	0.43	0.44	0.43	0.43	0.43	0.45	0.46	0.46	0.47	0.45	0.48
1.00	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.50	0.52	0.51	0.50	0.54	0.53	0.57
1.20	0.65	0.63	0.66	0.64	0.66	0.67	0.69	0.64	0.72	0.73	0.70	0.70
1.50	0.86	0.85	0.86	0.86	0.86	0.85	0.88	0.84	0.87	0.88	0.83	0.83
1.70	0.93	0.93	0.93	0.92	0.93	0.92	0.96	0.92	0.94	0.94	0.91	0.93
2.00	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.99	0.98	0.98	0.98	0.99	0.96	0.98

En la fig. 5.11 se muestra la comparación de la CVD con las 12 combinaciones de la tabla anterior, que consideran una variación “ALTA” en elementos confinantes.

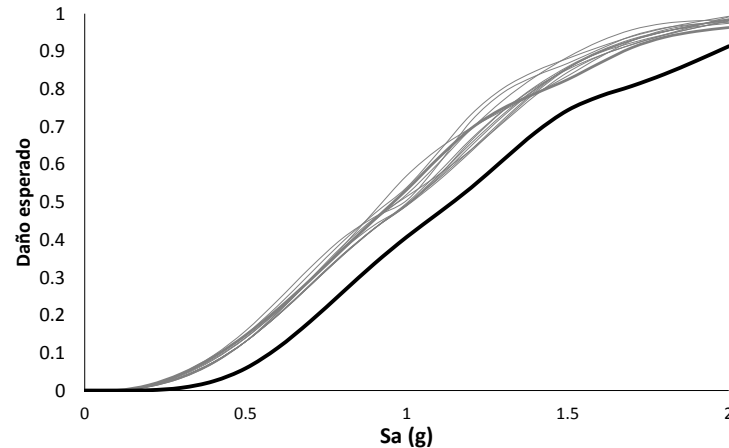


Figura 5.11. Comparación de la CVD con aquellas que consideran una variación en resistencia “ALTA” en elementos confinantes

Debido a que se requiere establecer la variación en la resistencia del muro de mampostería únicamente en tres niveles (“ALTA”, “MEDIA” y “BAJA”) se llevó a cabo una clasificación de las curvas de vulnerabilidad de las 12 combinaciones de resistencia de mortero y espesor de junta para cada nivel de variación de los elementos confinantes.

Esta clasificación se llevó a cabo considerando qué tan alejadas o cercanas estuvieran las curvas de vulnerabilidad de las 12 combinaciones respecto a la CVD. Con base en esta selección, se considera que la curva de vulnerabilidad que va a representar una variación “BAJA” se obtiene del promedio de las cuatro curvas conformadas por un mortero tipo I y II, en combinación con espesores de 1.5 y 2 cm y que tengan como base, una variación en la resistencia del concreto “BAJA” (tabla 5.2).

De igual manera, para considerar una variación “ALTA”, se toma el promedio de las curvas que tienen como base una variación en resistencia del concreto “ALTA” (tabla 5.2) y que están conformadas por mortero tipo III y espesores de junta de 2, 3 y 4 cm así como de las curvas obtenidas considerando un mortero tipo II y un espesor de junta de 4 cm.

Asimismo, para considerar una variación “MEDIA”, se toma el promedio de aquellas cuyo comportamiento se encuentre en medio de las 8 curvas anteriores y que tengan como base una variación en la resistencia del concreto “MEDIA” (tabla 5.2). En este caso, se conforma de las curvas obtenidas de mortero tipo I y espesores de junta de 3 y 4 cm, así como de las curvas obtenidas

considerando un mortero tipo II con un espesor de junta de 3 cm y un mortero tipo III con espesor de junta de 1.5 cm.

Debido a que en el ejemplo de aplicación se emplea una resistencia de diseño del mortero correspondiente al tipo I según el RCDF (GDF, 2004c), en esta tesis se hace la consideración que el valor medio que va representar una variación en la resistencia “baja” estará dado por este tipo de mortero. Asimismo, el valor medio que representará una variación en la resistencia “media” y “alta” corresponderá a la resistencia equivalente a un mortero tipo II y III, respectivamente. Con base en lo anterior, en la tabla 5.6 se proponen intervalos, empleando un porcentaje de la resistencia de diseño del mortero, para asignar el nivel de variación en la resistencia del mortero que se presenta en un muro ya construido.

Tabla 5.6. Intervalos de valores en función de la resistencia del mortero

	Variación	Resistencia
Mortero	baja	$80\% f'c_{\text{Mortero Diseño}} \leq f'c_{\text{Mortero Obra}}$
	media	$46\% f'c_{\text{Mortero Diseño}} \leq f'c_{\text{Mortero Obra}} < 80\% f'c_{\text{Mortero Diseño}}$
	alta	$f'c_{\text{Mortero Obra}} < 46\% f'c_{\text{Mortero Diseño}}$

En la tabla 5.7 se muestra una representación de la clasificación de los tres niveles de variación en la resistencia de los muros de mampostería partiendo de las clasificaciones descritas en los párrafos anteriores.

Tabla 5.7. Nivel de variación en la resistencia del muro de mampostería en función de la resistencia del mortero y del espesor de junta

		Espesor de junta (cm)			
		1.5	2	3	4
Variación en la resistencia del mortero	baja	BAJA	BAJA	MEDIA	MEDIA
	media	BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA
	alta	MEDIA	ALTA	ALTA	ALTA

Una vez definidas las curvas que representarán a los tres niveles de variación para los muros, castillos y cadenas de confinamiento, se procede a obtener los valores de α_f que definen la modificación del daño esperado.

5.3.2 Obtención del parámetro α_f

En la fig. 5.12 se muestran las curvas que representan la diferencia entre el valor de daño esperado de la CVD con los valores de daño esperado de las curvas que representan los tres niveles de variación en la mampostería y que toman como base una variación “BAJA” en castillos de confinamiento (líneas grises). De igual manera, se muestran las curvas (líneas negras) que se ajustan a estos valores obtenidos de emplear la ec. 5.1, obtenida con el método de ajuste sinusoidal que presenta un factor de correlación del 85%.

$$\alpha_f = a + b \cos(cx + d) \tag{5.1}$$

donde a , b , c y d son constantes que se presentan en la tabla 5.8, x es una intensidad de demanda considerada.

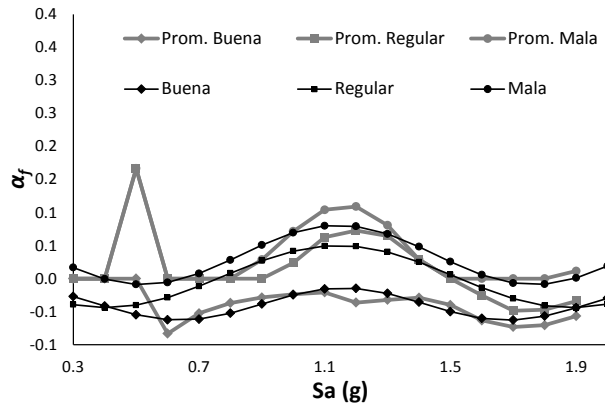


Figura 5.12. Valores de α_f que consideran una variación “BAJA” en los elementos de confinamiento y “BAJA”, “MEDIA” y “ALTA” en los muros de mampostería

Así mismo, en la fig. 5.13 se muestran las curvas que representan la diferencia entre el valor de daño esperado de la CVD con los valores de daño esperado de las curvas que representan los tres niveles de variación en la mampostería y que toman como base una variación “MEDIA” en castillos de confinamiento (líneas grises). La expresión que se ajusta a los valores es la que se muestra en la ec. 5.2, obtenida con el modelo de Hoerl modificado, que presenta un factor de correlación de 97%.

$$\alpha_f = ab \left(\frac{1}{x}\right)^c \tag{5.2}$$

donde a , b , c y d son constantes que se presentan en la tabla 5.8, x es una intensidad de demanda dada.

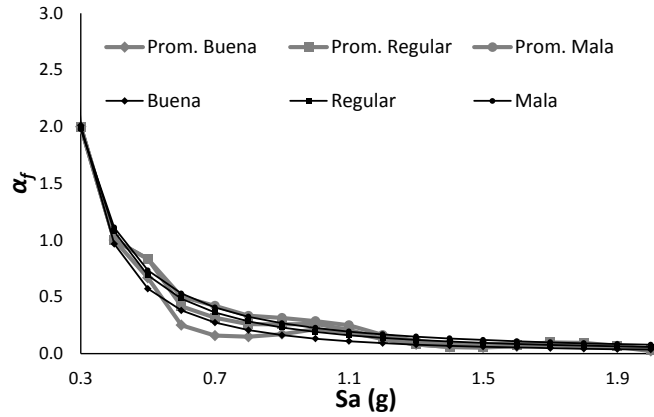


Figura 5.13. Valores de α_f que consideran una variación “MEDIA” en los elementos de confinamiento y “BAJA”, “MEDIA” y “ALTA” en los muros de mampostería

En la fig. 5.14 se muestran las curvas que representan la diferencia entre el valor de daño esperado de la CVD con los valores de daño esperado, de las curvas que representan los tres niveles de variación en la mampostería y que toman como base una variación “ALTA” en castillos de confinamiento (líneas grises) . Para estas curvas se emplea la ec. 5.3 obtenida mediante el modelo MMF y presenta un factor de correlación del 99%.

$$\alpha_f = \frac{(a \cdot b + c \cdot x^d)}{(b + x^d)} \tag{5.3}$$

donde a , b , c y d son constantes que se presentan en la tabla 5.8, x es una intensidad de demanda dada.

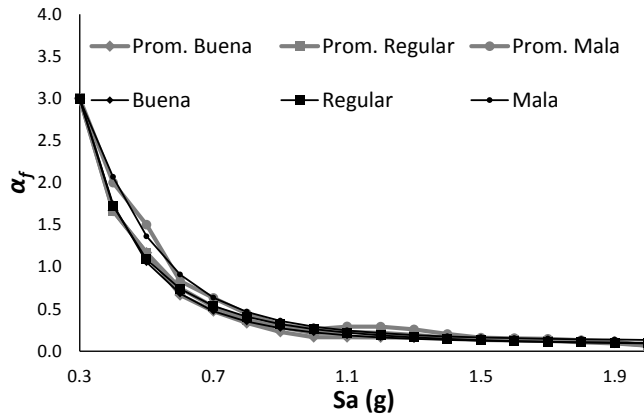


Figura 5.14. Valores de α_f que consideran una variación “ALTA” en los elementos de confinamiento y “BAJA”, “MEDIA” y “ALTA” en los muros de mampostería

En la tabla 5.8 se muestran las ecuaciones propuestas y las diferentes constantes para determinar los valores de α_f , con los cuales se podrán afectar curvas de vulnerabilidad de estructuras de mampostería obtenidas de considerar características de diseño y reflejar la variación de la resistencia de los elementos estructurales durante su proceso constructivo.

Tabla 5.8. Ecuaciones propuestas para determinar α_f

		Muro de mampostería (tabla 5.7)		
		BAJA	MEDIA	ALTA
Castillos de confinamiento (tabla 5.2)	Nivel de variación			
	BAJA	$\alpha_f = a + b \cos(cx + d)$ a= -0.039 b= 0.024 c= 6.048 d= -0.730	$\alpha_f = a + b \cos(cx + d)$ a= 0.003 b= 0.047 c= 4.245 d= -4.859	$\alpha_f = a + b \cos(cx + d)$ a= 0.036 b= 0.045 c= 5.061 d= -5.790
	MEDIA	$\alpha_f = ab \left(\frac{1}{x}\right) x^c$ a= 0.098 b= 1.344 c= -1.695	$\alpha_f = ab \left(\frac{1}{x}\right) x^c$ a= 0.157 b= 1.212 c= -1.578	$\alpha_f = ab \left(\frac{1}{x}\right) x^c$ a= 0.183 b= 1.233 c= -1.398
ALTA	$\alpha_f = \frac{(a \cdot b + c \cdot x^d)}{(b + x^d)}$ a= 0.081 b= 44.873 c= 6.517 d= -2.999	$\alpha_f = \frac{(a \cdot b + c \cdot x^d)}{(b + x^d)}$ a= 0.051 b= 57.966 c= 4.227 d= -3.274	$\alpha_f = \frac{(a \cdot b + c \cdot x^d)}{(b + x^d)}$ a= 0.114 b= 22.204 c= 4.227 d= -3.274	

Estas ecuaciones son válidas para intensidades mayores a 0.2g, considerando que no se presenta daño en la estructura hasta después de dicha intensidad. En las siguientes figuras se muestran las curvas que se obtienen de afectar a la CVD con el parámetro α_f que se obtiene de emplear las ecuaciones de la tabla anterior.

En la fig. 5.15 se muestran las curvas de vulnerabilidad cuando la variación en la resistencia del muro de mampostería es “ALTA”, “MEDIA” y “BAJA” y la variación en la resistencia del concreto en castillos y cadenas de confinamiento es “ALTA”. De la figura se observa que las curvas que representan los tres tipos de calidad de la mampostería no varían entre ellas considerablemente, y como se mencionó anteriormente, esto se debe a la falta de un adecuado confinamiento en los muros por tener una calidad mala en los elementos confinantes. La curva más alejada presenta una diferencia del 26% respecto a la CVD.

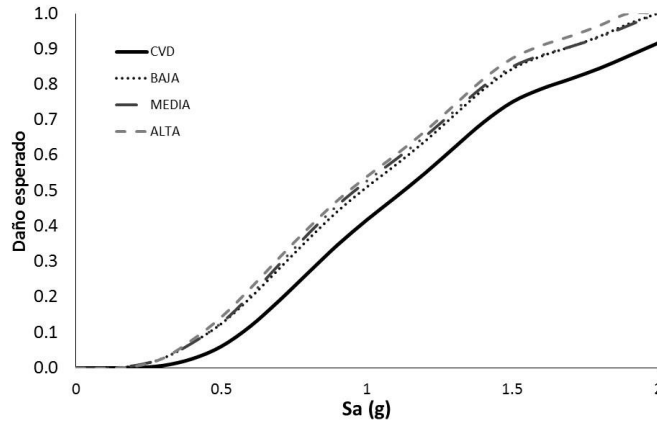


Figura 5.15. Curvas de vulnerabilidad para los tres niveles de variación de resistencia en la mampostería y variación "ALTA" en castillos y cadenas

En la fig. 5.16 se muestran las curvas que se obtienen de afectar a la CVD con los valores que representan una variación "ALTA", "MEDIA" y "BAJA" en la mampostería y una calidad "MEDIA" en los castillos y cadenas de confinamiento. La curva más alejada presenta una diferencia del 19% respecto a la CVD. A diferencia de las curvas de la fig. 5.15, se considera que en estas curvas, el muro sí actúa como un muro de mampostería confinada, sin embargo, la variación "MEDIA" del concreto en los elementos confinantes provoca un incremento considerable en el daño esperado.

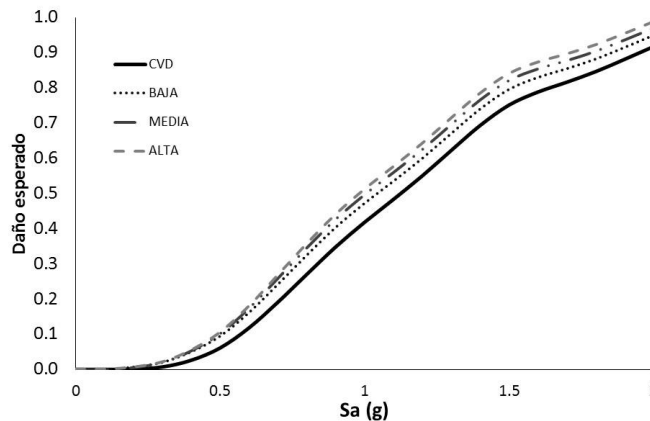


Figura 5.16. Curvas de vulnerabilidad para los tres niveles de variación de resistencia en la mampostería y variación "MEDIA" en castillos

De igual manera, en la fig. 5.17 se muestran las curvas que representan una calidad "ALTA", "MEDIA" y "BAJA" para muros de mampostería con una variación en la resistencia "BAJA" en castillos y muros de confinamiento. De la figura se observa que si se cuenta con una variación "BAJA" tanto en muros de mampostería como en castillos y cadenas de confinamiento, la curva obtenida tiene un valor de

daño esperado menor al estimado de la CVD, presentando una mejora de aproximadamente 5% respecto a la CVD para intensidades mayores a 1.5g.

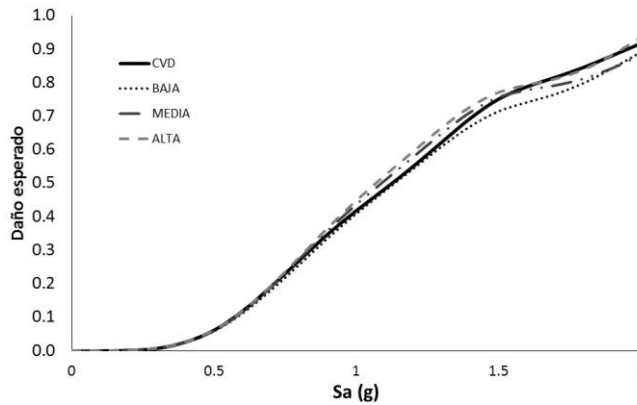


Figura 5.17. Curvas de vulnerabilidad para los tres niveles de variación de resistencia en la mampostería y variación “BAJA” en castillos

A manera de resumen, en la fig. 5.18 se muestran el conjunto de curvas de vulnerabilidad que se muestran en las figs. 5.15, 5.16 y 5.17 y que representan la variación en la resistencia, “ALTA”, “MEDIA” y “BAJA” que se puede presentar en los elementos ya construidos que conforman al muro de mampostería confinada (los castillos, cadenas de confinamiento y muros de mampostería) y por lo tanto, de la estructura en general. Donde cada curva representa una combinación entre los tres niveles de variación en los elementos confinantes y en la mampostería, por ejemplo: (C-A, M-A) corresponde a la curva cuya variación de la resistencia en los elementos confinantes (C) es ALTA (A) representado por (C-A), y la variación de la resistencia en la mampostería (M) también es ALTA (A) representado por (M-A).

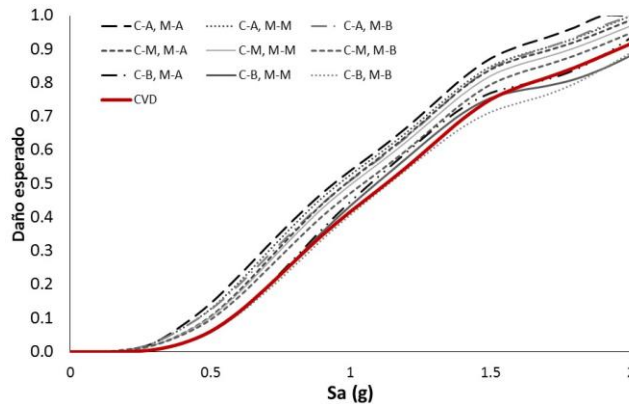


Figura 5.18. Curvas de vulnerabilidad para las tres calidades en la mampostería, castillos y cadenas de confinamiento

Con base en los resultados obtenidos en este capítulo, se considera que los valores propuestos de α_f , estiman de una manera cuantitativa la variación del comportamiento de una estructura de mampostería y determinan el cambio en el daño esperado asociado a una intensidad sísmica, ambos considerando la variación de la resistencia que se presenta después del proceso de construcción, sin embargo, es necesario repetir el procedimiento propuesto en otros sistemas estructurales con diferentes configuraciones, propiedades de materiales y números de niveles con la finalidad de tener un mayor respaldo numérico que permita determinar la influencia que esta variación representa en cualquier tipo de estructura.

Capítulo 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

En esta tesis se propuso una metodología para estimar la vulnerabilidad sísmica en estructuras de mampostería considerando la variación en la resistencia de los elementos estructurales ya construidos comparada con la considerada en el diseño.

De igual forma, se propuso una expresión para modificar curvas de vulnerabilidad que consideren características de diseño de una estructura de mampostería confinada, con base en tres niveles de variación: “BAJA”, “MEDIA” y “ALTA”. Lo anterior se hizo mediante la inclusión de un parámetro α_f que está en función de la variación en la resistencia de los muros de mampostería y de los elementos de confinamiento. De los resultados se observó que el daño físico estimado de una estructura de mampostería durante la ocurrencia de un sismo, puede llegar a ser de casi un 30% mayor al estimado con características de diseño, debido a una “ALTA” variación en la resistencia de los elementos que componen a la mampostería confinada.

Los resultados obtenidos en esta tesis permiten estimar de una manera cuantitativa, la influencia que representa la variación en la resistencia de los elementos ya construidos que conforman al muro de mampostería confinada, en el daño estimado con las condiciones de diseño y se espera proporcionen las bases para que estudios futuros consideren los efectos que produce dicha variación en otros tipos de sistemas estructurales.

De las referencias analizadas en esta tesis acerca del comportamiento estructural de muros y edificios de mampostería, así como de la estimación de la vulnerabilidad sísmica que se han desarrollado en México y en el mundo, se observó que no existe algún trabajo que proporcione información o una expresión para modificar curvas de vulnerabilidad con características de diseño y que tomen en cuenta la variación en la resistencia de los materiales de estructuras de mampostería ya construidas (elementos confinantes y muro mampostería).

Debido a la falta de información necesaria para emplear otros parámetros que contribuyen en la variación de la resistencia de los muros de mampostería confinada, en esta tesis, se consideraron únicamente tres Parámetros de Variación de Resistencia (PVR): el tipo de mortero (PVM), el espesor de junta de mortero (PVE), y la calidad del Concreto cadenas y castillos de confinamiento (PVC), sin embargo, se comprobó que estos parámetros influyen considerablemente en el comportamiento estructural de un edificio de mampostería, los dos primeros por su contribución en muros que fallan a cortante, ya que en esa zona es donde ocurre el agrietamiento a tensión y deslizamiento debido a esfuerzos tangenciales y el último por la participación que éste tiene en el confinamiento del muro de mampostería.

Para implementar la metodología propuesta, se utilizó el sistema estructural empleado por Arias (2005) debido a que existía información disponible sobre la configuración arquitectónica, dimensiones de los elementos estructurales y las propiedades de diseño de los materiales que conforman a dichos elementos, información necesaria para representar esquemáticamente a dicho sistema estructural. De igual manera, mediante una búsqueda detallada se encontró información de ensayos experimentales (Cruz, 2010) realizados en muros de mampostería confinada con similares tipologías y relaciones de aspecto a aquellos muros conformados por el sistema, lo que permitió obtener, mediante la reproducción analítica del comportamiento estructural de cada uno de estos muros, los parámetros necesarios para incluir en el modelo, el comportamiento real de los muros de mampostería, y con ello reducir considerablemente la incertidumbre de la respuesta de toda la estructura.

El estudio del comportamiento de la estructura se realizó a través de análisis dinámicos incrementales (IDA). Con este análisis fue posible conocer su comportamiento estructural durante todo el intervalo de tiempo, con ello, se logró realizar un estudio minucioso de la respuesta estructural debido a las variaciones de la resistencia de sus elementos estructurales. Así mismo, se empleó una combinación

de registros sísmicos asociados a movimientos del suelo en un modelo que describe el comportamiento de la estructura en términos de sus propiedades dinámicas.

Se empleó el modelo de “Elemento cortante” para representar el comportamiento de la mampostería y el modelo de “fibras” para representar a los elementos confinantes, debido al nivel de detalle que permiten realizar estos modelos para estudiar el comportamiento de cada uno de los componentes que conforman al muro de mampostería confinada. Sin embargo, es elección del lector la selección de los modelos de comportamiento que se empleen para reproducir la metodología propuesta por el autor de esta tesis. De los resultados se observó que la respuesta analítica del muro de mampostería confinada fue aproximada a la respuesta experimental obtenida por Cruz (2010).

Al obtener las curvas IDA para la estructura con las propiedades de diseño, se observó que el nivel de las distorsiones de entrepiso de la mayoría de las curvas superaron el máximo permitido en el RCDF (GDF, 2004c) (0.006) ante intensidades menores a 1g, caso contrario a la dirección Y (fig. 5.3b) en donde la mayoría de las curvas lo superaron posterior a 1g. Lo anterior se asocia a la longitud de los muros que se ubican en la dirección X, ya que debido a su relación de área/ altura, éstos actúan más a flexión que a cortante. En la dirección Y se ubican los muros ME4 y ME7, que son de los muros más largos, por lo tanto, tienen una mayor capacidad de resistir la fuerzas cortante.

Se propuso la clasificación “ALTA”, “MEDIA” y “BAJA” para calificar, de una manera práctica, la variación de la resistencia de la mampostería y de los elementos confinantes de una estructura ya construida, lo que permite que el lector modifique, con base en la presencia de ciertas condiciones en los muros definidas en esta tesis, la curva de vulnerabilidad sísmica de una estructura de mampostería confinada de uso habitacional con características de diseño (CVD).

6.2 Recomendaciones

Para representar analíticamente el comportamiento estructural de los muros de mampostería que conforman al sistema estructural propuesto, se emplearon los resultados obtenidos de una modelación de muros de mampostería con tipologías similares y relaciones de aspecto, por lo tanto, se considera que los resultados obtenidos fueron aceptables. Sin embargo, para tener mejor aproximación en los efectos que produce la variación en las propiedades mecánicas, se recomienda emplear la

metodología propuesta en un sistema estructural que cuente con ensayos experimentales de los muros de mampostería que lo conforman.

Para demostrar la efectividad de las expresiones propuestas, se recomienda llevar a cabo más análisis de estructuras con las propiedades que en realidad tienen y compararlas con las que se consideraron en el diseño.

Debido a la regularidad del sistema estructural empleado, se despreciaron los efectos que produce la torsión en el sistema, por lo tanto, se recomienda aplicar la metodología propuesta en un sistema estructural que considere dichas torsiones para determinar el nivel de variación que ésta le produce a la CVD.

Debido a que la metodología propuesta se realizó para un solo tipo de sistema estructural, se recomienda emplear la metodología propuesta en otros sistemas estructurales con diferentes dimensiones, propiedades de materiales, número de niveles, entre otros, con la finalidad de tener un mayor respaldo numérico de lo que representa la variación en la resistencia de los elementos estructurales en cualquier otro tipo de sistema estructural.

En esta tesis, se emplearon únicamente tres parámetros para determinar la variación en la resistencia de los muros de mampostería, sin embargo, como se comentó en esta tesis, existen otros parámetros que también influyen de manera importante en dicha variación de resistencia, por lo que, se recomienda realizar estudios experimentales en muros de mampostería considerando parámetros diferentes a los empleados en esta tesis, con la finalidad de incluir, en trabajos posteriores los resultados que se obtengan.

En la variación de la resistencia de elementos confinantes se consideraron tres casos, el valor de resistencia considerado de diseño, un valor bajo y un valor medio, lo anterior con la finalidad de tomar en cuenta los casos más desfavorables, sin embargo, no se descarta la posibilidad de que el valor de la resistencia de los elementos confinantes sea mayor a la establecida en el diseño, por lo que, se recomienda realizar estudios posteriores donde se determine la influencia que representa esta variación en la resistencia.

Referencias

- Abrams, D. (1992). Strength and behavior of unreinforced masonry elements, Memorias del X Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, A. A. Balkema, Rotterdam, Países Bajos, 3475-3480.
- Agudelo, J. y López, R. (2009). Curvas de fragilidad para estructuras de pórticos de hormigón armado con paredes de mampostería. Caso de estudio: estructuras de 1 y 2 niveles en Puerto Rico, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 9:1-2, pp. 163.
- Aguilar, G., Cano, G. y Alcocer, S. (1994). Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales, Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. I, pp. 66-74, Zacatecas, México.
- Ahmad, S. y Shah, S. (1982). Complete triaxial stress-strain curves for concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 108:4, pp. 728-742.
- Alcocer, S. (1997). Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Vol. I, pp. 164-191, Veracruz, México.
- Álvarez, J. y Alcocer, S. (1994). Influencia de refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada, Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pp. 815-825, Zacatecas, México.
- Arias, J. (2005). Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de edificio de mampostería confinada de tres niveles, Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Applied Technology Council (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Vol. 1, California, Estados Unidos.
- Barbat, A. y Pujades, L. (2004). Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona, Memorias del VI Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Sísmica, Guimarães, Portugal, pp. 229-252.
- Cázares, U., Niño, M. y Reinoso, E. (2011). Vulnerability functions for buildings due to liquefaction, Memorias del XV Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Lisboa, Portugal.
- Chopra, A. y Goel, R. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*. 31: 561-582.
- Chopra, A. y Goel, R. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*. 33: 903-927.
- Comité de la Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes (1992). Base Mexicana de Sismos Fuertes.
- Coull, A. y Choudhury, J. (1967a). Stresses and deflections in coupled shear walls. *ACI Journal*, 64:2, pp. 65-72.
- Coull, A. y Choudhury, J. (1967b). Analysis of coupled shear walls, *ACI Journal*, 64:9, pp. 587-593.
- Cruz, O. (2010). Ensayo de 7 muros de mampostería confinada a escala natural de distinta longitud y con piezas multiperforadas de arcilla, Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

- El-Dash, K. y Ramadan, M. (2006). Effect of aggregate on the performance of confined concrete, *Cement and Concrete Research* N. 36, pp. 599-605.
- Esteva, L. (1963). Estimaciones de daños probables producidos por temblores en edificios, *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, I, N.1*.
- Esteva, L., Díaz, O., Terán, A. y García, J. (1988). Costos probables de daños causados por temblores en construcciones, *Informe interno 8750*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- CEN (2004). Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004, Bruselas, Bélgica.
- CEN (2005). Eurocode 6, Design of masonry structures part 1-1: common rules for reinforced and unreinforced masonry structures, EN 1996-1-1:2005, Bruselas, Bélgica.
- Federal Emergency Management Agency (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Rep. FEMA 273, Washington (DC), EUA.
- Federal Emergency Management Agency (1998). Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, Rep. FEMA 306, Washington (DC), EUA.
- Gallegos, H. (1989). Albañilería Estructural, Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, Lima, Perú.
- Gobierno del Distrito Federal (2000). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Informe en desarrollo, México.
- Gobierno del Distrito Federal (2004a). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I No. 103-bis, pp. 4-53.
- Gobierno del Distrito Federal (2004b). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II No. 103-bis, pp. 55-77.
- Gobierno del Distrito Federal (2004c). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Hognestad, E. (1951). A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, Bulletin Series No. 399, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Ill.
- Jean, R. y Cesin, J. (2000). Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería, Primer Simposio Nacional de Estructuras de Mampostería para la Vivienda, México.
- Lang, K. (2002). Seismic vulnerability of existing buildings, Tesis Doctoral, Swiss Federal Institute of Technology Zurich, Suiza.
- Li, K. (2010). CANNY For Three-Dimensional Nonlinear Static and Dynamic Structural Analysis. Manual de usuario.
- Maldonado, E., Chio, G. y Gómez, I. (2007). Índice de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mampostería basado en la opinión de expertos, *Ingeniería y Universidad*, Pontificia Universidad Javeriana, 11:2, pp. 149-168.
- Maldonado, E., Gómez, I. y Chio, G. (2007). Aplicación de los conjuntos difusos en la evaluación de los parámetros de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería, *Ingeniería y Desarrollo*, Universidad del Norte, 22: 1, pp.22.

- Maldonado, E., Gómez, I. y Chio, G. (2008). Funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño sísmico para edificaciones de mampostería utilizando técnicas de simulación. *DYNA*, 75:155, pp. 63-76.
- Manfredi, G., Mazzolani, S. y Masi, A. (1992). Review of existing in experimental in testing of masonry structures subjected to horizontal loads, *Memorias del X Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*, Balkema, Rotterdam, Países Bajos.
- Meli, R. (1976). Bases para los criterios del diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, *Serie Azul del Instituto de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México, No. 375, pp. 137-157.
- Miranda, E. (1996). Assesment of the seismic vulnerability of existing buildings, *Memorias del X Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*, Guerrero, México.
- Neunhofer, A. (2006). Lateral stiffness of shear walls with openings, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 132:11, pp. 1846-1851.
- Orduña, A. y Ayala, G. (2001). Análisis no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales, *Engenharia Civil, UM*, N. 11.
- Parral, G. (2007). Influencia del espesor de la junta en las propiedades mecánicas de muros de mampostería de tabique, Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Ruiz, J. (2009). Evaluación de la fragilidad basada en distorsión lateral para muros de mampostería confinada, *Revista de Ingeniería Sísmica*, N. 80, pp. 63-83.
- Martinez, S., Nilson, A. y Slate, F. (1984). Spirally reinforced high-strength concrete columns, *ACI Journal*, 81:5, pp. 431– 442.
- Ahmad, S. y Shah, S. (1982). Complete triaxial stress–strain curves for concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 108:4, pp. 728– 742.
- Salgado, A. (2005). Daños por sismo esperados en las viviendas tradicionales de ciertos centros históricos del sureste mexicano, *Memorias de XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guerrero, México.
- Salonikios, T., Karaskostas, C., Lekidis, V. y Anthonie, A. (2003). Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames, *Engineering Structures*, 25:12, pp.1515–1523.
- Sánchez, T. (1995) Diseño y construcción de estructuras de mampostería, En Curso sobre seguridad sísmica de las construcciones para directores responsables de obra, Sistema Nacional de Protección Civil, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Sánchez, T., Flores, L. y Alcocer, S. (1997). Estudio experimental sobre una estructura de mampostería confinada tridimensional, construida a escala natural y sujeta a cargas laterales, *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Yucatán, México, pp.587-596.
- Sima, F., Roca, P. y Molins, C. (2010). Respuesta no lineal de estructuras formadas por paredes de mampostería sometidas a cargas cíclicas y dinámicas. Memoria de trabajos de difusión científica y técnica N.8, pp. 103-110.
- Spetzler C. y Von Holstein C. (1972). Probably Encoding in Decision Analysis. Instituto de Investigación de Stanford, EUA.

- Tena, A., Cano, J., López, A. y Pérez, M. (2010). Revisión y actualización del método simplificado de análisis de estructuras de mampostería de los reglamentos de diseño sísmico de México, *Revista de Ingeniería Sísmica*, N. 82, pp. 1-34.
- Tena, A., Rivera, G. y Vergara, J. (2011). Estimación de la rigidez lateral elástica de muros con aberturas, *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 11:2, pp. 135.
- Terán, A., Zuñiga, O. y Ruiz, J. (2009) Displacement-Based Seismic Assessment of Low-Height Confined Masonry Buildings. *Earthquake Spectra*, 25:2, pp. 439–464.
- Tomaževič, M. (2009). Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry. *Materials and Structures N.42*, pp.889–907.
- Tomaževič, M. y Weiss, P. (2010). Displacement capacity of masonry buildings as a basis for the assessment of behavior factor: an experimental study, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:6, pp. 1267-1294.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, A. (2002). Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol.31*, pp. 491-514.
- Varela, J., Navarrete, D., Fernández, L. y Moreno, E. (2010). Estudio experimental de muros de mampostería confinada de bloques huecos de concreto sujetos a presiones perpendiculares a su plano, *Ingeniería Revista Académica*, 14:3, pp. 149-160.
- Corporación Aceros Arequipa S.A. (2013). Manual de Construcción para Maestros de Obra. Extraído el 1 de septiembre de 2013, de www.acerosarequipa.com.
- Zambrana, R., Jean, P. y Cesín, F. (2001). Diseño de estructuras de mampostería utilizando espectros de diseño sísmico de las NTCDS-2000 del RCDF y los obtenidos con el apéndice A de las mismas. Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Jalisco, México.
- Zepeda, J., Ojeda, M. y Alcocer, S. (1997). Comportamiento ante cargas laterales de muros de tabique perforado y multiperforado de arcilla, Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Vol. I, Veracruz, México, pp. 587-596.
- Zuccaro, G. (1998). Seismic vulnerability of Vesuvian villages: structural distributions and a possible scenario, Reducing Earthquake Risk to Structures and Monuments in the EU, Memorias de Congreso.

Apéndice **A**

FORMATO DE ENTRADA DE DATOS EN EL PROGRAMA CANNY PARA DEFINIR EL MURO DE MAMPOSTERÍA ME7

Datos de entrada

Title=TESIS ENSAYE DE 7 MUROS DE MAMPOSTERÍA
Unit system: tonf cm sec

```
//analysis control data
static analysis automatic loading
gravity acceleration = 981.0
required modes to extract = 1
mode extraction at every 10 steps
/*element damping based on element initial stiffness
```

```
output damage info
output all node displacement
output all elements
output step interval 1
```

MS element (0.0001, 0.05) equilibration step = 20

```
destination of change to displacement 0.5 increment 0.01
destination of displacement -0.5 increment -0.05
destination of displacement 0.5 increment 0.05
destination of displacement -0.5 increment -0.05
destination of displacement 1 increment 0.05
destination of displacement -1 increment -0.05
destination of displacement 1 increment 0.05
destination of displacement -1 increment -0.05
destination of displacement 1.5 increment 0.05
destination of displacement -1.5 increment -0.05
destination of displacement 1.5 increment 0.05
destination of displacement -1.5 increment -0.05
destination of displacement 2 increment 0.05
destination of displacement -2 increment -0.05
```



```

destination of displacement 2 increment 0.05
destination of displacement -2 increment -0.05
destination of displacement 2.5 increment 0.05
destination of displacement -2.5 increment -0.05
destination of displacement 2.5 increment 0.05
destination of displacement -2.5 increment -0.05
destination of displacement 3 increment 0.05
destination of displacement -3 increment -0.05
destination of displacement 3 increment 0.05
destination of displacement -3 increment -0.05
destination of displacement 0 increment -0.05
//
//floor level, unit(kg cm)
2F Z=250.0 Lf=1.0
1F Z=0
//
//frame, unit(kg cm)
X1 0
X2 300
X3 600
X4 900
Y1 0
//
//supernode, unit(kg cm)
R2(TX) 2F G(450 0 125.0) W=1000 J=0 /m
/*R1(ND) 1F G(204.5 0 125.0) W=1000 J=0 /m
//
//node DOF, unit(kg cm)
default node DOFs: TXTZRY
node X1 Y1 1F prescribed TXTZRY
node X2 Y1 1F prescribed TXTZRY
node X3 Y1 1F prescribed TXTZRY
node X4 Y1 1F prescribed TXTZRY
/*R1 prescribed TX
//
//node location, unit(kg cm)
X1 Y1 2F
X2 Y1 2F
X3 Y1 2F
X4 Y1 2F
X1 Y1 1F
X2 Y1 1F
X3 Y1 1F
X4 Y1 1F
//
//beam, unit(kg cm)
Option (no shear, no torsion, moment-curvature relation)
X1-X2 Y1 2F SG1
X2-X3 Y1 2F SG1
X3-X4 Y1 2F SG1
//
//column, unit(kg cm)
Option (no torsion, in MS model, in moment-curvature relation)
X1 Y1 1F-2F SC1

```

```

X2 Y1 1F-2F SC1
X3 Y1 1F-2F SC1
X4 Y1 1F-2F SC1
//
//shear element, unit(kg cm)
X1-X4 Y1 1F-2F x(U1 U2)
/*X2-X3 Y1 1F-2F x(U1 U2)
//
//material property, unit(kg cm)
S-3 SR4 2290819 16291600 T(-4581.623 1.64 78.33 0.00001) U(1.5 1.5) P(0.25 5.0 5.0)
S-4 SR4 2372452 1186226 T(-4744.876 1.62 84.19 0.00001) U(4.52 4.52) P(0.25 5.0 5.0)
CM308 CE4 245699 102374 C(308 0.0025) U(0.878 1.49) cc.U(1.0 4.0)
CM232 CE4 113392 47246.67 C(232 0.0026) U(0.803 1.762) cc.U(1.0 4.0)
CM335 CE4 256242 106767.5 C(335 0.0026) U(0.888 1.384) cc.U(1.0 4.0)
CM184 CE4 189905 47246.67 C(184 0.0018) U(0.786 1.99) cc.U(1.0 4.0)
/* transversal
U#3 0.71225
U#4 1.2667
/* longitudinal
Ud6 0.31999
Ud12 1.1299
//
//member section, unit(kg cm)
option(ACI standard)
option(confinement 3.8 0.033 11.2 0.018)
option(MC 0.5 0.85)
/* Beam
SG1 (100 50 4 +y >c
Factor(pz=0.1)
rectangle(16.0 12.0, 0, 0, 90.0) S-3(2 2 U#3 2.0) S-4(Ud6@18.0) CM308 /c /s
/* Column
SC1 (1000 50 4 +x +y =xy
rectangle(15.0 12.0) S-3(2 2 U#4 2.0) S-4(Ud6@18.0) CM308 /c /s
//
//HD, unit(kg cm)
/* Deformación a cortante
U1 CA4 7400 10958 C(81000 81000) Y(87000 87000) A(0.027 0.027) B(-0.26 -0.26) P(3 0.1
0.5) U(1.66 1.66)
/* Deformación axial
U2 EL1 751145

// //

```

Apéndice **B**

FORMATO DE ENTRADA DE DATOS EN EL PROGRAMA CANNY PARA DEFINIR UN SISTEMA ESTRUCTURAL

```
Unit system: kg cm sec
//analysis control data
dynamic analysis
gravity acceleration = 980.5
required modes to extract = 3
mode extraction at every 10 steps
master displacement TXY at supernode R4
output damage info support reactions
output all node displacement acceleration and velocity
output for all supernodes
output all elements
output of period time history
Equilibrating axial force of MS element 0.0001, 0.05
//Dynamic event
start time at 0
end time at 17.23
damping constant 0.05[K]+0[M]+0[K0]
integration time interval 0.02
factor 1.78752 TX file =COYC250589_dt01_N90E.EW
factor 2.67000 TY file =COYC250589_dt01_N00E.NS
//
//floor
4F Z=720.0 Lf=0.5 Df=0.5
5F Z=603.0 Lf=0.5 Df=0.5
3F Z=480.0 Lf=0.33333 Df=0.33333
6F Z=363.0 Lf=0.33333 Df=0.33333
2F Z=240.0 Lf=0.16667 Df=0.16667
7F Z=123.0 Lf=0.16667 Df=0.16667
1F Z=0
//frame
X1 0
X2 86
X3 152
X4 266
```

```

X5 352
X6 438
X7 552
X8 618
X9 704
Y1 0
Y2 86
Y3 210
Y4 296
Y5 235
Y6 393
Y7 469
Y8 704
//
//supernode
R4(TXTYRZ) 4F G(352.0 352.0 720.0) Wx=24813.0 Wy=24813.0 Jz=2.37829e+9
R3(TXTYRZ) 3F G(352.0 352.0 480.0) Wx=21224.0 Wy=21224.0 Jz=2.03599e+9
R2(TXTYRZ) 2F G(352.0 352.0 240.0) Wx=21224.0 Wy=21224.0 Jz=2.03599e+9
R1(ND) 1F G(352.0 352.0 0) Wx=1.0 Wy=1.0 Jz=1.0
//
//node DOF
default node DOFs: 6DOF
node X1~X9 Y1~Y8 1F prescribed 6DOF
R1 prescribed 6DOF
node X1 Y2 5F eliminate RZ
node X1 Y3 5F eliminate RZ
node X9 Y2 5F eliminate RZ
node X9 Y3 5F eliminate RZ
node X1 Y2 6F eliminate RZ
node X1 Y3 6F eliminate RZ
node X9 Y2 6F eliminate RZ
node X9 Y3 6F eliminate RZ
node X1 Y2 7F eliminate RZ
node X1 Y3 7F eliminate RZ
node X9 Y2 7F eliminate RZ
node X9 Y3 7F eliminate RZ
//
//node location
/* X1
X1 Y1 1F~4F
X1 Y2 1F~4F
X1 Y3 1F~4F
X1 Y4 1F~4F
X1 Y6 1F~4F
X1 Y8 1F~4F
/* X2
X2 Y1 1F~4F
X2 Y8 1F~4F
/*X3
X3 Y5 1F~4F
X3 Y7 1F~4F
/* X4
X4 Y1 1F~4F
X4 Y8 1F~4F

```

```

/*X5
X5 Y1 1F~4F
X5 Y5 1F~4F
X5 Y7 1F~4F
X5 Y8 1F~4F
/*X6
X6 Y1 1F~4F
X6 Y8 1F~4F
/*X7
X7 Y5 1F~4F
X7 Y7 1F~4F
/*X8
X8 Y1 1F~4F
X8 Y8 1F~4F
/*X9
X9 Y1 1F~4F
X9 Y2 1F~4F
X9 Y3 1F~4F
X9 Y4 1F~4F
X9 Y6 1F~4F
X9 Y8 1F~4F
/* additional Nodes
X1 Y2 5F~7F
X1 Y3 5F~7F
X9 Y2 5F~7F
X9 Y3 5F~7F
//
//node weight
/* Level 3
X1&X9 Y1 2F~3F W=508
X1&X9 Y2 2F~3F W=219
X1&X9 Y3 2F~3F W=300
X1&X9 Y4 2F~3F W=300
X1&X9 Y6 2F~3F W=519
X1&X9 Y8 2F~3F W=808
X2&X8 Y1 2F~3F W=289
X2&X8 Y8 2F~3F W=289
X3&X7 Y5 2F~3F W=1080
X3&X7 Y7 2F~3F W=1078
X4&X6 Y1 2F~3F W=289
X4&X6 Y8 2F~3F W=289
X5 Y1 2F~3F W=1235
X5 Y5 2F~3F W=3302
X5 Y7 2F~3F W=3302
X5 Y8 2F~3F W= 1239

X1&X9 Y1 4F W=593
X1&X9 Y2 4F W=256
X1&X9 Y3 4F W=351
X1&X9 Y4 4F W=351
X1&X9 Y6 4F W=607
X1&X9 Y8 4F W=944
X2&X8 Y1 4F W=337
X2&X8 Y8 4F W=337

```

```

X3&X7 Y5 4F W=1262
X3&X7 Y7 4F W=1260
X4&X6 Y1 4F W=337
X4&X6 Y8 4F W=337
X5 Y1 4F W=1443
X5 Y5 4F W=3860
X5 Y7 4F W=3860
X5 Y8 4F W=1448
//
//beam
Option (no axial, no torsion)
X1&X9 Y2-Y3 5F~7F SVS-1
/* Level 4
X1&X9 Y1-Y2 4F SVS-1
X1&X9 Y2-Y3 4F SVS-1
X1&X9 Y3-Y4 4F SVS-1
X1&X9 Y4-Y6 4F SVS-1
X1&X9 Y6-Y8 4F SVS-1
X5 Y1-Y5 4F SVS-1
X5 Y5-Y7 4F SVS-1
X5 Y7-Y8 4F SVS-1
Y1&Y8 X1-X2 4F SVS-1
Y1&Y8 X2-X4 4F SVS-1
Y1&Y8 X4-X5 4F SVS-1
Y1&Y8 X5-X6 4F SVS-1
Y1&Y8 X6-X8 4F SVS-1
Y1&Y8 X8-X9 4F SVS-1
Y5 X3-X7 4F SVS-1
Y7 X3-X7 4F SVS-1
/*Level 3
X1&X9 Y1-Y2 3F SVS-1
X1&X9 Y2-Y3 3F SVS-1
X1&X9 Y3-Y4 3F SVS-1
X1&X9 Y4-Y6 3F SVS-1
X1&X9 Y6-Y8 3F SVS-1
X5 Y1-Y5 3F SVS-1
X5 Y5-Y7 3F SVS-1
X5 Y7-Y8 3F SVS-1
Y1&Y8 X1-X2 3F SVS-1
Y1&Y8 X2-X4 3F SVS-1
Y1&Y8 X4-X5 3F SVS-1
Y1&Y8 X5-X6 3F SVS-1
Y1&Y8 X6-X8 3F SVS-1
Y1&Y8 X8-X9 3F SVS-1
Y5 X3-X7 3F SVS-1
Y7 X3-X7 3F SVS-1
/*Level 2
X1&X9 Y1-Y2 2F SVS-1
X1&X9 Y2-Y3 2F SVS-1
X1&X9 Y3-Y4 2F SVS-1
X1&X9 Y4-Y6 2F SVS-1
X1&X9 Y6-Y8 2F SVS-1
X5 Y1-Y5 2F SVS-1
X5 Y5-Y7 2F SVS-1

```

```

X5 Y7-Y8    2F    SVS-1
Y1&Y8 X1-X2  2F    SVS-1
Y1&Y8 X2-X4  2F    SVS-1
Y1&Y8 X4-X5  2F    SVS-1
Y1&Y8 X5-X6  2F    SVS-1
Y1&Y8 X6-X8  2F    SVS-1
Y1&Y8 X8-X9  2F    SVS-1
Y5 X3-X7    2F    SVS-1
Y7 X3-X7    2F    SVS-1
//
//column
Option (no torsion, MS model, moment-curvature relation)
/* Special columns
X1&X9  Y1 1F-2F SCD
X1&X9  Y4 1F-2F SCD
X2&X8  Y1 1F-2F SCD
X1&X9  Y1 2F-3F SCD
X1&X9  Y4 2F-3F SCD
X2&X8  Y1 2F-3F SCD
X1&X9  Y1 3F-4F SCD
X1&X9  Y4 3F-4F SCD
X2&X8  Y1 3F-4F SCD
X1&X9  Y2 3F-5F SCD
X1&X9  Y2 5F-4F SCD
X1&X9  Y2 2F-6F SCD
X1&X9  Y2 6F-3F SCD
X1&X9  Y2 1F-7F SCD
X1&X9  Y2 7F-2F SCD
X1&X9  Y3 3F-5F SCD
X1&X9  Y3 5F-4F SCD
X1&X9  Y3 2F-6F SCD
X1&X9  Y3 6F-3F SCD
X1&X9  Y3 1F-7F SCD
X1&X9  Y3 7F-2F SCD
/* Level 4
X1&X9 Y6 3F-4F SCD
X1&X9 Y8 3F-4F SCD
X2&X8 Y8 3F-4F SCD
X3&X7 Y5 3F-4F SCD
X3&X7 Y7 3F-4F SCD
X4&X6 Y1 3F-4F SCD
X4&X6 Y8 3F-4F SCD
X5 Y1 3F-4F SCD
X5 Y5 3F-4F SCD
X5 Y7 3F-4F SCD
X5 Y8 3F-4F SCD
/* Level 3
X1&X9 Y6 2F-3F SCD
X1&X9 Y8 2F-3F SCD
X2&X8 Y8 2F-3F SCD
X3&X7 Y5 2F-3F SCD
X3&X7 Y7 2F-3F SCD
X4&X6 Y1 2F-3F SCD
X4&X6 Y8 2F-3F SCD

```

```

X5 Y1 2F-3F   SCD
X5 Y5 2F-3F   SCD
X5 Y7 2F-3F   SCD
X5 Y8 2F-3F   SCD
/* Level 2
X1&X9 Y6 1F-2F   SCD
X1&X9 Y8 1F-2F   SCD
X2&X8 Y8 1F-2F   SCD
X3&X7 Y5 1F-2F   SCD
X3&X7 Y7 1F-2F   SCD
X4&X6 Y1 1F-2F   SCD
X4&X6 Y8 1F-2F   SCD
X5 Y1 1F-2F   SCD
X5 Y5 1F-2F   SCD
X5 Y7 1F-2F   SCD
X5 Y8 1F-2F   SCD
//
//shear element
/* Special elements
X1&X9 Y1-Y2 1F-2F x(U1 U8)
X1&X9 Y3-Y4 1F-2F x(U1 U8)
Y1  X1-X2 1F-2F x(U1 U8)
Y1  X8-X9 1F-2F x(U1 U8)
X1&X9 Y1-Y2 2F-3F x(U1 U8)
X1&X9 Y3-Y4 2F-3F x(U1 U8)
Y1  X1-X2 2F-3F x(U1 U8)
Y1  X8-X9 2F-3F x(U1 U8)
X1&X9 Y1-Y2 3F-4F x(U1 U8)
X1&X9 Y3-Y4 3F-4F x(U1 U8)
Y1  X1-X2 3F-4F x(U1 U8)
Y1  X8-X9 3F-4F x(U1 U8)
X1&X9 Y2-Y3 3F-5F x(U1 U8)
X1&X9 Y2-Y3 2F-6F x(U1 U8)
X1&X9 Y2-Y3 1F-7F x(U1 U8)
/* Level 4
X1&X9 Y6-Y8 3F-4F   x(U4 U11)
X5 Y1-Y5 3F-4F   x(U7 U14)
X5 Y5-Y7 3F-4F   x(U7 U14)
X5 Y7-Y8 3F-4F   x(U7 U14)
Y8 X1-X2 3F-4F   x(U1 U8)
Y1&Y8 X4-X5 3F-4F   x(U1 U8)
Y1&Y8 X5-X6 3F-4F   x(U1 U8)
Y8 X8-X9 3F-4F   x(U1 U8)
Y5&Y7 X3-X5 3F-4F   x(U6 U13)
Y5&Y7 X5-X7 3F-4F   x(U6 U13)
/* Level 3
X1&X9 Y6-Y8 2F-3F   x(U4 U11)
X5 Y1-Y5 2F-3F   x(U7 U14)
X5 Y5-Y7 2F-3F   x(U7 U14)
X5 Y7-Y8 2F-3F   x(U7 U14)
Y8 X1-X2 2F-3F   x(U1 U8)
Y1&Y8 X4-X5 2F-3F   x(U1 U8)
Y1&Y8 X5-X6 2F-3F   x(U1 U8)
Y8 X8-X9 2F-3F   x(U1 U8)

```



```

Y5&Y7 X3-X5 2F-3F    x(U6 U13)
Y5&Y7 X5-X7 2F-3F    x(U6 U13)
/* Level 2
X1&X9 Y6-Y8 1F-2F    x(U4 U11)
X5 Y1-Y5 1F-2F      x(U7 U14)
X5 Y5-Y7 1F-2F      x(U7 U14)
X5 Y7-Y8 1F-2F      x(U7 U14)
Y8 X1-X2 1F-2F      x(U1 U8)
Y1&Y8 X4-X5 1F-2F    x(U1 U8)
Y1&Y8 X5-X6 1F-2F    x(U1 U8)
Y8 X8-X9 1F-2F      x(U1 U8)
Y5&Y7 X3-X5 1F-2F    x(U6 U13)
Y5&Y7 X5-X7 1F-2F    x(U6 U13) //
//material property
/*Resistencia del acero 4200 kg/cm2
S-L SR4 2290819 16291600 T(-4581.623 1.64 78.33 0.00001) U(1.5 1.5) P(0.25 5.0 5.0)
S-T SR4 2372452 1186226 T(-4744.876 1.62 84.19 0.00001) U(4.52 4.52) P(0.25 5.0 5.0)
/* Resistencia del concreto original 250 kg/cm2
CM250 CE4 251354.79 105147.83 C(250 .001981) U(0.8332 2.0000) cc.U(1.0 4.0)
CM177 CE4 214891.23 93704.68 C(177 .001574) U(0.7627 2.6000) cc.U(1.0 4.0) /*basalt
CM104 CE4 188482.97 75393.19 C(104 .001105) U(0.5915 3.7143) cc.U(1.0 4.0) /*Welded
/* transversal
U#38 0.7126
U#316 0.178
/* longitudinal
Ud14 0.3167
Ud18 0.0792
//
//member section
option(ACI standard)
option(confinement 3.8 0.033 11.2 0.018)
option(MC 0.5 0.85)
/* SECCIONES REALES DE COLUMNAS
/*stiffness (flexural U3)
SCD (1000 50)
rectangle(12 12 0 0 0) S-L(2 2 0 0 U#38 2) S-T(y4Ud14@10) CM104
/* Secciones DE VIGAS Reales
SVS-1 (1000 50)
Factor(pz=0.1)
rectangle(12 23) S-L(2 2 0 0 U#38 2) S-T(Ud14@10) CM104
//
//HD
U1 CA4 2800 1264 C(6669 6669) Y(6814 6814) A(0.021 0.021) B(0.001 0.001) U(0 0) G(0 0) P(0 00) /u
U4 CA4 7500 3084 C(11633 11633) Y(18248 18248) A(0.084 0.084) B(0.001 0.001) U(0 0) G(0 0) P(0 00) /u
U6 CA4 7400 7401 C(86154 86154) Y(125395 125395) A(0.175 0.175) B(0.001 0.001) U(0 0) G(0 0) P(0 00) /u
U7 CA4 7400 10958 C(96862 96862) Y(128948 128948) A(0.027 0.027) B(0.001 0.001) U(0 0) G(0 0) P(0 00) /u
U8 EL1 20943
U11 EL1 86167
U13 EL1 360659
U14 EL1 751145

```

Apéndice C

CURVAS IDA PARA LAS 36 COMBINACIONES DE CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES

Combinación	Curvas IDA	Combinación	Curvas IDA
1 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 1.5 cm		2 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 2 cm	
3 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 3 cm		4 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 4 cm	
5 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 1.5 cm		6 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 2 cm	

Combinación	Curvas IDA	Combinación	Curvas IDA
<p>7</p> <p>$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 3 cm</p>		<p>8</p> <p>$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 4 cm</p>	
<p>9</p> <p>$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 1.5 cm</p>		<p>10</p> <p>$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 2 cm</p>	
<p>11</p> <p>$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 3 cm</p>		<p>12</p> <p>$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 4 cm</p>	
<p>13</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 1.5 cm</p>		<p>14</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 2 cm</p>	
<p>15</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 3 cm</p>		<p>16</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 4 cm</p>	

Combinación	Curvas IDA	Combinación	Curvas IDA
<p>17</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 1.5 cm</p>		<p>18</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 2 cm</p>	
<p>19</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 3 cm</p>		<p>20</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 4 cm</p>	
<p>21</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 1.5 cm</p>		<p>22</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 2 cm</p>	
<p>23</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 3 cm</p>		<p>24</p> <p>$f'c = 177 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 4 cm</p>	
<p>25</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 1.5 cm</p>		<p>26</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 2 cm</p>	

Combinación	Curvas IDA	Combinación	Curvas IDA
<p>27</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 3 cm</p>		<p>28</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= I Espesor de junta= 4 cm</p>	
<p>29</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 1.5 cm</p>		<p>30</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 2 cm</p>	
<p>31</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 3 cm</p>		<p>32</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= II Espesor de junta= 4 cm</p>	
<p>33</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 1.5 cm</p>		<p>34</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 2 cm</p>	
<p>35</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 3 cm</p>		<p>36</p> <p>$f'c = 104 \text{ kg/cm}^2$ Mortero tipo= III Espesor de junta= 4 cm</p>	