



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

CONFIABILIDAD Y OPTIMIZACIÓN PARA DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CONSIDERANDO LA CONTRIBUCIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ROBERTO PÉREZ MARTÍNEZ



TUTOR:
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

Ciudad Universitaria

2010



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. Amado Gustavo Ayala Milián
Secretario: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez
Vocal: Dr. Luis Esteva Maraboto
1^{er} suplente: Dr. Ernesto Heredia Zavoni
2^o suplente: Dr. Mario Gustavo Ordaz Schroeder

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Luis Esteva Maraboto

*A mis padres y hermanos
con todo mi $\rho = 1 - \text{sen } \theta$*

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Luis Esteva por su guía y ejemplo (*factis non verbis*) y a la Comisión Revisora (Jurado asignado) por sus valiosos comentarios, los cuales enriquecieron la tesis.

Al Dr. Orlando Díaz por sus comentarios al trabajo y la implementación del modelo de comportamiento histerético en el programa de computo DRAIN-2D.

A las personas que generosamente compartieron su tiempo, sus ideas, su casa y/o información técnica realizada en el país como en el extranjero.

Al CENAPRED, especialmente a Leonardo Flores, por brindarme los resultados de pruebas experimentales, numerosos reportes de investigación y artículos realizados en dicho centro.

Al CONACYT, al Instituto de Ingeniería de la UNAM y a *mis padres* por los recursos económicos otorgados para la realización de mis estudios de doctorado.

A las instituciones que he tenido la oportunidad de conocer y que han contribuido en mi formación académica (en orden cronológico):

Universidad Autónoma de Chiapas, UNACH

Instituto Politécnico Nacional, IPN

Fundación ICA, FICA

Instituto Mexicano del Petróleo, IMP

Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

A todos y cada uno de ustedes mi más sincero agradecimiento.



Fotografía tomada por la Unidad de Promoción y Comunicación del II-UNAM al Grupo de Trabajo del Dr. Esteva en 2009, y editada por el autor de esta tesis.

CONTENIDO

	Página
RESUMEN	<i>iii</i>
ABSTRACT	<i>iv</i>
RÉSUMÉ	<i>v</i>
RIASSUNTO	<i>vi</i>
LISTA DE FIGURAS	<i>vii</i>
LISTA DE TABLAS	<i>x</i>
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivo.....	2
1.3 Estado del arte.....	3
1.4 Organización del trabajo.....	8
1.5 Alcances y limitaciones.....	8
2 MARCO TEÓRICO	10
2.1 Incertidumbres.....	10
2.1.1 Cargas en edificios.....	10
2.1.2 Concreto.....	11
2.1.3 Acero estructural.....	12
2.1.4 Elementos de concreto reforzado.....	13
2.1.5 Mampostería.....	14
2.2 Análisis de riesgo sísmico.....	14
2.2.1 Selección de excitaciones sísmicas.....	14
2.2.2 Peligro.....	15
2.2.3 Vulnerabilidad.....	15
2.3 Análisis de confiabilidad.....	17
2.3.1 Modelos de comportamiento histerético y daño.....	18
2.3.2 Capacidad de deformación del sistema.....	19
2.3.3 Demanda sísmica.....	20
2.3.4 Propiedades medias y nominales.....	21
2.3.5 Medida de la intensidad normalizada, Q	22
2.4 Optimación.....	22
2.4.1 Costo inicial, C_0	23

	Página
3 MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	25
3.1 Modelo de comportamiento histerético y daño para muros de mampostería confinada que considera reducción de rigidez y degradación de resistencia.....	25
3.2 Calibración del modelo propuesto.....	29
3.3 Análisis de incertidumbre de las propiedades mecánicas de la mampostería..	31
3.3.1 Eficiencia del acero de refuerzo horizontal.....	32
3.3.2 Cálculo de la fuerza cortante resistente.....	34
3.3.3 Modelos probabilistas.....	36
3.4 Generalización del modelo propuesto.....	36
3.4.1 Muros geoméricamente similares.....	36
3.4.2 Muros geoméricamente no similares.....	37
3.5 Ventajas y limitaciones del modelo propuesto.....	38
4 APLICACIONES A CASOS DE INTERÉS.....	40
4.1 Casos de estudio.....	40
4.2 Selección de excitaciones sísmicas.....	42
4.3 Análisis de confiabilidad.....	46
4.3.1 Capacidad de deformación.....	46
4.3.2 Demanda sísmica.....	48
4.3.3 Medida de la intensidad normalizada, Q	63
4.3.4 Funciones de confiabilidad.....	65
4.4 Análisis de riesgo sísmico.....	66
4.4.1 Peligro.....	66
4.4.2 Vulnerabilidad.....	67
4.5 Optimización.....	78
4.5.1 Inversión adicional al incluir muros de mampostería.....	78
4.5.2 Costos esperados de daños en el ciclo de vida.....	79
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	83
REFERENCIAS.....	86
APÉNDICE MÉTODO DEL GRADIENTE REDUCIDO GENERALIZADO.....	92

RESUMEN

En este trabajo se desarrolla una metodología para el análisis de confiabilidad y optimación en el ciclo de vida de edificios de concreto reforzado (CR) que contienen muros de mampostería. En el análisis se considera la incertidumbre en cargas, materiales y elementos estructurales así como el análisis del riesgo sísmico de la región de interés y el tipo de construcción.

Se diseña un edificio de CR sin considerar la presencia de los muros de mampostería. Posteriormente, por proceso constructivo, los muros son ligados a la estructura siendo las variables a estudiar el número de crujías con mampostería, así como el porcentaje de acero de refuerzo horizontal. Las estructuras se modelan como marcos planos de múltiples grados de libertad, donde las distorsiones máximas de azotea y de entrepiso son los parámetros representativos del daño, provocado por sismos registrados en la costa del Pacífico mexicano. Adicionalmente, se desarrolla, calibra y pone en operación un nuevo modelo de comportamiento histerético y daño para muros de mampostería confinada, que considera reducción de rigidez y degradación de resistencia.

Debido a la presencia de los muros de mampostería se observan cambios en la capacidad de deformación y rigidez laterales, el cortante basal, las distorsiones máximas de entrepiso (azotea), así como en la confiabilidad del sistema. Lo anterior repercute de manera directa en el valor esperado de la función de daño físico (estructural o no), y en el valor presente de los costos de daño en el ciclo de vida de la estructura.

ABSTRACT

In this work, a formulation to address life-cycle reliability-based optimization of masonry-infilled reinforced concrete (RC) frames subjected to earthquake motions is developed. In the analysis, uncertainty in loads, building materials and structural members, as well as the seismic risk analysis of the region of interest and the type of construction was considered.

In order to carry out analysis a RC frame structure is designed. Afterwards by constructive process, confined masonry walls are linked to the frame contributing to strength and stiffness of building. The variables to study are the masonry bay's number as well as the percentage of horizontal steel reinforcement. Later on, buildings are modeled as multi-degree-of-freedom systems (plain frames) where it is considered the maximum roof drift and the maximum inter-storey drift as parameters representatives of building damage caused by ground motion time histories. Furthermore, it is proposed a new model for hysteretic behavior and damage of Infill masonry walls which takes into account the number of cycles and the accumulated damage experienced by the masonry panel as well as its strength degradation and stiffness deterioration. The model was calibrated from experimental results of full-scale masonry panels carried out in Mexico.

Masonry walls modify lateral deformation capacity, ultimate capacity limit state, base shear, maximum roof (inter-storey) drift and reliability of building system. As would be expected, these changes affect directly the expected damage function (structural or non-structural) and the life-cycle expected damage cost of masonry-infilled RC buildings.

RÉSUMÉ

Dans ce travail de recherche, on présente la méthodologie pour l'analyse de la fiabilité et l'optimisation dans le cycle de vie des ossatures en béton armé avec murs en maçonnerie. Dans l'analyse, des incertitudes en charges, caractéristiques de matériaux et dans les éléments résistants du système ont été prises en compte; ainsi que dans l'analyse de risque sismique de la région d'étude et du type de construction.

Pour cela, le calcul d'une ossature en béton armé en négligeant la contribution des murs a été fait. Ensuite, il est courant que par procédé constructif, les murs sont attachés à la structure. Les principaux paramètres à en tenir compte sont le nombre de cadres avec maçonnerie ainsi que le pourcentage d'acier horizontal. Les ossatures sont modélisées comme systèmes plans de multiples degrés de liberté, où les distorsions maximales du toit et celles d'entre étages sont les paramètres représentatifs de l'endommagement, provoqué par séismes enregistrés dans la côte du Pacifique mexicain. D'ailleurs, un nouveau modèle du comportement hystérétique tenant compte de l'endommagement de murs en maçonnerie confinée a été développé, calibré et mis en opération. Dans ce modèle, la réduction de rigidité et de la dégradation de la résistance ont été prises en compte.

Finalement, on a trouvé que la présence des murs en maçonnerie provoque une modification des valeurs des paramètres tels, la capacité de déformation, la rigidité latérale, le cisaillement à la base, les distorsions maximales du toit et entre étages, et donc sur la fiabilité du système. Comme il fallait s'y attendre, il y a des variations directes de la fonction de l'endommagement attendu vis-à-vis de l'endommagement physique (par rapport aux éléments résistants de l'ossature ou non pas), et de la valeur actualisée des coûts dans le cycle de vie du système.

RIASSUNTO

Nel presente lavoro si espone la metodologia per l'analisi della affidabilità e dell'ottimizzazione del ciclo di vita di edifici in calcestruzzo armato (c.a.) che contengono muri in muratura. Nell'analisi si considera le incertezze nei carichi, nei materiali e negli elementi strutturali così come l'analisi di rischio sismico della regione di interesse e del tipo di costruzione.

Viene progettata una costruzione in c.a. senza considerare la presenza della muratura. Poi, per processo costruttivo, i muri sono collegati alla struttura. Le variabili da studiare sono il numero di vani con muratura, così come la percentuale di acciaio orizzontale di rinforzo. Le strutture sono modellate come telai piani a più gradi di libertà, dove le distorsioni massime al tetto e le relative di enterpiano sono dei parametri rappresentativi dei danni causati dai terremoti registrati nel litorale del Pacifico messicano. Ulteriormente si sviluppa, calibra e si mette in funzionamento un nuovo modello di comportamento isteretico e danno per muratura confinata che considera la riduzione di rigidezza e la degradazione di resistenza.

Si osserva come risultato finale che la presenza dei muri in muratura altera la capacità di deformazione e la rigidezza laterale, il taglio alla base, le distorsioni massime del tetto così come la affidabilità del sistema. Di conseguenza tutto ciò , cambia in modo diretto il valore previsto della funzione di danno fisico (strutturali o non) e nel valore attuale dei costi di danno del ciclo di vita della struttura.

LISTA DE FIGURAS

		Página
Figura 2.1	Representación esquemática de la función de daño físico.....	16
Figura 2.2	Modelo de comportamiento histerético para vigas de concreto reforzado[adaptada de Campos y Esteva (1997)].....	19
Figura 2.3	Arreglo usado para el análisis incremental de cargas (pushover).....	20
Figura 2.4	Forma esquemática la rampa de aceleración lentamente creciente en el tiempo.....	20
Figura 2.5	Arreglo usado para modelar marcos planos de edificios en el DRAIN-2D....	21
Figura 3.1	Datos experimentales del muros de tabique rojo recocido de fabricación artesanal M2 y M4 del CENAPRED, sin refuerzo horizontal y con la cuantía máxima, respectivamente [Aguilar y Alcocer, 2001].....	25
Figura 3.2	Dibujo esquemático al comienzo de la prueba ($D = 0$).....	26
Figura 3.3	Dibujo esquemático para un punto arbitrario de re-carga ($D > 0$).....	27
Figura 3.4	Modelo de comportamiento histerético propuesto, ajustado a los datos experimentales del muro M2 del CENAPRED [Aguilar y Alcocer, 2001].....	30
Figura 3.5	Modelo de comportamiento histerético propuesto, ajustado a los datos experimentales del muro M4 del CENAPRED [Aguilar y Alcocer, 2001].....	30
Figura 3.6	Modelo de comportamiento histerético propuesto, ajustado a los datos experimentales del muro N3 del CENAPRED [Zepeda y Alcocer, 2001].....	31
Figura 3.7	Eficiencia (η) del acero de refuerzo horizontal de los muros de mampostería en función de $\rho_h \cdot f_{yh}$ [NTC-Mampostería, 2004].....	32
Figura 3.8	Eficiencia (η) del acero de refuerzo horizontal de los muros de mampostería en función de $q = \rho_h \cdot f_{yh} / v_m^*$ (propuesto en este trabajo).....	33
Figura 3.9	Variación de los valores observados en el <i>modelo de comportamiento histerético</i> ($V_{m\acute{a}xObsModelo}$) y con la metodología propuesta (V_{mR}).....	35
Figura 3.10	Parámetros que permiten generalizar el modelo propuesto a muros geoméricamente similares.....	37
Figura 3.11	Modelado de los muros de mampostería para obtener similitud geométrica con aquellos que fueron probados experimentalmente en el CENAPRED....	38
Figura 4.1	Vista en <i>a</i>) Planta y <i>b</i>) elevación de los casos de estudio; $L = 6.0$ m, $h = 3.0$ m y $h/l = 4.0$ m.....	41
Figura 4.2	Número de acelerogramas registrados en roca con intensidades mayores que cada valor dado, en <i>gals</i> [BMDSF, 2000].....	43
Figura 4.3	<i>a</i>) Localización espacial de las estaciones y los sismos de interés a lo largo de la costa del Pacífico mexicano, <i>b</i>) Proyección horizontal y <i>c</i>) Proyección vertical [BMDSF, 2000]	44
Figura 4.4	Espectro de respuesta para las 20 componentes horizontales de los sismos seleccionados.....	43
Figura 4.5	Comparación de los pushover (<i>Marco + Mampostería</i>) de los casos de estudio (propiedades medias).....	46
Figura 4.6	Comparación de los pushover (<i>Marco + Mampostería</i>) de los casos de estudio (propiedades nominales).....	47

Figura 4.7	Ajustes elasto-plásticos de los pushover de los casos de estudio, propiedades medias y nominales.....	47
Figura 4.8	Distorsiones máximas de azotea, ψ_0 vs S_a , obtenidas de los análisis paso a paso de los SMGL estudiados y su correspondiente aceleración espectral para la estructura de propiedades medias. En línea continua se presenta de manera esquemática las tendencias encontradas al considerar la contribución de los muros de mampostería.....	49
Figura 4.9	Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 5nSM...	50
Figura 4.10	Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 1cM2...	51
Figura 4.11	Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 3cM2...	52
Figura 4.12	Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 1cM4...	53
Figura 4.13	Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 3cM4...	54
Figura 4.14	Valor esperado de la distorsiones máximas de entrepiso para los casos de estudio (Figuras 4.9 a 4.13).....	55
Figura 4.15	Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 5nSM.....	56
Figura 4.16	Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 1cM2.....	57
Figura 4.17	Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 3cM2.....	58
Figura 4.18	Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 1cM4.....	59
Figura 4.19	Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 3cM4.....	60
Figura 4.20	Configuraciones de desplazamiento de ψ_i y ψ_0 para <i>a)</i> Uno y <i>b)</i> Varios instantes de tiempo de dos estructuras simuladas de la serie 5nSM sometidas a sismos diferentes.....	62
Figura 4.21	<i>a)</i> Cortante del entrepiso 4 vs su correspondiente distorsión ψ_4 y <i>b)</i> Cortante basal vs distorsiones máximas de azotea ψ_0 para las configuraciones de desplazamiento de la Figura 4.20b	63
Figura 4.22	Relaciones <i>a)</i> $S_a(T_{nominal})/S_a(T_{medio})$ y <i>b)</i> $(m/V_y)_{nominal} / (m/V_y)_{medio}$ para los casos de estudio.....	64
Figura 4.23	ψ_0/ψ_c vs Q de los casos de estudio, <i>a)</i> Propiedades medias y <i>b)</i> Propiedades nominales.....	64
Figura 4.24	\bar{Z} de los casos de estudio, propiedades medias y nominales.....	65
Figura 4.25	Índices de confiabilidad β de los casos de estudio, propiedades medias y nominales.....	66
Figura 4.26	Tasa de excedencia de intensidades para los periodos de las estructuras con propiedades medias.....	67
Figura 4.27	Función de daño físico, $g(\psi)$, para los diferentes sub-sistemas empleados en los casos de estudio.....	69
Figura 4.28	Daño en función de la intensidad de 5nSM, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no).....	70
Figura 4.29	Daño en función de la intensidad de 1cM2, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no).....	71
Figura 4.30	Daño en función de la intensidad de 3cM2, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no).....	72
Figura 4.31	Daño en función de la intensidad de 1cM4, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no).....	73

	Página
Figura 4.32 Daño en función de la intensidad de 3cM4, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no).....	74
Figura 4.33 Costos esperados de daño por entrepiso (estructural o no) en función de la intensidad para los cinco casos de estudio.....	75
Figura 4.34 $\bar{\delta}(y S)$ de los elementos estructurales y no-estructurales (tablarroca) de 5nSM.....	76
Figura 4.35 $\bar{\delta}(y S)$ de los elementos estructurales (marco) y no-estructurales (tablarroca y/o mampostería) de los edificios con <i>a</i>) una y <i>b</i>) tres crujiás con mampostería.....	76
Figura 4.36 $\bar{\delta}(y S)$ para cada uno de los cinco casos de estudio y su valor esperado en función de la intensidad para los cinco casos de estudio.....	78
Figura 4.37 Valor presente de los costos esperados de daños dado que la estructura sobrevive, $\Delta_S \cdot C_0/\gamma$	80
Figura 4.38 Valor presente de los costos esperados de daños dado que la estructura falla, $\Delta_F \cdot C_0/\gamma$	80
Figura 4.39 Valor presente de los costos esperados de daños en el ciclo de vida, $(\Delta_S + \Delta_F) \cdot C_0/\gamma$	81
Figura 4.40 Valor presente de los costos esperados de daños en el ciclo de vida, incluyendo el costo asociado al reemplazo de los muros divisorios, $(\Delta_S + \Delta_F)/\gamma + \Delta_i$	82

LISTA DE TABLAS

		Página
Tabla 2.1	Costos estimados, como porcentaje del C_0 , para edificios estructurados a base de marcos de concreto reforzado.....	24
Tabla 3.1	Intervalos donde las tres curvas implicadas en el <i>modelo</i> propuesto son válidos.....	26
Tabla 3.2	Datos propuestos (γ_u, V_u) y el obtenido experimentalmente (k_0) para tres muros ensayados en el CENAPRED.....	29
Tabla 3.3	Parámetros de las ecuaciones utilizadas en el ajuste del modelo de comportamiento histerético para los datos de los muros <i>M4</i> , <i>M2</i> y <i>N3</i> del CENAPRED.....	29
Tabla 3.4	Propiedades mecánicas de la mampostería <i>observadas</i> en el laboratorio del CENAPRED.....	33
Tabla 3.5	Valores <i>obtenidos</i> con la metodología propuesta.....	35
Tabla 3.6	Valores medios (μ) y desviación estándar (σ) de la propiedades mecánicas de la mampostería <i>observadas</i> así como el coeficiente de correlación entre v_m^* y G	36
Tabla 4.1	Secciones transversales de los elementos estructurales del caso de partida (5nSM).....	40
Tabla 4.2	Casos de estudio.....	42
Tabla 4.3	Periodos fundamentales, T_0 , de los casos de estudio.....	42
Tabla 4.4	Estaciones, sismos y acelerogramas seleccionados [BMDSF, 2000].....	45
Tabla 4.5	Parámetros de los SMGL obtenidos de los análisis pushover de los casos estudiados.....	47
Tabla 4.6	Sismos para los que se obtuvo colapso de algún sistema para factores de escalamiento menores que los propuestos.....	48
Tabla 4.7	Parámetros de ajuste de $\overline{\psi}_i$	61
Tabla 4.8	Parámetros de ajuste de $\sigma_{\psi_i}^2 = E\left[\left(\psi_i - \overline{\psi}_i\right)^2\right]$	61
Tabla 4.9	Parámetros de ajuste del valor esperado de Z y de su varianza, \overline{Z} y σ_Z^2 , respectivamente, tanto para propiedades medias como nominales.....	66
Tabla 4.10	Distorsiones a las que se presentan el agrietamiento y la falla de los diferentes sub-sistemas empleados.....	68
Tabla 4.11	Parámetros de la función de daño para los diferentes materiales empleados (Ecuaciones 2.7 y 2.8).....	68
Tabla 4.12	Parámetros de ajuste de la Ecuación 4.5.....	77
Tabla 4.13	Numero de crujías con muros de mampostería y de tablarroca.....	79
Tabla 4.14	Costos iniciales de los sistemas estructurales empleados como % de C_0	79
Tabla 4.15	Costos iniciales de los sistemas estructurales empleados, así como la inversión adicional que se requiere para incrementar su rigidez y resistencia (como % de C_0).....	79

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La edificación con elementos de mampostería es una técnica utilizada desde el inicio mismo de las *civilizaciones*, propiciando el surgimiento de las primeras *ciudades-estado*, cuyo nivel de desarrollo social por primera vez se alcanzó en la Sumeria del IV milenio *a.C.* y sucesivamente en Mesopotamia, el valle del Nilo, el subcontinente indio, China, la cuenca del Mediterráneo, la América precolombina y el resto de Europa, Asia y África.

Ejemplo de este tipo de edificaciones los podemos encontrar en textos como la *Historia de José*, el *Libro de Daniel* o el *Popol Vuh*, construcciones monumentales tales como *las siete maravillas del mundo antiguo*, la gran muralla china, las pirámides Mayas en México y Centroamérica, el Taj Majal en la India, estructuras que dan cuenta de la importancia de esta técnica de construcción en el mundo.

Tal fue el impacto que tuvo este tipo de edificaciones en las sociedades antiguas que fue necesario su regulación. Ejemplo de ello es el *Código de Hammurabi* (creado en la antigua Mesopotamia, 1760 *a.C.*), uno de los conjuntos de leyes más antiguos que se han encontrado, él cual incluía numerosas cláusulas económicas, sociales y seis leyes con respecto a la construcción (228 - 233). *e.g.* la Ley 230 que dicta “*Si una casa mal hecha causa la muerte de un hijo del dueño de la casa, la falta se paga con la muerte del hijo del constructor*”.

Dos de las más grandes aportaciones de la mampostería son las construcciones tipo *arco* y *domo*, las cuales permitieron salvar *grandes* claros y hacer cada vez estructuras más imponentes para su tiempo. Propiciándose así un aumento en las comunicaciones, el comercio, las ciencias y las artes de las civilizaciones del mundo antiguo.

La construcción con mampostería ha tenido sus altibajos, con la Revolución Industrial (segunda mitad del siglo XVIII y principios del XIX), la aparición del hierro, el acero y el concreto, y ante la necesidad de contar cada vez con un mayor número de niveles en las construcciones, se propició un estancamiento en esta técnica de construcción. Pasada esta efervescencia y ante el aumento en los precios del acero y el concreto, se reconsideran las diversas funciones que cumplen los muros de mampostería en la estructura (elemento divisorio, características aislantes y térmicas, protección ante el fuego y las inclemencias del tiempo, etc.) y resurge como una alternativa de construcción en la India. Más tarde, en

la década de 1940, se inician estudios experimentales en Europa y Rusia, posteriormente, a principios de 1960 comienza en nuestro país una basta cantidad de ensayos, como podrá apreciarse más adelante en el *Estado del arte*. Para quien desee profundizar en los *Antecedentes* y estado actual de la mampostería, se sugiere **Beall (1997)** y **San Bartolomé (2001, 2010)**.

Hoy en día, existe una marcada tendencia a la construcción de edificios de varios niveles para satisfacer necesidades tales como la vivienda, el lugar de trabajo, el comercio, la diversión, etc. En la práctica constructiva mexicana, las principales estructuraciones para edificios pueden ser a base de marcos de concreto reforzado, marcos de acero o una combinación de ellos. Con frecuencia, se desprecia la contribución de los muros de mampostería a la rigidez y resistencia lateral de la estructura, ya que son considerados como elementos de relleno que no cumplen una función estructural importante.

1.2 Objetivo

1.2.1 General

Desarrollar y aplicar criterios y métodos útiles para formular normas y recomendaciones para el diseño sísmico óptimo de edificios considerando la contribución de los *muros de mampostería*. Tales criterios deberán basarse en análisis de confiabilidad y desempeño en un marco de referencia de ciclo de vida. Las normas y recomendaciones que se propongan deberán presentarse en términos aplicables en condiciones típicas de la práctica de la ingeniería.

1.2.2 Particulares

- ✓ Obtener funciones de confiabilidad en términos de la intensidad sísmica.
- ✓ Evaluar la contribución de los *muros de mampostería* en la confiabilidad de sistemas típicos.
- ✓ Obtener funciones de daño en términos de la intensidad sísmica.
- ✓ Obtener el valor presente de los costos de daños en el ciclo de vida para los casos de estudio.
- ✓ Obtener información útil para establecer criterios óptimos de diseño sísmico, teniendo en cuenta diversos niveles y tipos de daño.

1.3 Estado del arte

Rathbun (1938) reporta la posible contribución de los muros de mampostería a la resistencia y rigidez de un edificio instrumentado en Nueva York durante una ráfaga de viento (The Empire State Building, el edificio más alto del mundo en ese entonces) y comenta que un año antes **Molitor (1937)** publica tablas donde estima que la aportación a la rigidez lateral debida a la presencia de elementos no-estructurales es del orden del 300 y 400 %.

Ni el trabajo teórico ni el experimental han sido fáciles, debido a las incertidumbres que afectan el estudio de los muros de mampostería, tal como ocurre con la velocidad y el patrón de aplicación de cargas laterales, el esfuerzo vertical aplicado, las características mecánicas de los materiales y las practicas constructivas en cada región, principalmente.

De acuerdo con **Beall (1997)**, a principios de 1920 en la India, ante el alza de los precios del acero y el concreto, se inicia un programa experimental en elementos de mampostería reforzada para tratar de entender su comportamiento básico. Posteriormente, entre 1948 y 1953, en Rusia, **Polyakov (1960)** realiza trabajo experimental en muros de mampostería a escala natural y plantea la primera idea de cómo modelar dichos muros, mediante un *puntal de compresión* con resistencia nula a tensión. Por otra parte, en el mismo periodo, en Inglaterra, **Thomas (1953)** y **Wood (1958)**, observan a partir de sus pruebas de laboratorio cómo los muros de mampostería, elementos aparentemente débiles, afectan de manera importante el comportamiento de las estructuras.

Sachanski (1960) propone el primer modelo analítico en el cual se obtienen las fuerzas de contacto entre la mampostería y el marco. En éste primer modelo, el muro de relleno se considera elástico, isótropo y homogéneo. Por su parte, **Holmes (1961)** propone un método para calcular la deformación y la rigidez del muro de mampostería retomando el concepto del puntal de compresión. Dicho puntal tendrá el mismo espesor y modulo de elasticidad del muro mientras que se considerará con un ancho de un tercio de la longitud de su diagonal principal. El autor concluye que la deflexión lateral del muro de relleno es pequeña comparada con la del marco solo. Un par de años mas tarde, **Holmes (1963)**, apoyándose en estudios experimentales, propone métodos semi-empíricos para predecir el comportamiento de los marcos con elementos de relleno sujetos a cargas verticales y horizontales.

Stafford-Smith (1962) introduce el concepto de *ancho efectivo* del puntal que define el comportamiento del muro y concluye que tan solo depende de su relación de aspecto. Se mantiene la hipótesis referente tanto a su longitud como al espesor del muro. Posteriormente, **Stafford-Smith (1966)** actualiza el concepto de ancho efectivo y propone un parámetro adimensional (λh) que considera la rigidez relativa entre el muro y el marco. Los resultados obtenidos con respecto al ancho efectivo teóricos fueron menores que los experimentales, situación que se atribuyó a efectos no lineales y de sobre-resistencia.

Stafford-Smith y Carter (1969) continúan el trabajo de investigación y en esta ocasión incluyen muros rectangulares. Observaron que los principales factores que afectan al ancho efectivo son: la rigidez relativa entre el muro y el marco, la relación de aspecto del muro, la

relación esfuerzo deformación de los materiales que forman el muro y la magnitud de la carga diagonal en el muro. Se identifican tres posible modos de falla de la mampostería.

México

En la revisión del estado del arte realizada, se observó que no existe una práctica uniforme en el mundo para la realización de pruebas experimentales en muros de mampostería confinada. Además, los resultados reportados en la literatura no necesariamente corresponden a la práctica ingenieril mexicana, por lo que desde principios de la década de los sesenta, **Esteva (1961)** advierte la necesidad de realizar pruebas de laboratorio con los materiales de la región, ejecución, mano de obra y detalles constructivos propios de nuestro país y realiza en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) pruebas en muros ante carga vertical, aplicándoles incrementos constantes. Se estudia la influencia de la resistencia del mortero en la resistencia del conjunto. En ninguno de los casos se observa que esta variable sea de gran importancia, excepto para morteros muy débiles. No se observó efecto de escala. Posteriormente, **Esteva (1966)** ensaya muros confinados por elementos de concreto reforzado ante diferentes condiciones de cargas laterales en el plano (alternadas y monotónicas) controlados por deformación. Estudia el efecto de la carga vertical, tipo de mortero y el confinamiento aportado por diferentes secciones transversales para tres tipos de mampostería y para dos arreglos de desplazamiento en los ciclos.

Meli et al. (1968) realizan ensayos en muros de mampostería hueca y de barro con refuerzo interior donde las variables principales fueron el refuerzo vertical interior, la amplitud de deformación en los ciclos y la carga vertical. En seguida, **Meli y Salgado (1969)**, ensayan muros de mampostería a escala natural ante carga monotónica o alternante para diferentes materiales (bloques de concreto, tabique hueco precomprimido y tabique de barro recocido), así como para diferentes cargas verticales y cantidades de refuerzo interior.

Madinaveitia y Rodríguez (1970) ensayan muros de tabique rojo recocido y bloques de concreto a escala natural ante carga vertical y lo correlacionan con valores obtenidos de pilas con diferentes relaciones de esbeltez y calidad del mortero usando materiales típicos de la ciudad de México. **Turkstra (1970)** estudia la capacidad de muros de mampostería bajo carga vertical excéntrica, desarrolla una teoría sencilla del comportamiento observado y examina la influencia de la forma de la curva esfuerzo deformación en la resistencia de los muros. Compara sus resultados teóricos con los experimentales de varios investigadores y propone un factor de reducción de la capacidad que depende de la relación de esbeltez del muro, de la excentricidad de la carga, y de las propiedades esfuerzo deformación de la mampostería.

Meli y Reyes (1971), determinan propiedades mecánicas básicas que permiten definir el comportamiento de la mampostería ante distintas sollicitaciones. Seleccionan tres tipos de ensayos: 1) de una pila a compresión, deducen propiedades que se relacionan con el comportamiento de muros a cargas verticales, mientras que de 2) un murete a compresión diagonal y 3) una pila formada por tres piezas sometida a cortante en la intermedia, los relacionan con la resistencia de muros ante cargas laterales. **Madinaveitia (1971)** realiza

ensayos con muros de 12 cm de espesor bajo carga vertical aplicada con excentricidades de 0, 1 y 2 cm y articulaciones a lo largo de los bordes superior e inferior del muro. Se presentan algunas observaciones hechas en construcciones donde se emplearon muros semejantes a uno de los probados. La finalidad del trabajo es aportar datos experimentales que contribuyan a precisar métodos de cálculo apropiados para definir la resistencia de los muros bajo cargas excéntricas con respecto al plano medio del muro.

Meli y Hernández (1971), estudian estadísticamente la variación de la resistencia a compresión de piezas para mampostería (tabiques y bloques) destinadas a la construcción en el Distrito Federal. Con las piezas muestreadas, realizan ensayos en pilas construidas con morteros de empleo común, para determinar la resistencia a compresión del conjunto y sus características esfuerzo-deformación. Además, para los distintos materiales, obtienen índices de los valores medios de la resistencia y de su dispersión entre piezas de un mismo lote, entre lotes de una misma fábrica, y entre fábricas de un mismo material. También relacionan estadísticamente las propiedades determinadas en las pilas con las características de las piezas y morteros que las componen.

Meli y Hernández (1975), establecen un criterio de diseño por hundimientos diferenciales en construcciones con muros de carga de mampostería sobre terreno compresible, con base en la optimización del costo total, incluyendo el daño esperado. Dicho estudio lo realizan en tres etapas: a) Programa experimental para determinar la relación entre distorsión y agrietamiento en muros de mampostería, b) Estudio en campo para conocer la relación entre hundimiento de las construcciones y agrietamiento en los muros, c) Evaluación del daño económico que se deriva del agrietamiento de los muros y la reacción de los usuarios ante el estado de sus viviendas.

Hernández (1975) proporciona recomendaciones de diseño y construcción de edificaciones a base de muros de mampostería. **Meli (1979)**, analiza los resultados del programa experimental de la mampostería en el II-UNAM. Incluye el estudio de la variabilidad de los materiales componentes, determinación de propiedades básicas de la mampostería en ensayos de especímenes pequeños, y análisis del comportamiento ante cargas laterales en una dirección y ante cargas alternadas. Con base en los resultados experimentales y en la observación de los efectos de temblores recientes, el autor propone recomendaciones para el diseño sísmico de estructuras a base de muros de mampostería. **Bazán (1980)** propone un modelo analítico que permite reproducir en forma detallada el comportamiento de muros ante carga lateral y propone procedimientos para su análisis. También, estudia el comportamiento ante sismos para distintos casos de estructuración y refuerzo.

En el *Laboratorio de Estructuras Grandes* del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), Alcocer y colaboradores retoman el trabajo iniciado en 1961 en el II-UNAM. El programa experimental consistió en ensayar muros de mampostería a escala natural (2.50 m x 2.50 m) considerando el esfuerzo vertical constante (típico de la vivienda de interés social en México), el protocolo para ensayos cíclicos del Apéndice A de las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, **NTC-Mampostería (2004)**, diferentes condiciones de confinamiento, cuantía de refuerzo interior y tipo de piezas. **Aguilar y Alcocer (2001)** ensayan muros de tabique rojo recocido de

fabricación artesanal, **Flores y Alcocer (2001)** proponen un modelo de comportamiento histerético para los muros de mampostería, **Zepeda y Alcocer (2001)** ensayan muros con piezas multi-perforadas de fabricación industrial y **Pineda (1996)** evalúa la influencia de reforzar muros con malla electrosoldada.

En la UAM-Azcapotzalco, **Tena, Juárez y Salinas (2007)** ensayan dos muros de mampostería combinada y confinada a escala natural y encuentran que dicha mampostería presenta similitudes con respecto a los muros confinados de tabique rojo recocido en cuanto a patrones de agrietamiento, distorsión de agrietamiento y distorsión de diseño, aunque su resistencia a cortante máxima, su capacidad de deformación última y sus propiedades índice son inferiores a la de los muros construidos exclusivamente con tabiques de barro recocido [**Aguilar y Alcocer, 2001**].

En 2008 **Perez-Gavilán et al. (2008 y 2009)** ensayan en el II-UNAM y el CENAPRED muros de mampostería multiperforada de arcilla de distintas relaciones de aspecto ante carga lateral cíclica en el plano y esfuerzo vertical. Los autores encuentran que la resistencia de los muros normalizada con respecto a la resistencia nominal de las **NTC-Mampostería (2004)** crece con la longitud y sugieren que debería revisarse la resistencia de los muros para tomar en cuenta esta variable (H/L).

Normatividad

En lo que a normatividad respecta, el artículo 115 de la constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, en la Fracción V, confiere a los municipios la facultad de formular su propio código de construcción. De acuerdo con **Flores (2007)**, de los 2,466 municipios que existen en el país, tan sólo existen 70 reglamentos de construcción, de los cuales el 45 % no cuenta con Normas Técnicas Complementarias, el 25 % no especifica coeficientes sísmicos de diseño y los restantes son congruentes con el Manual de Obras Civiles de la CFE y/o las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de construcciones del Distrito Federal.

De acuerdo con lo anterior, se han hecho los esfuerzos por contar con propiedades índice de los materiales propios de cada región. Tal es el caso de los estudios de **Ruiz y Aguilar (2006)** quienes obtienen características de mamposterías de barro rojo recocido de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. **Arroyo et al. (2007)**, reportan las propiedades físicas y del comportamiento mecánico del tabique rojo recocido y del tabicón de concreto, así como de pilas y muretes construidos con materiales propios de la ciudad de Querétaro, Qro. **Ortega y Arroyo (2008)** presentan resultados de ensayos en piezas y pilas de mampostería de block de concreto en Chilpancingo, Guerrero. **Quiñónez et al. (2008)** estudiaron las propiedades mecánicas de mampostería de piezas de barro recocido fabricadas en Culiacán, Sinaloa. **Varela et al. (2008)**, en una zona no sísmica pero propensa a huracanes, determinaron las propiedades de la mampostería de bloques huecos de concreto fabricados en Mérida, Yucatán. **Cardenas et al. (2009)** ensayan piezas y pilas de mampostería de ladrillos de barro recocido y tabicones propios de la zona conurbada Colima-Villa de Álvarez, por citar solo algunos ejemplos de los estudios más recientes realizados en el país.

La mampostería en el mundo

Como se indicó en los *Antecedentes*, las edificaciones de mampostería han acompañado a la humanidad desde el inicio de las civilizaciones y hoy en día tiene presencia en los cinco continentes. A continuación se presentará un panorama del desarrollo de algunas investigaciones en otras regiones.

En 1994, el *American Concrete Institute* (ACI, por sus siglas en inglés) edita un libro sobre la mampostería en siete países en el continente americano: Canadá, Colombia, Costa Rica, Chile, Estados Unidos, México y Perú. Se abordan temas como a) Prácticas constructivas, b) Prácticas de diseño, c) Daños debido a sismos, d) Técnicas de evaluación y refuerzo, e) investigación [Abrams, 1994].

Crisafulli (1997) lleva a cabo una extensa recopilación bibliográfica de trabajo experimental realizado en el mundo, con énfasis en Latinoamérica, propone un modelo de comportamiento cíclico de la mampostería el cual calibra pruebas de laboratorio y lo incluye como un elemento en el software llamado *Ruaumoko* [Carr, 1996].

Holmberg y Araneda (2007) presentan una descripción general de las mamposterías en Chile y realizan una comparación de las normas chilenas de diseño con normas similares del resto de los países de la región (Colombia, Estados Unidos, México y Perú). Del trabajo, se observa que existe una gran dispersión tanto en las características de los materiales como en las disposiciones de diseño empleadas.

Para darse una idea de la gran cantidad de trabajo experimental realizado en *Europa*, basta con mencionar el simposio organizado en Italia en 1962 por la Red Internacional de Laboratorios de Ensaye de Materiales [RILEM. 1962] para discutir temas relacionados con a) Pruebas de materiales b) Métodos de diseño y análisis, c) Prácticas constructivas, etc, etc., etc. En este encuentro participan ponentes de Alemania, Bulgaria, Checoslovaquia, España, Finlandia, Francia, Holanda, Inglaterra, Italia, Japón, Suecia y Suiza.

Una fuente de información y consulta es la *World Housing Encyclopedia* que contiene una base de datos de diversos tipos de construcción en zonas de alta sismicidad en el mundo, clasificada tanto por país como por el tipo de mampostería [WHE, 2010]. Esta base de datos es auspiciada por el Instituto de Investigaciones en Ingeniería Sísmica y la Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica, EERI e IAEE (por sus siglas en inglés), respectivamente.

1.4 Organización del trabajo

En el *Capítulo II* se presentan las bases teóricas necesaria para realizar *a)* Análisis de las incertidumbres en la propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales para poder así simularlas, *b)* Evaluación del peligro sísmico en la región de interés, *c)* Análisis de confiabilidad con los sismos registrados en la zona de interés y con las estructuras simuladas, y finalmente *d)* Estudio de optimación en el ciclo de vida de la estructura.

Posteriormente, en el *Capítulo III* se expone la metodología empleada para un nuevo *Modelo de comportamiento histerético y daño para muros de mampostería confinada que considera reducción de rigidez y degradación de resistencia*, así como los pasos que se siguieron para su calibración, generalización y puesta en operación.

A continuación, en el *Capítulo IV* se aplica el planteamiento teórico a cinco casos de estudio, donde se diseña una estructura a base de trabes y columnas (caso de partida), a la que posteriormente se ligan muros de mampostería. Las variables a estudiar son el número de crujías con muros de mampostería así como el porcentaje de refuerzo de acero horizontal interior en los muros (dos densidades de muros y dos tipos de refuerzo horizontal).

En el *Capítulo V* se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas del presente estudio al considerar la contribución en rigidez y resistencia de los muros de mampostería en el ciclo de vida de la estructura.

1.5 Alcances y limitaciones

Se estudia la contribución a la rigidez lateral que tienen los muros de ladrillo rojo recocido de fabricación artesanal en un edificio de oficinas de cinco niveles desplantado en terreno firme en la costa del Pacífico mexicano (Acapulco).

El caso de partida consiste en un edificio de marcos de concreto reforzado diseñado de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la CFE [MOC, 1993]. Posteriormente, muros de mampostería en dos configuraciones diferentes y en dos cuantías extremas de acero de refuerzo horizontal son ligados a los marcos y se estudia la influencia de estos elementos en la estructura.

El edificio es simétrico tanto en planta como en elevación y se modela mediante marcos planos de múltiples grados de libertad. Se caracterizan las incertidumbres en las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales, así como en las cargas, para su posterior simulación. Finalmente, se realizan análisis paso a paso con señales de sismos reales registrados en terreno firme, donde se consideran como independientes las componentes horizontales y se deja para trabajos futuros el estudiar la influencia de la componente vertical.

Para evaluar la contribución de los muros, se desarrolló *ex profeso* un *modelo de comportamiento histerético y daño para muros de mampostería confinada que considera reducción de rigidez y degradación de resistencia*. Dicho modelo fue calibrado con pruebas experimentales realizadas en el país y permite estimar el valor máximo de la fuerza cortante resistente y la capacidad de deformación de muros ante carga monotónica, a partir de la información experimental sobre su comportamiento ante cargas alternantes. Por simplicidad, no se considera el comportamiento fuera del plano del muro.

En este trabajo, se considera a la distorsión máxima de azotea y/o de entrepiso como el parámetro indicativo del daño que sufre la estructura, por lo que no se considera el daño asociado con la aceleración. Por otra parte, la capacidad última de la estructura se estima mediante un análisis incremental de cargas (*pushover*) con configuración constante de desplazamientos.

En la parte de optimización, para el caso de que la estructura falla, no se hacen estudios con respecto a los *criterios de aceptación del riesgo por la sociedad*. Por simplicidad, el costo total de colapso, incluyendo pérdidas de vidas, se toma como veinte veces el costo inicial de la construcción. Para el caso de partida (trabes y columnas), si bien no tiene muros de mampostería, cuenta con muros divisorios de tablarroca, los cuales no contribuyen a la rigidez y resistencia de la estructura, pero sí al costo de los daños asociados a la distorsión del entrepiso.

Se asume que existe una estrategia de reparación y mantenimiento, a fin de que la estructura sea reconstruida después de un sismo con las mismas características del proyecto original.

MARCO TEÓRICO

2.1 Incertidumbres

A continuación se presenta una síntesis de las incertidumbres en los materiales y los elementos estructurales que se consideran en este trabajo. De todas ellas se obtuvieron los primeros momentos estadísticos mediante simulación, empleando el método de Monte Carlo. Cabe aclarar que con excepción de las *Incertidumbres en la mampostería*, todas las demás pueden consultarse en extenso en **Alamilla (2001)**.

2.1.1 Cargas en edificios

Se presenta el tratamiento que se le da a las incertidumbres de carga viva y muerta de edificios de oficinas construidos en la ciudad de México.

2.1.1.1 Carga viva

Alamilla (2001) se basa en el modelo probabilista de carga viva propuesto por **Pier y Cornell (1973)** para obtener la variabilidad espacial de la intensidad instantánea de la carga gravitacional que actúa sobre los diferentes niveles de un edificio mediante simulación de *Monte Carlo*. Posteriormente, debido a que dicho modelo fue calibrado con estructuras típicas de otras latitudes, obtiene los parámetros estadísticos de las cargas vivas representativas de edificios de oficinas construidos en la ciudad de México del estudio de **Ruiz y Soriano (1997)**, quienes estiman el valor medio de la carga viva igual a $75.1 \text{ kg} / \text{cm}^2$.

2.1.1.2 Carga muerta

Debido a que no se cuenta con un modelo probabilista que describa la variabilidad espacial de la intensidad instantánea de la carga muerta en las estructuras, **Alamilla (2001)** considera a las magnitudes de las cargas muertas como variables aleatorias correlacionadas piso a piso. La correlación entre cargas provenientes de diferentes niveles la obtuvo en forma subjetiva a partir de la distribución del cociente de carga.

Dado que se cuenta con información disponible referente a la variabilidad de los pesos específicos de los materiales y las dimensiones de los elementos estructurales, es posible estimar en forma aproximada las cargas muertas actuantes sobre las estructuras. **Meli (1976)**

propone una expresión que relaciona el valor nominal y medio de la carga muerta mediante un coeficiente de variación, al cual le ha asignado un valor típico.

2.1.2 Concreto

Para el caso del concreto, se consideran los estudios experimentales de especímenes fabricados en la ciudad de México cuya resistencia nominal es de $f'_c = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$, la cual se usará en este estudio.

2.1.2.1 Compresión

Es de esperarse que exista una diferencia entre los valores de diseño y los obtenidos en pruebas de cilindros en el laboratorio. **Meli y Mendoza (1991)** representan mediante una función de distribución normal el comportamiento de la resistencia nominal del concreto (f'_c) y la asocian con el valor medio obtenido de ensayos de cilindro en el laboratorio \bar{f}_c y que para el caso de un $f'_c = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$ obtienen un $\bar{f}_c = 268 \text{ kg} / \text{cm}^2$ con un coeficiente de variación $V_c = 0.167$.

Por otra parte, los valores obtenidos de cilindros y los encontrados en la estructura también varían. **Mendoza (1991)** relaciona la media (\bar{f}_{xx}) y el coeficiente de variación (V_{xx}) de la resistencia a compresión de ensayos de cilindros de concreto (subíndice c) con la obtenida por medio de ensaye de corazones en la estructura (subíndice co) mediante $\bar{f}_{co} = 0.95\bar{f}'_c$ y $V_{co} = 1.15 \cdot V_c$.

2.1.2.2 Tensión

Debido a la importancia de la resistencia tensión, f_t , en el agrietamiento de elementos de concreto reforzado, **Mendoza (1984)** presenta una expresión para su cálculo en función de la resistencia nominal del concreto, f'_c , siendo igual a $f_t = \phi_t \cdot \sqrt{f'_c}$. Esto implica la existencia de una correlación entre ambas resistencias.

Debido a que no se ha podido evaluar la correlación entre la resistencia a tensión del concreto con la resistencia a compresión debido a que provienen de fuentes distintas, **Alamilla (2001)** propone una metodología para lograrlo y obtiene para un concreto de $f'_c = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$ un coeficiente de correlación igual a 0.4.

2.1.2.3 Modulo tangente

El modulo tangente, E_c , caracteriza el comportamiento de elementos de concreto sometidos a esfuerzos axiales y cortantes. Se define a partir de la pendiente del tramo recto inicial de la curva esfuerzo-deformación, la cual a su vez es función de la resistencia a compresión del concreto. Al igual que el modulo tangente, puede ser estimado a partir de f'_c , mediante $E_c = \phi_E \cdot \sqrt{f'_c}$, donde ϕ_E es una variable aleatoria.

De ensayos a compresión de cilindros de concreto fabricados con agregados típicos de la ciudad de México, **Mendoza (1984)** obtiene las propiedades estadísticas, $\bar{\phi}_E$ y V_{ϕ_E} iguales a 8500 y 0.12 respectivamente. Dado que la correlación entre E_c y f'_c no está reportada, **Alamilla (2001)** propone una metodología análoga a la empleada para obtener la correlación entre la resistencia a tensión y compresión del concreto, f_t y f'_c , respectivamente.

2.1.3 Acero estructural

Para el caso de elementos de concreto sub-reforzados (la condición de fluencia del acero se alcanza antes que la condición de falla por compresión del concreto), su comportamiento, y por ende el de la estructura en su conjunto, estará definido por la resistencia y la capacidad de disipar energía de deformación del acero estructural en dichos elementos. De aquí su importancia en caracterizar su comportamiento de manera probabilista.

2.1.3.1 Comportamiento mecánico

Rodríguez y Botero (1996) a partir de ensaye de probetas de acero en laboratorio determinan el comportamiento esfuerzo-deformación de varillas producidas en el país y caracterizan su comportamiento mediante tres zonas: *a*) elástica, *b*) plástica y *c*) de endurecimiento por deformación, la cual se representa mediante la expresión dada por **Mander et al. (1984)**. Por su parte, **Alamilla (2001)** realiza un cambio de variable en los parámetros que definen la curva esfuerzo-deformación del acero, a los cuales ajusta una función de distribución de probabilidad lognormal con el fin que dichas variables tomen valores positivos y garanticen que los valores simulados representen correctamente el comportamiento del acero,

Mirza y MacGregor (1979b) estiman el coeficiente de variación de la resistencia de fluencia del acero para dos casos: *a*) cuando la población de varillas proviene de una fuente en particular y *b*) cuando se consideran todas las fuentes. **Alamilla (2001)** considera que la resistencia de fluencia de cada lecho de acero en la estructura corresponde al primer caso y lo considera como una variable aleatoria.

2.1.3.2 Porcentaje de acero longitudinal

Se estudia la relación entre la cantidad requerida del análisis y aquella que realmente se usa en la obra debido a los diámetros comerciales de la varilla disponibles en el mercado.

Mirza y MacGregor (1979b) consideran que el área de acero real en cada sección puede representarse mediante una variable aleatoria $A_R = \phi \cdot A_D$, donde A_D es el valor nominal del área de acero que resulta de un diseño convencional y ϕ es una variable aleatoria independiente, con media igual a 1.01, coeficiente de variación de 0.04 y distribución lognormal. Los valores de A_R se obtienen simulando independientemente valores de ϕ para cada lecho de acero.

2.1.4 Elementos de concreto reforzado

Una vez caracterizado el concreto y el acero, se está en posibilidad de combinarlos para formar elementos de concreto reforzado.

2.1.4.1 Geometría

Las características geométricas influyen directamente en la estimación de la rigidez, la resistencia y la deformación de los elementos estructurales. **Mirza y MacGregor (1979a)** realizan mediciones en varios países, incluido México, de las propiedades estadísticas de las diferencias o errores entre las dimensiones reales y las proyectadas de secciones transversales de elementos de concreto reforzado (*e.g.* altura, ancho, recubrimientos de concreto y espesor de losa).

Alamilla (2001) considera a dichos *errores* como variables aleatorias correlacionadas, con distribución normal, bajo la suposición de que las propiedades estadísticas de las variables provienen de la misma muestra de secciones transversales y que son estadísticamente independientes entre secciones de distintos elementos.

2.1.4.2 Rigidez

Debido a que normalmente la rigidez de los elementos estructurales se obtiene a partir de la sección bruta en vez de considerar la sección agrietada, y aunado a los bajos valores del módulo tangente del concreto típico de la ciudad de México, se pueden subestimar las fuerzas laterales de diseño al modificarse el periodo fundamental de la estructura, generando un sesgo importante entre el comportamiento real y el esperado de la estructura.

Alamilla (2001), para determinar los coeficientes de rigidez, discretiza la longitud del elemento en siete segmentos, dos de ellos de rigidez infinita y cuyas longitudes dependen de los elementos extremos. Por otra parte, la rigidez de los restantes se considera invariable a lo largo del mismo y se obtiene de los diagramas momento-curvatura de las secciones mediante el modelo propuesto por **Mander et al. (1984)** para representar el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto. Por otra parte, se considera el comportamiento del acero de refuerzo mediante el modelo desarrollado por **Rodríguez y Botero (1996)**. Para el caso de las trabes, de acuerdo con **Paulay y Priestley (1992)**, la influencia de la losa es de un cuarto de las longitudes de los claros adyacentes a la sección transversal de interés.

2.1.5 Mampostería

En este trabajo, las propiedades mecánicas de la mampostería tales como el esfuerzo cortante resistente sobre área bruta (v_m^*), el módulo de cortante (G), el espesor del muro (t) así como el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo horizontal se simularon con el método propuesto por **Rubinstein (1981)**, como variables aleatorias con distribución log-normal. Dicha información se presenta en detalle en la Tabla 3.6, *sección 3.3.3 Modelos probabilistas* del Capítulo III (dedicado al comportamiento estructural y modelado de muros de mampostería confinada).

2.2 Análisis de riesgo sísmico

El *riesgo* se define como la interacción de dos componentes: uno externo (*Peligro*) y otro interno (*Vulnerabilidad*) a la que se somete un sujeto, elemento o sistema y puede definirse de la siguiente manera:

$$\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad} \quad [2.1]$$

Aquí, el *peligro* está asociado a fenómenos naturales o tecnológicos y puede ser expresado como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad en un cierto sitio y en cierto período de tiempo. Por otra parte, la *vulnerabilidad* es la predisposición intrínseca de un sujeto o elemento a sufrir daño debido a posibles acciones externas. En este trabajo, se relacionan los niveles de intensidad del agente perturbador con los costos del daño esperado del sistema mediante *funciones de daño*. La Ecuación 2.1 no es formalmente válida para calcular riesgo a partir de peligro y vulnerabilidad; como se vera en la sección 2.4 *Optimización* de este trabajo (Ecuaciones 2.14 a 2.17).

Los fenómenos naturales que pueden producir catástrofes son los sismos, los tsunamis, las erupciones volcánicas, la inestabilidad de laderas, los huracanes, los ciclones tropicales, las inundaciones y las sequías. En este trabajo, se concentrará en el primero de ellos, el *peligro sísmico*. En México, el primer estudio lo realiza **Esteva (1963)** por encargo de la industria aseguradora. Una extensa compilación de los riesgos que afectan al país así como información para su gestión puede encontrarse en **CEPAL (2007)**.

No es posible predecir a *priori*, sin incertidumbre, las intensidades de los eventos perturbadores que pueden ocurrir y los daños que pueden sufrir las construcciones ante una intensidad dada. Por ello, las funciones de *peligro*, *vulnerabilidad* y *riesgo* se determinan empleando conceptos de la teoría de probabilidades.

2.2.1 Selección de excitaciones sísmicas

Se utilizan sismos reales registrados en estaciones localizadas en las costas del Pacífico mexicano las cuales se encuentren desplantadas en terreno firme (roca). Se seleccionan aquellos registros que presenten aceleraciones máximas del terreno *importantes* para los periodos de las estructuras a estudiar.

Debido a la cantidad limitada de este tipo de registros sísmicos, y con el fin de ampliar la muestra, se consideraran como independientes a las dos componentes horizontales del movimiento del terreno. Si bien, cerca de la zona de subducción (la costa), la componente vertical suele ser importante, en este estudio no se considera y se deja para trabajos futuros.

2.2.2 Peligro

Debido a que la información instrumental con la que se cuenta es limitada y en ocasiones poco confiable (*e.g.* magnitud, intensidad y localización de los sismos ocurridos en una región dada), **Esteva (1970)** propone realizar estudios de la sismicidad local para determinar relaciones intensidad-frecuencia de ocurrencia de los sismos. Para lo anterior, será necesario caracterizar las fuentes sísmicas y formular leyes de atenuación empíricas en función de la magnitud y distancia así como de algunos otros parámetros, dependiendo donde se generen los sismos (fuente), trayectoria y los efectos de sitio de donde se deseen obtener las tasas de excedencia de intensidades, $\nu_Y(y)$, y en este trabajo se hará de acuerdo con lo planteado por **Ordaz (1992)**.

Para la obtención de la función de peligro sísmico para el sitio, periodo de retorno y estructural de interés, se emplean las tasas de excedencia de intensidades, $\nu_Y(y)$, a cuyos resultados se les ajusta la Ecuación 2.2 propuesta por **Esteva (1968)**.

$$\nu_Y(y) = K \cdot y^{-r} \left[1 - \left(\frac{y}{y_M} \right)^\varepsilon \right], \quad \text{sí } y < y_M \quad [2.2a]$$

$$\nu_Y(y) = 0, \quad \text{sí } y \geq y_M \quad [2.2b]$$

Aquí, y es la intensidad del sismo, medida por la ordenada del espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones para el periodo fundamental del periodo del sistema de interés, y_M es la máxima intensidad probable alcanzada en el sitio de interés, K , r y ε son parámetros que toman en cuenta la información geofísica relacionada con las fuentes sísmicas potenciales cercanas al sitio, así como en la información estadística en dichas fuentes.

2.2.3 Vulnerabilidad

De acuerdo con **Esteva et al. (2002)**, la función de vulnerabilidad $\delta(y)$ de la estructura ante el peligro sísmico consta de dos términos, el primero asociado a la falla y el segundo a la supervivencia de la estructura para una intensidad y .

$$\delta(y) = \delta_F \cdot p_F(y) + \bar{\delta}(y|S) \cdot [1 - p_F(y)] \quad [2.3]$$

En la Ecuación 2.3, δ_F es el costo asociado a la falla de la estructura y $p_F(y)$ su correspondiente probabilidad de ocurrencia. Por otra parte, $\bar{\delta}(y|S)$ es el costo esperado de

falla para una intensidad y , dado que el sistema sobrevive y se obtiene como la contribución de todos aquellos sub-sistemas (estructurales o no) que se dañen. **Ismael (2003)** propone que en el caso de edificios de múltiples niveles cada sub-sistema se asocia a un entrepiso mediante la Ecuación 2.4.

$$\bar{\delta}(y|S) = (\lambda + r_1) \sum_i r_{ci} \cdot \bar{g}(\Psi_i) \quad [2.4]$$

En la Ecuación 2.4, $r_{ci} = C_{oi} / C_0$ es el costo inicial del entrepiso i , $g(\psi_i)$ una función de la variable aleatoria Ψ_i y $\bar{g}(\Psi_i)$ su valor esperado para una intensidad y dada. La relación entre los costos indirectos y directos de reparación se considera por medio del parámetro r_1 , y estará asociado al tipo de construcción y uso del edificio de que se trate.

Debido a que cuando se necesitan hacer reparaciones son necesarios algunos arreglos logísticos se incluye el parámetro λ el cual alcanza su máximo cuando los daños son mayores y se estabiliza para cuando estos pequeños como se muestra en la Ecuación 2.5, en donde n es el número de sistemas (estructurales o no) que se dañan y χ un valor asociado a lo que se deja de ganar por la suspensión temporal de actividades del edificio.

$$\lambda = \chi - \left(\frac{\chi - 1.2}{n} \right) \sum_1^n \bar{g}(\Psi_i) \quad [2.5]$$

2.2.3.1 Función de daño físico

Con base en información empírica, se considera que para un determinado sub-sistema (estructurales o no), la función de daño físico esperado, $g(\psi)$, estará definida por la Ecuación 2.6, la cual considera la distorsión a la cual se inicia el daño ε_0 y cuando el daño es *importante* ε_u , asociado al 1% y 99% de $g(\psi)$, respectivamente. Dicho concepto se presenta de manera esquemática en la Figura 2.1.

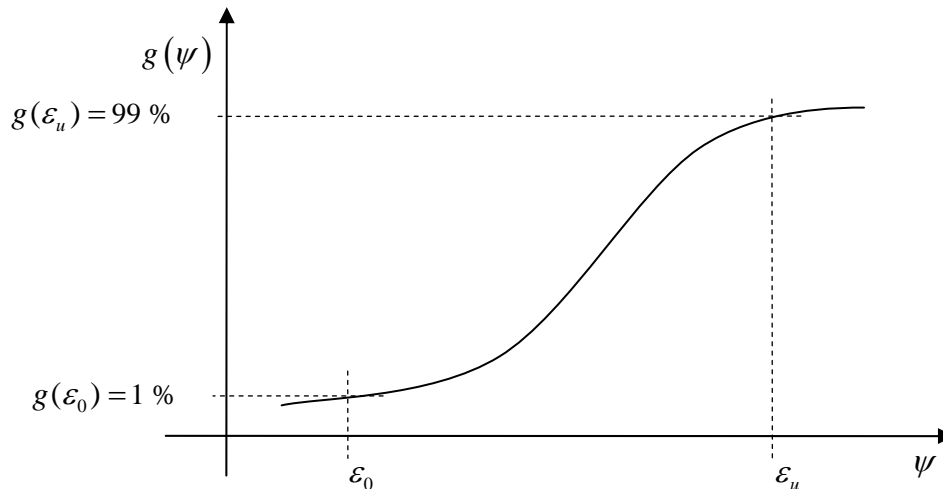


Figura 2.1 Representación esquemática de la función de daño físico

$$g(\psi) = 1 - \exp(-a \cdot \psi^m) \quad [2.6]$$

De acuerdo a sus condiciones de frontera, los parámetros de la Ecuación 2.6 quedan definidos por las Ecuaciones 2.7 y 2.8.

$$a = -\frac{\ln(1\%)}{\varepsilon_u^m} \quad [2.7]$$

$$m = \frac{\ln\left(\frac{\ln(99\%)}{\ln(1\%)}\right)}{\ln\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_u}\right)} \quad [2.8]$$

2.2.3.2 Valor esperado de la función de daño físico

El valor esperado de la función de daño se obtendrá mediante el concepto de estimaciones bi-puntuales propuesto por **Rosenblueth (1975)**, al evaluar la función de daño, $g(\cdot)$, mediante la Ecuación 2.9:

$$\bar{g}_i(\psi_i) = \frac{1}{2} \left\{ g_i[\bar{\psi}_i(1+V_{\psi_i})] + g_i[\bar{\psi}_i(1-V_{\psi_i})] \right\} \quad [2.9]$$

Donde ψ_i es la distorsión máxima de entrepiso para cada entrepiso “ i ”, $\bar{\psi}_i$ y V_{ψ_i} son, respectivamente, su correspondiente valor esperado y coeficiente de variación.

2.3 Análisis de confiabilidad

Supóngase que se cuenta con una muestra de parejas de valores (Z, Q) , en donde Q es una medida de la intensidad normalizada y Z un indicador de desempeño definido por la Ecuación 2.10.

$$Z = \ln\left(\frac{C}{D}\right) \quad [2.10]$$

en donde C y D son, respectivamente, la capacidad (de deformación) y la demanda sísmica para la intensidad normalizada Q . Ambas variables pueden ser aleatorias, aunque también puede considerarse el caso en que C se conoce de forma determinista.

De acuerdo con **Cornell (1969)**, la confiabilidad se puede medir con el índice β .

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_Z} \quad [2.11]$$

Aquí, \bar{Z} y σ_z representan, respectivamente, el valor esperado y la desviación estándar de Z para una intensidad normalizada igual a Q .

A fin de tener una estimación de la probabilidad de falla del sistema, p_F , es razonable suponer que la distribución de probabilidades de Z es log-normal; bajo esta hipótesis, p_F se obtendrá directamente del índice β de la siguiente manera:

$$p_F = \Phi(-\beta) \quad [2.12]$$

donde $\Phi(\cdot)$ es la función de distribución de probabilidades normal estándar.

Para obtener la pareja de datos C y D de la Ecuación 2.10, será necesario contar con modelos de comportamiento y daño apropiados, así como realizar análisis de capacidad última y ante excitaciones sísmicas de sistemas de múltiples grados de libertad, SMGL.

2.3.1 Modelos de comportamiento histerético y daño

Ante la necesidad de estimar la respuesta no-lineal de elementos estructurales que considere degradación de rigidez y resistencia ante ciclos de carga alternados, como pueden ser las respuestas ante excitaciones sísmicas, se han desarrollado modelos analíticos de histéresis.

Los modelos aquí descritos se basan en el concepto de daño acumulado, que es función de la suma de las amplitudes máximas alcanzadas en cada ciclo de carga por el elemento de estudio propuesto por **Wang y Shah (1987)**.

2.3.1.1 Elementos de concreto reforzado

Campos y Esteva (1997) desarrollan un modelo para vigas de concreto reforzado, considerando que el deterioro se concentra en secciones extremas del elemento y que el máximo daño corresponde a la pérdida total de rigidez y resistencia de la dicha sección, dando lugar a la formación de la articulación completa. Los autores proponen una curva envolvente bi-lineal y reglas de comportamiento histerético para los ciclos de carga y descarga.

En la Figura 2.2 se presenta de manera esquemática el modelo para las secciones en los extremos de las vigas; se observa la degradación de rigidez y la forma en que el momento puede alcanzar a la curva bi-lineal (sí fuese el caso) para cada ciclo de carga-descarga. Para quien desee consultar los detalles del modelo, remitirse directamente con la publicación original [**Campos y Esteva, 1997**]. Dicho modelo ha sido incluido en el programa de computo DRAIN-2D [**Powell, 1973**] como un nuevo elemento.

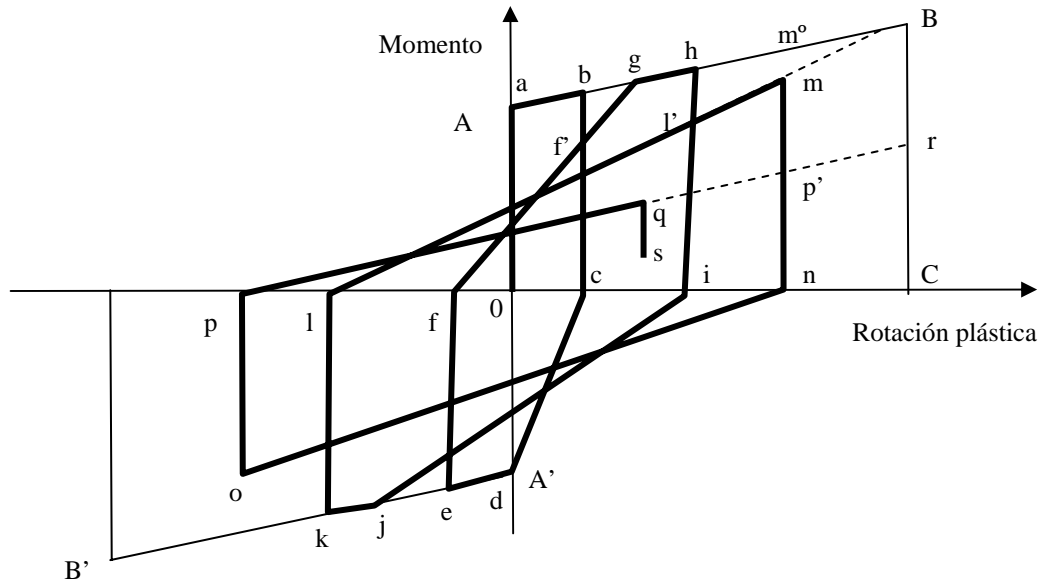


Figura 2.2 Modelo de comportamiento histerético para vigas de concreto reforzado [adaptada de Campos y Esteva (1997)]

2.3.1.2 Muros de mampostería

En este trabajo se propone, desarrolla, calibra y pone en operación un *Modelo de comportamiento histerético y daño para muros de mampostería confinada que considera reducción de rigidez y degradación de resistencia*, el cual es presentado con todo detalle más adelante en el *Capítulo III Muros de mampostería confinada*.

2.3.2. Capacidad de deformación del sistema

La capacidad de deformación del sistema estructural (C de la Ecuación 2.10) se obtendrá por medio del análisis “pushover” con configuración constante de desplazamientos. Dadas las limitaciones del programa DRAIN-2D [Powell, 1973], el edificio se modela como dos sistemas planos acoplados por una trabe de liga, sistema anexo y original, respectivamente. Dicha trabe de liga estará articulada en sus extremos y tendrá rigidez axial elevada. El análisis pushover consistirá en imponer al arreglo presentado en la Figura 2.3 una aceleración lentamente creciente en la base, para de este modo mantener suficientemente bajos los efectos dinámicos. Se reconoce que el criterio de capacidad última tiene ventajas y limitaciones, las cuales han sido ampliamente comentadas en la literatura (e.g. Kim y D’Amore, 1999; Priestley, 2003).

El sistema anexo tendrá las siguientes propiedades:

- ✓ La masa M es mucho mayor que la del sistema original
- ✓ Vigas mucho más rígidas y resistentes que las columnas, de manera de constituir un sistema de cortante
- ✓ Rigidez lateral mucho mayor que la del sistema original
- ✓ Rigidez de entrepiso dada por:

$$k_i = \frac{V_i}{\delta_i - \delta_{i-1}} = \frac{\propto M}{\delta_i - \delta_{i-1}} \quad [2.13a]$$

$$\therefore k_i \propto (\delta_i - \delta_{i-1})^{-1} \quad [2.13b]$$

donde $\psi_i = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$ es la configuración resultante del análisis de superposición modal.

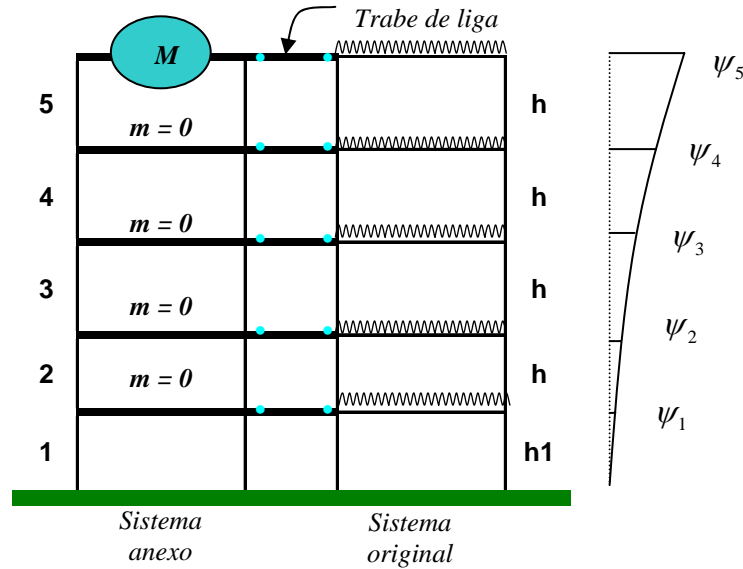


Figura 2.3 Arreglo usado para el análisis incremental de cargas (pushover)

En la Figura 2.4 se presenta de manera esquemática la rampa de aceleración lentamente creciente en el tiempo.

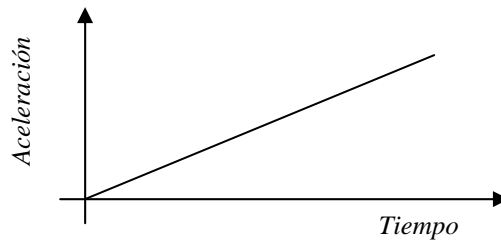


Figura 2.4 Forma esquemática la rampa de aceleración lentamente creciente en el tiempo

2.3.3 Demanda sísmica

La demanda sísmica del sistema estructural se obtendrá por medio de *análisis paso a paso* de SMGL. Dada la simetría en planta y elevación, el edificio se modela como dos marcos planos, uno exterior y uno interior, acoplados por una trabe de liga articulada en sus extremos y con rigidez axial elevada. En la Figura 2.5 se presenta el caso de un edificio de 5 niveles de concreto reforzado donde en la crujía central del marco exterior tiene muros de mampostería.

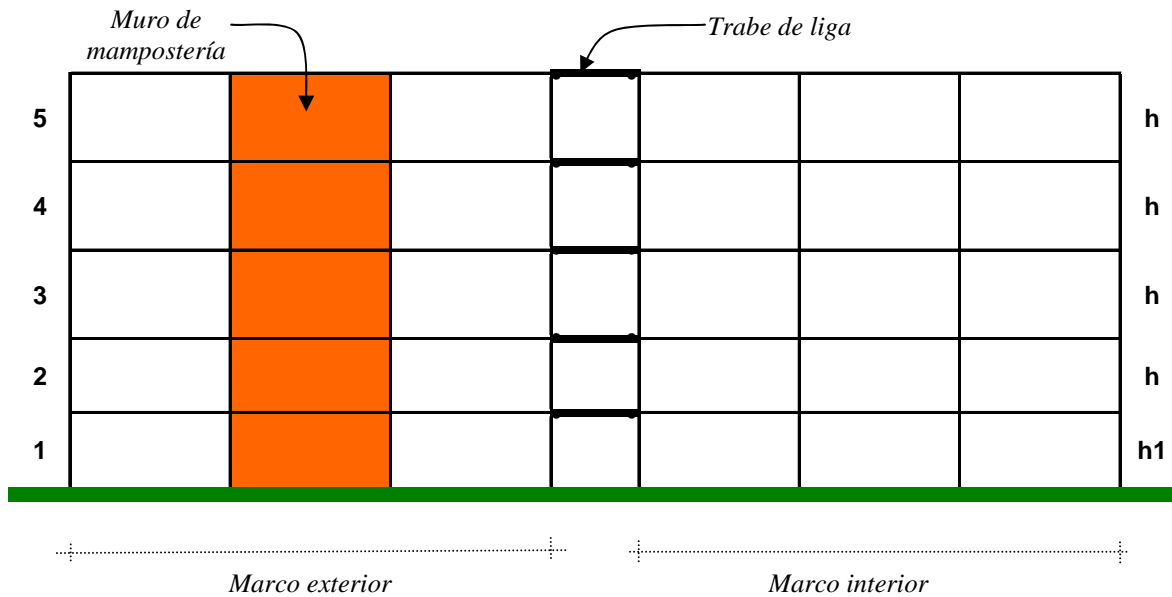


Figura 2.5 Arreglo usado para modelar marcos planos de edificios en el DRAIN-2D

El arreglo presentado en la Figura 2.5 es integrado por elementos que consideran incertidumbres en sus propiedades mecánicas (*sección 2.1* de este Capítulo) lo que permite generar estructuras simuladas las cuales serán sometida a los sismos seleccionados en la *sección 2.3*. De aquí se obtendrán las distorsiones locales y globales del sistema y de este modo la demanda sísmica D de la Ecuación 2.10.

2.3.4 Propiedades medias y nominales

Tanto las cargas como las resistencias de materiales y elementos estructurales pueden considerarse como variables aleatorias y caracterizarse por función de densidad de probabilidades por medio de sus dos primeros momentos estadísticos (media y desviación estándar). Dichas *propiedades medias* podrán ser obtenidas de muestras de laboratorio de uno o varios lotes y/o por mediciones físicas.

Por cuestiones de seguridad para el diseño se emplean *propiedades nominales*, los cuales son valores conservadores, mayores para el caso de las cargas y menores en el de las resistencias. Existen varios criterios de aceptación o rechazo de productos, siendo la más empleada en ingeniería la propuesta por **Meli (1976)**, en la que las propiedades nominales son obtenidas al dividir por uno más el coeficiente de variación V el valor de las propiedades medias de la resistencia, donde V no puede ser menor a un cierto valor previamente especificado.

En este trabajo cuando se hable de propiedades medias se referirá a aquellas que han sido caracterizadas con su valor medio y la desviación estándar de la *sección 2.1 Incertidumbres* y simuladas mediante la metodología propuesta por **Alamilla (2001)**. Cuando se hable de propiedades nominales se supondrá que se trabaja con valores de referencia de algún código o reglamento.

2.3.5 Medida de la intensidad normalizada, Q

En este trabajo, se tomará como medida de la intensidad a un parámetro adimensional, Q , que involucra información tanto de resistencia como demanda en la estructura y se define por la Ecuación 2.14.

$$Q = \frac{m \cdot Sa}{V_y} \quad [2.14]$$

Aquí, m es la masa del SMGL, Sa es la aceleración espectral para el periodo de la estructura de propiedades medias y V_y es el cortante de fluencia del ajuste elasto-plástico de la curva de empuje lateral (pushover). Tanto m como V_y podrán estar en términos de *propiedades medias o nominales*, definidas previamente.

2.4 Optimización

Sea α el vector de los parámetros que determinan las propiedades mecánicas relevantes del sistema a diseñar. De las ideas planteadas por **Esteva (1968)** y **Rosenblueth (1970 y 1976)**, se asume que existe una estrategia de reparación y reconstrucción *a priori* con la que el sistema es inmediatamente reconstruido después de cada sismo que le cause daño. Dicha estrategia empleará las mismas especificaciones que las del sistema original y sí la distribución probabilística de dichas propiedades del sistema después de cada reparación se mantiene igual a la del sistema inicial, los valores óptimos de los valores de los elementos de α serán aquellos que minimicen la siguiente función objetivo, U :

$$U = C_0(\alpha) + \frac{D_0(\alpha)}{\gamma} \quad [2.15]$$

donde C_0 es el costo inicial de la estructura, D_0 es el costo esperado de daño y falla por unidad de tiempo y γ es una tasa adecuada de descuento (interés real) por unidad de tiempo.

Esteva et al. (2002) proponen que D_0 está integrado por dos componentes: el costo esperado de daño por unidad de tiempo, condicionado a que sobreviva y a que falle, Δ_S y Δ_F , respectivamente. Ambos serán analizados como fracción del costo inicial, C_0 .

$$D_0(\alpha) = [\Delta_S + \Delta_F] \cdot C_0(\alpha) \quad [2.16]$$

Δ_S y Δ_F se obtendrán de la siguiente manera:

$$\Delta_S = \int \left| \frac{dv_y(y)}{dy} \right| \cdot \bar{\delta}(y|S) \cdot [1 - p_F(y)] dy \quad [2.17]$$

$$\Delta_F = \int \left| \frac{d\nu_Y(y)}{dy} \right| \cdot \delta_F \cdot p_F(y) dy \quad [2.18]$$

En las Ecuaciones 2.17 y 2.18, $\nu_Y(y)$ es la tasa de excedencia de intensidades en el sitio de interés, $p_F(y)$ es la probabilidad de falla bajo la acción de un sismo dado, $\bar{\delta}(y|S)$ y δ_F son el costo esperado de los daños dado que el sistema sobrevive y el costo de falla, respectivamente.

2.4.1 Costo inicial, C_0

Se considera que el costo inicial de la construcción, C_0 , estará integrado por:

- ✓ C_{0ED} = Costo de los subsistemas que se dañan cuando ocurre un sismo: Trabes, columnas, muros de mampostería y/o divisorios, formado por:
 - C_{0MA} = Costo del marco de concreto reforzado (Trabes y columnas).
 - C_{0MD} = Costo de los muros divisorios de tablarroca y/o mampostería (estructurales o no)
- ✓ C_{0SD} = Costo de los subsistemas que NO se dañan cuando ocurre un sismo a menos que ocurra el colapso y se integra por:
 - C_{0SP} = Costo del sistema de piso.
 - C_{0Ins} = Costo de algunas instalaciones incluidas en el edificio

Matemáticamente podemos expresar lo anterior mediante las Ecuaciones 2.18 y 2.19.

$$C_0 = C_{0ED} + C_{0SD} \quad [2.19]$$

donde

$$C_{0ED} = C_{0MA} + C_{0MD} \quad [2.20]$$

$$C_{0SD} = C_{0SP} + C_{0Ins} \quad [2.21]$$

En la Tabla 2.1 se normalizan los costos antes mencionados con respecto al costo inicial total de la construcción, C_0 , y se le asignan los valores empleados previamente por **Esteva et al. (2001)**, **Sierra (2002)** e **Ismael (2003)**.

De la Tabla 2.1 se observa que los costos por daños esperados estarán asociados al 30 % del C_0 ya que el restante 70 % corresponderá a los costos cuando se alcance el colapso de la estructura.

Tabla 2.1 Costos estimados, como porcentaje del C_0 , para edificios estructurados a base de marcos de concreto reforzado

Costos normalizados		Porcentajes estimados	
$\frac{C_{0ED}}{C_0}$	$\frac{C_{0MA}}{C_0}$	30 %	
	$\frac{C_{0MD}}{C_0}$		
$\frac{C_{0SD}}{C_0}$	$\frac{C_{0SP}}{C_0}$	19 %	70 %
	$\frac{C_{0Ins}}{C_0}$	51 %	
Total		100 %	

MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

3.1 Modelo de comportamiento histerético y daño para muros de mampostería confinada que considera reducción de rigidez y degradación de resistencia

Debido a la doble curvatura y al adelgazamiento observado en la parte central de los ciclos histeréticos de datos experimentales de muros de mampostería (Figura 3.1), fue necesario combinar tres curvas para lograr un ajuste razonable de dichos datos (Ecuación 3.1).

$$V = V_1 - (V_2 + V_3) \quad [3.1]$$

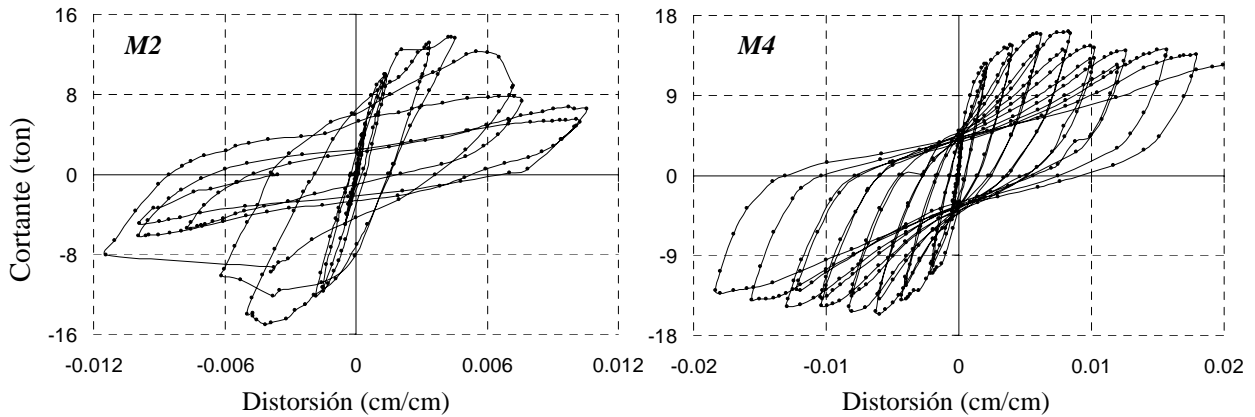


Figura 3.1 Datos experimentales del muros de tabique rojo recocido de fabricación artesanal *M2* y *M4* del CENAPRED, sin refuerzo horizontal y con la cuantía máxima, respectivamente [Aguilar y Alcocer, 2001]

El *modelo* está inspirado en las curvas propuestas por Wang y Shah (1987), donde el daño se define mediante la Ecuación 3.2.

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_i}{\gamma_u} \quad [3.2]$$

De la inspección visual de los datos experimentales, se asume que existe una curva que correspondería a la *carga monótonica* soportada por el muro de mampostería ante incrementos sostenidos de carga en una dirección y que alcanzaría su valor último de distorsión y cortante en (γ_u, V_u) , como se observa en línea gruesa en la Figura 3.2.

Determinar este punto no es cosa fácil ya que se ha observado que depende del patrón de cargas, la velocidad aplicación de la carga, esfuerzo vertical en el muro, entre otros [Tomažević *et al.*, 1996].

En busca de aclarar los conceptos expresados mas adelante, en la Figura 3.2 se presentan la *Curva 1* y la *Curva 3* al inicio de la prueba, daño cero ($D = 0$). Cabe aclarar que en $D = 0$ la *Curva 2* no participa. Para cuando el daño, D , sea mayor que cero las tres curvas se encontrarán participando como se indica en la Figura 3.3 y donde se aprecia la doble curvatura y el adelgazamiento del ciclo en la parte central. En la Tabla 3.1 se presentan en detalle los límites de las curvas que conforman el modelo.

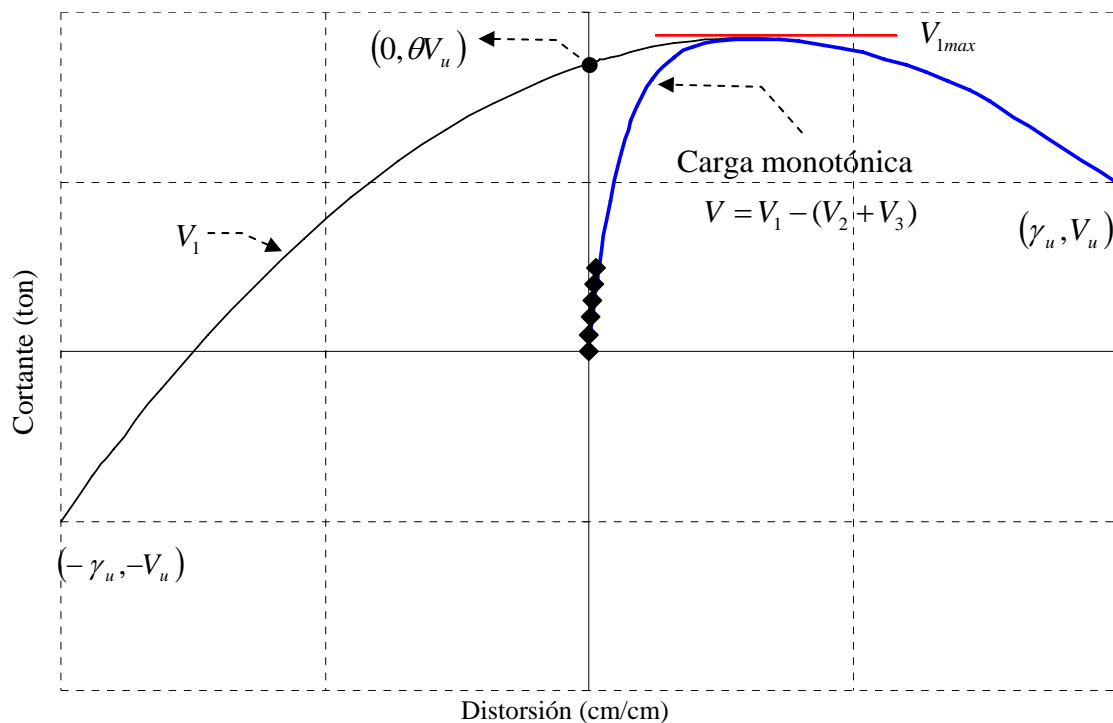


Figura 3.2 Dibujo esquemático al comienzo de la prueba ($D = 0$)

Tabla 3.1 Intervalos donde las tres curvas implicadas en el *modelo* propuesto son válidos

<i>Curva</i>	<i>Intervalo</i>
V_1	$-\gamma_u \leq \gamma \leq \gamma_u$
V_2	$-\gamma_u \leq \gamma \leq \gamma_u$
V_3	$\gamma_0 \leq \gamma \leq \gamma_u$

En la obtención de las curvas que integran el *modelo*, se trató de lograr la mayor simplicidad posible, minimizando el número de parámetros requeridos. A continuación se presentan las expresiones adoptadas para el caso de la *re-carga*.

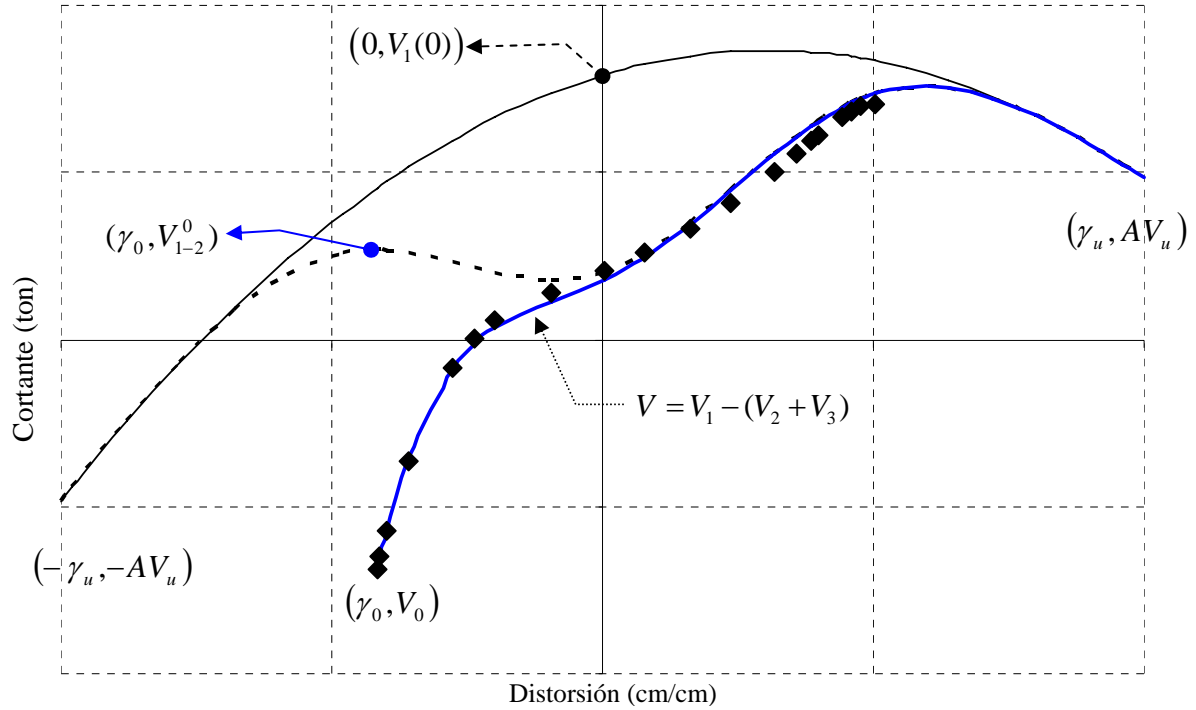


Figura 3.3 Dibujo esquemático para un punto arbitrario de re-carga ($D > 0$)

3.1.1 Carga

Curva 1 $-\gamma_u \leq \gamma \leq \gamma_u$

La *Curva 1* (V_1) es definida como una envolvente que une los puntos anti-simétricos (γ_u, AV_u) y $(-\gamma_u, -AV_u)$ y tomando en cuenta las condiciones de frontera se obtendrá la Ecuación 3.3.

$$V_1 = A \cdot \left[\theta \cdot A \cdot \left(1 - \frac{\gamma^2}{\gamma_u^2} \right) + \frac{\gamma}{\gamma_u} \right] \cdot V_u \quad [3.3]$$

Donde θ es un parámetro de ajuste. En la Ecuación 3.3, el valor máximo (V_{1max}) se presentará en $\gamma = \gamma_u/(2\theta)$ y si se evalúa en $\gamma = 0$ se obtendrá $V_1(0)$.

$$\frac{V_{1max}}{V_u} = \theta + \frac{1}{4\theta} \quad [3.4a]$$

$$V_1(0) = \theta \cdot A^2 \cdot V_u \quad [3.4b]$$

Conforme el daño acumulado dado por la Ecuación 3.2 aumenta, para una misma distorsión γ , los cortantes disminuirán, debido a la degradación de rigidez y resistencia en el muro de mampostería, y esto se toma en cuenta a través del parámetro A (Ecuación 3.5) donde k_A es un parámetro de ajuste.

$$A = \exp(-k_A \cdot D) \quad [3.5]$$

Curva 2 $-\gamma_u \leq \gamma \leq \gamma_u$

La *Curva 2* (V_2) está dada por una segunda envolvente con pendiente y magnitud nulas en los extremos y con pendiente nula y valor máximo al centro. Tomando en cuenta las condiciones de frontera se obtendrá la Ecuación 3.6.

$$V_2 = A \cdot E \cdot \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_u}\right)^w \cdot \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_u}\right)^w ; \quad w > 1.0 \quad [3.6]$$

Se propone que el valor máximo de la Ecuación 3.6 este dado por la Ecuación 3.7, siendo w y k_E parámetros de ajuste.

$$E = A \cdot [1 - \exp(-k_E \cdot D)] \cdot V_1(0) \quad [3.7]$$

Al evaluar las Ecuaciones 3.3 y 3.6 en γ_0 se obtiene:

$$V_{1-2}^0 = V_1(\gamma_0) - V_2(\gamma_0) \quad [3.8]$$

Curva 3 $\gamma_0 \leq \gamma \leq \gamma_u$

La *Curva 3* (V_3) comenzará en el *punto de re-carga* (γ_0, V_0) y alcanzará a las envolventes dadas por la *Curva 1* (V_1) y la *Curva 2* (V_2). Tomando en cuenta las condiciones de frontera se obtendrá la Ecuación 3.9.

$$V_3 = (V_{1-2}^0 - V_0) \cdot \left(\frac{\gamma_u - \gamma}{\gamma_u - \gamma_0}\right)^m \quad [3.9]$$

Debido a que la rigidez inicial del muro, k_0 , es conocida y disminuye conforme el daño aumenta (Ecuación 3.2), se tendrá:

$$m = B \cdot \frac{\gamma_u - \gamma_0}{V_{1-2}^0 - V_0} \quad [3.10]$$

$$B = \left(k_0 - A \cdot \frac{V_u}{\gamma_u}\right) \cdot \exp\left(-k_B \cdot \frac{|\gamma_0|}{\gamma_u}\right) \quad [3.11]$$

Nota: En la Ecuación 3.11 se conservará el valor mínimo obtenido para cada dirección. Se observa que el parámetro B es controlado por *distorsión*.

3.1.2 Descarga

Para cuando se aborde la *descarga*, se procederá de forma análoga a la *re-carga* tomando en cuenta las condiciones de frontera, continuidad y daño acumulado pertinentes.

3.2 Calibración del modelo propuesto

El modelo propuesto se calibró con datos experimentales de tres muros de mampostería de $b = 2.50$ y $h=2.50$ m ensayados previamente en el CENAPRED. Los muros *M2* y *M4* son de tabique rojo recocido de fabricación artesanal sin y con refuerzo horizontal, respectivamente [Aguilar y Alcocer, 2001]. El muro *N3* corresponde a piezas multiperforadas (Multex) y de doble hueco vertical [Zepeda y Alcocer, 2001].

En la Tabla 3.2, γ_u y V_u son valores propuestos producto de la inspección visual de los resultados experimentales y k_0 se calcula de las propiedades mecánicas de la mampostería observadas en los especímenes de prueba, como el producto del módulo de cortante por la sección transversal de muro de mampostería y el inverso de su altura (Ecuación 3.12).

$$k_0 = \frac{G \cdot b \cdot t}{h} \quad [3.12]$$

Tabla 3.2 Datos propuestos (γ_u , V_u) y el obtenido experimentalmente (k_0) para tres muros ensayados en el CENAPRED

Tipo de muro	ID	γ_u (cm/cm)	V_u (ton)	k_0 (ton-cm/cm)	Referencia
No – reforzado	<i>M2</i>	0.012	8.0	11 312	Aguilar y Alcocer (2001)
Reforzado	<i>M4</i>	0.021	15.2	11 550	
Multi-perforado y reforzado	<i>N3</i>	0.0065	32.0	49 753	Zepeda y Alcocer (2001)

Los resultados obtenidos de los ajustes se presentan en las Figuras 3.4 a 3.6, así como en la Tabla 3.3. La calibración del modelo de mampostería se realizó por mínimos cuadrados de los valores obtenidos en pruebas de laboratorio (L_i) y los teóricos (V_i , Ecuación 3.1), considerando todos los puntos a la vez. Para minimiza la función objetivo [$f(X) = \sum (L_i - V_i)^2$], se uso la herramienta *solver* de la hoja de calculo Excel. En el Apéndice, se presenta el Método del Gradiente Reducido Generalizado 2 [GRG2, Smith y Lasdon, 1992], empleado por *solver* para solucionar este problema en particular.

Tabla 3.3 Parámetros de las ecuaciones utilizadas en el ajuste del modelo de comportamiento histerético para los datos de los muros *M4*, *M2* y *N3* del CENAPRED

Parámetro	<i>M2</i>	<i>M4</i>	<i>N3</i>	Ecuación	Curva
θ	2.0	1.0	0.724217	3.3	V_1
k_A	0.06034	0.01501	0.026946	3.5	
w	6.0	5.5	5.0	3.6	V_2
k_E	0.06845	0.1785	0.138885	3.7	
k_B	1.75077	2.0088	3.46605	3.11	V_3

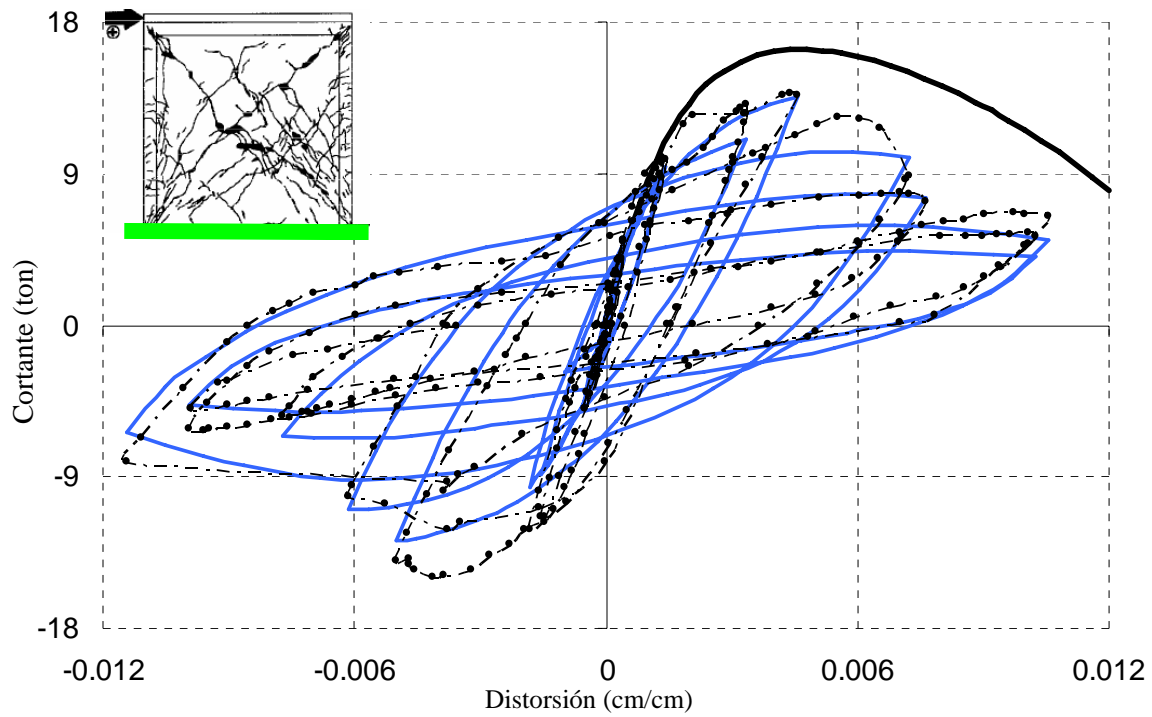


Figura 3.4 Modelo de comportamiento histerético propuesto, ajustado a los datos experimentales del muro *M2* del CENAPRED [Aguilar y Alcocer, 2001]

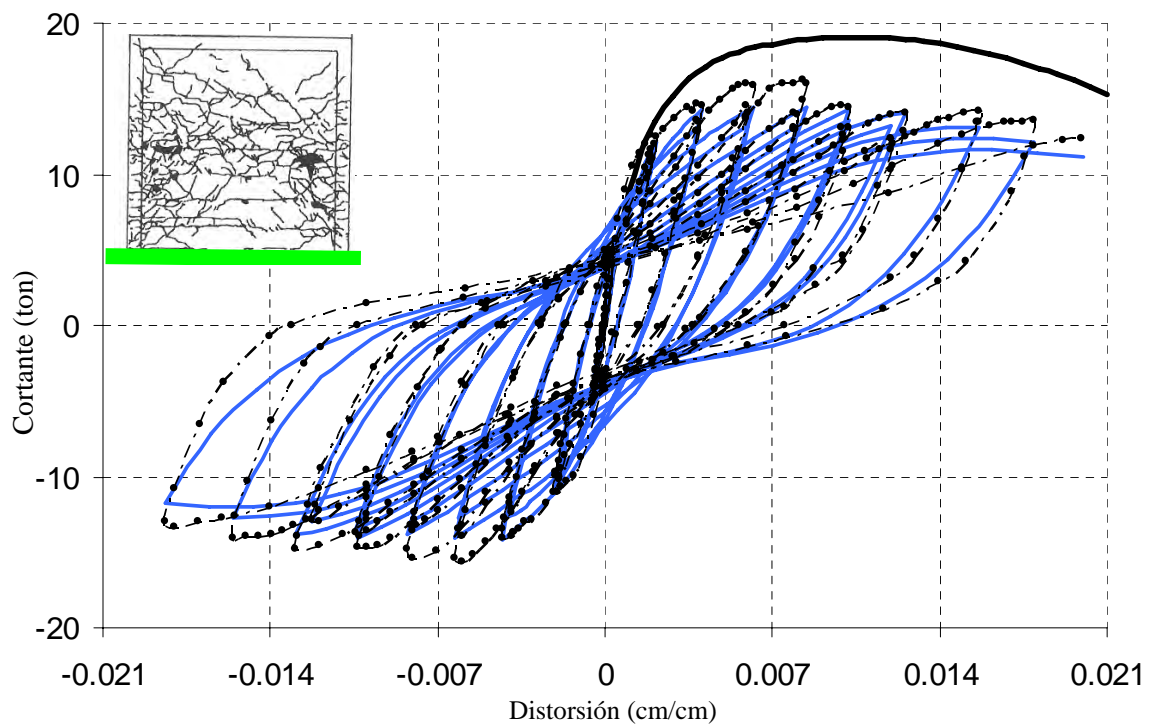


Figura 3.5 Modelo de comportamiento histerético propuesto, ajustado a los datos experimentales del muro *M4* del CENAPRED [Aguilar y Alcocer, 2001]

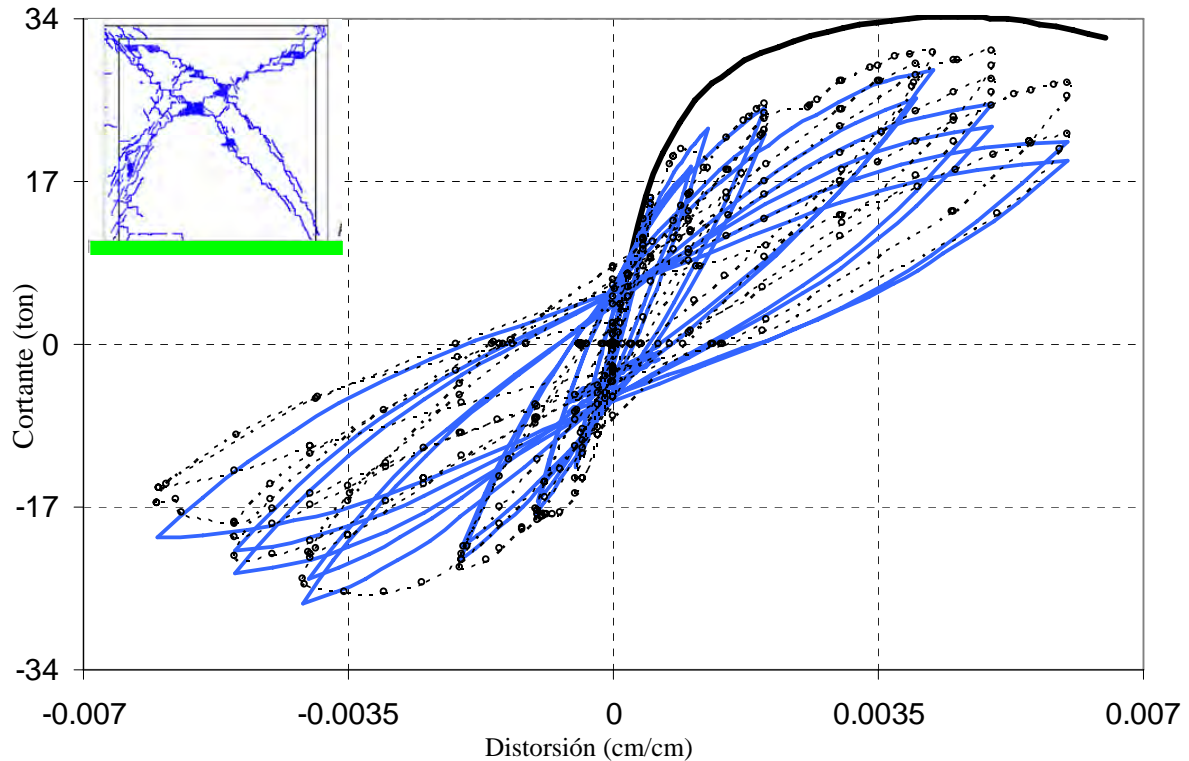


Figura 3.6 Modelo de comportamiento histerético propuesto, ajustado a los datos experimentales del muro N3 del CENAPRED [Zepeda y Alcocer, 2001]

3.3 Análisis de incertidumbre de las propiedades mecánicas de la mampostería

Dado que ya se cuenta con un *modelo de comportamiento histerético y daño*, en esta ocasión se toman en cuenta las incertidumbres en las propiedades de los materiales de construcción que intervienen en el cálculo de la fuerza cortante resistente del muro de mampostería (V_{mR}), tales como:

- ✓ Eficiencia del acero de refuerzo horizontal, η [*propuesto en este trabajo*]
- ✓ El confinamiento aportado por los castillos, $F(r)$ [*propuesto en este trabajo*]
- ✓ El esfuerzo cortante resistente de la mampostería sobre área bruta, v_m^* , el cual es igual al esfuerzo resistente en compresión diagonal determinado de acuerdo a las **NTC-Mampostería (2004)**.
- ✓ El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo horizontal, f_{yh}
- ✓ El esfuerzo vertical aplicado a los muros de mampostería durante el ensaye en el laboratorio del CENAPRED, σ_v
- ✓ Características geométricas del muro: base (b), altura (h), espesor (t)

3.3.1 Eficiencia del acero de refuerzo horizontal

La eficiencia del acero de refuerzo horizontal (η) se define como la relación entre la resistencia nominal del refuerzo horizontal (f_{yh}) y su resistencia observada durante los ensayos de laboratorio. Si se grafica la eficiencia η observada de las pruebas experimentales del CENAPRED de acuerdo con lo que se señala en las **NTC-Mampostería (2004)**, sección 5.4.3 *Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo longitudinal*, se observaría la Figura 3.7, donde ρ_h (Ecuación 3.13) es la cuantía de acero de refuerzo horizontal la cual se define como el área del acero de refuerzo horizontal (A_{sh}) colocada a una separación s_h en un muro de espesor t .

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{s_h \cdot t} \quad [3.13]$$

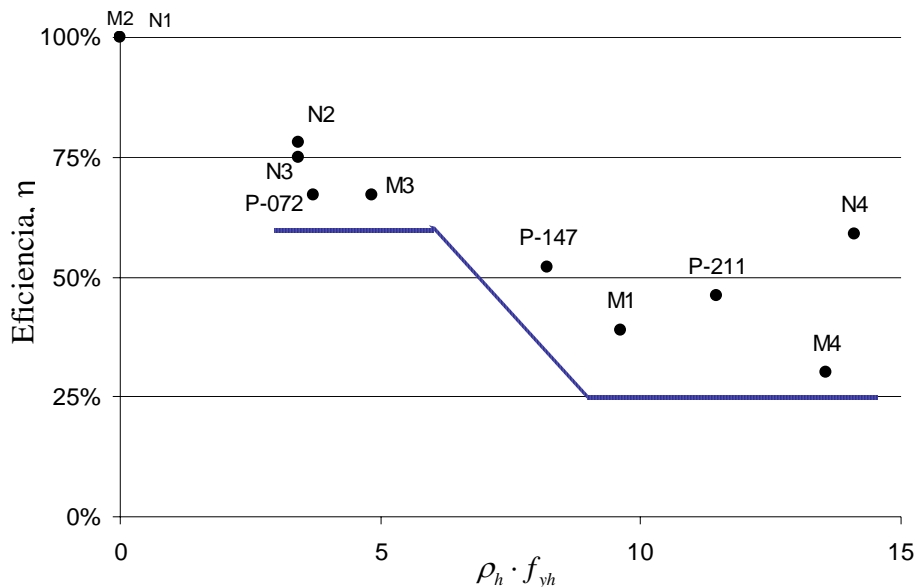


Figura 3.7 Eficiencia (η) del acero de refuerzo horizontal de los muros de mampostería en función de $\rho_h \cdot f_{yh}$ [NTC-Mampostería, 2004]

De la Figura 3.7 se observa que la eficiencia η es independiente de las características mecánicas de la mampostería y es función del parámetro $\rho_h \cdot f_{yh}$ (con unidades kg/cm^2). De acuerdo con lo anteriormente expuesto, en este trabajo la eficiencia (η) ha sido normalizada en función del esfuerzo cortante resistente de la mampostería sobre área bruta, v_m^* , dando así lugar al parámetro adimensional $q = \rho_h \cdot f_{yh} / v_m^*$ (Ecuación 3.15). Después de realizar algunos ajustes se llega a una expresión *sencilla*, dada por la Ecuación 3.14. Los datos empleados y la curva ajustada se muestran en la Figura 3.8 y la Tabla 3.4.

$$\eta = \frac{a}{a + q} \quad [3.14]$$

Aquí,

$$q = \rho_h \cdot \frac{f_{yh}}{v_m^*} \quad [3.15]$$

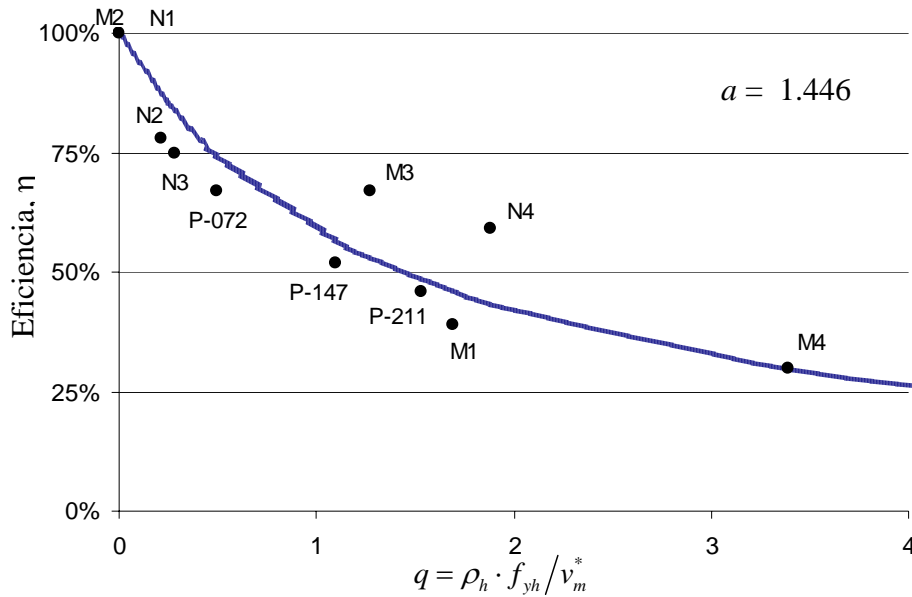


Figura 3.8 Eficiencia (η) del acero de refuerzo horizontal de los muros de mampostería en función de $q = \rho_h \cdot f_{yh} / v_m^*$ (propuesto en este trabajo)

Tabla 3.4 Propiedades mecánicas de la mampostería *observadas* en el laboratorio del CENAPRED

<i>Muro</i>	v_m^* (kg/cm^2)	ρ_h (%)	f_{yh} (kg/cm^2)	$q_{observada}$ [ec. 3.15]	$\eta_{observada}$ (%)	k_0 ($ton \cdot \frac{cm}{cm}$)	<i>Referencia</i>
M1	5.7	0.211	4560	1.688	39	16 225	Aguilar y Alcocer (2001)
M2	3.9	0	0	0	100 ^a	11 312	
M3	3.8	0.071	6795	1.270	67	16 363	
M4	4.0	0.190	7140	3.392	30	11 550	
P-072	7.5	0.072	5152	0.495	67	--	Pineda (1996)
P-147	7.5	0.147	5587	1.095	52	--	
P-211	7.5	0.211	5430	1.528	46	---	
N1	16.4	0	0	0	100 ^a	37 750	Zepeda y Alcocer (2001)
N2	16.1	0.050	6840	0.212	78	38 825	
N3	12.1	0.050	6840	0.283	75	49 753	
N4	7.5	0.190	7430	1.882	59	48 750	

^a Valor con fines de ajuste, ya que son muros sin refuerzo horizontal

3.3.2 Cálculo de la fuerza cortante resistente

Adicionalmente a lo estipulado en la **NTC-Mampostería, (2004) sección 5.4.2 Cálculo de la fuerza cortante resistida por la mampostería** (V_{mR}) y de acuerdo con la evidencia experimental disponible, en este trabajo se propone una metodología que toma en cuenta la contribución del confinamiento aportado por los castillos a la mampostería mediante la incorporación del parámetro $F(r)$ (Ecuación 3.16). Dicho parámetro reconoce de manera explícita la relación entre la fuerza cortante resistida por la mampostería y el elemento confinante.

$$\frac{V_{mR}}{b \cdot t} = F(r) \cdot \left[v_m^* + \eta \cdot \frac{A_{sh} \cdot f_{yh}}{b \cdot t} \right] + 0.30 \cdot \sigma_v \quad [3.16]$$

Metodología

1. Dado que se conocen las propiedades mecánicas de los materiales de construcción, la geometría de los castillos y el muro, se puede determinar la fuerza cortante resistente del castillo o elemento confinante $V_{castillo}$ (Ecuación 3.17), como la contribución de la fuerza cortante que toma el concreto (V_{cR}) y el acero transversal (V_{sR}), *secciones 2.5.1 y 2.5.2.3*, respectivamente, de las **NTC-Concreto (2004)**.

$$V_{castillo} = V_{cR} + V_{sR} \quad [3.17]$$

donde:

$$V_{cR} = 0.5 \cdot F_R \cdot b_c \cdot d \cdot \sqrt{f_c^*} \quad [3.18a]$$

$$V_{sR} = \frac{F_R \cdot A_{st} \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad [3.18b]$$

Aquí se tomó $F_R = 1.0$ debido a que se conocen las características *reales* de los materiales.

2. Se obtiene la capacidad nominal que tendría el muro si este fuese homogéneo mediante la Ecuación 3.19.

$$V_o = b \cdot t \cdot v_m^* + A_{sh} \cdot f_{yh} \quad [3.19]$$

3. Con los resultados obtenidos en los pasos anteriores se obtiene la relación r que existe entre la fuerza cortante resistente del castillo y la mampostería, $V_{castillo}$ y V_o , respectivamente, mediante la Ecuación 3.20 y cuyos resultados se presentan en la Tabla 3.5.

$$r = \frac{V_{castillo}}{V_o} \quad ; \quad 0 \leq V_{Castillo} \leq V_o \quad [3.20]$$

4. Se propone que el factor de confinamiento $F(r)$ sea función de la relación r mediante la Ecuación 3.21 (Tabla 3.5 y Figura 3.9) donde se observa que si $V_{castillo} = 0$ entonces $r = 0$ y por lo tanto $F(r) = \alpha$.

$$F(r) = \alpha + (1 - \alpha) \cdot r \quad ; \quad 0 \leq \alpha \leq 1.0 \quad [3.21]$$

El valor de α será aquel que minimice el error cuadrático de la relación entre fuerza cortante máxima observada en los ajustes $V_{MáxObsModelo}$ (e.g. Figuras 3.4 - 3.6) y la resistida por la mampostería V_{mR} (Ecuación 3.16), dado que en este momento ya se cuenta con las propiedades mecánicas, geométricas y una expresión para el factor de confinamiento $F(r)$ (Ecuación 3.21). De lo anterior se obtiene $\alpha = 0.64$. Los datos de $V_{MáxObsModelo}/V_{mR}$ (Figura 3.9) se emplean para estimar la media y desviación estándar (μ y σ) de dicha variable normalizada, para aplicaciones futuras.

Tabla 3.5 Valores *obtenidos* con la metodología propuesta

Muro	η_{ajuste} (%)	$\frac{V_{MáxObsModelo}}{b \cdot t}$ (kg/cm ²)	$r = \frac{V_{castillo}}{V_0}$	$F(r)$	$\frac{V_{mR}}{b \cdot t}$ (kg/cm ²)	$\frac{V_{MáxObsModelo}}{V_{mR}}$
	Ec. 3.14		Ec. 3.20	Ec. 3.21	Ec. 3.16	Fig 3.9
M1	46	6.61	0.12	0.68	8.42	0.7850
M2	100 ^a	5.54	0.52	0.83	4.73	1.1722
M3	53	6.60	0.13	0.69	5.89	1.1213
M4	30	6.71	0.11	0.68	6.98	0.9602
P-072	75	10.50	0.24	0.73	8.95	1.1733
P-147	57	10.20	0.16	0.70	9.99	1.0214
P-211	49	13.20	0.13	0.69	10.47	1.2610
N1	100 ^a	9.57	0 [©]	0.64	12.01	0.7967
N2	87	11.48	0 [©]	0.64	13.73	0.8366
N3	84	12.06	0.13	0.69	11.78	1.0242
N4	43	13.63	0 [©]	0.64	10.24	1.3320

^a Valor con fines de ajuste, ya que son muros sin refuerzo horizontal.

[©] Se considera que los castillos no aportan de manera importante al confinamiento del muro por no tener estribos *cerrados* y ser del tipo *grapa*.

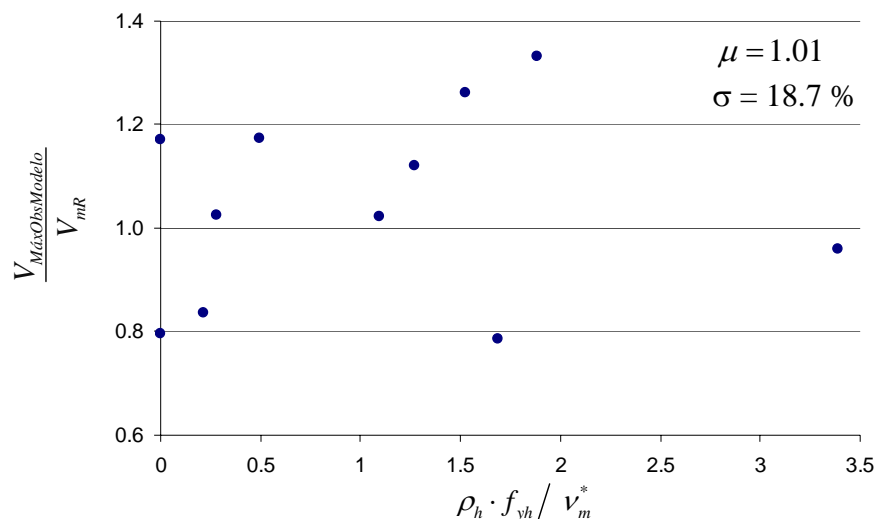


Figura 3.9 Variación de los valores observados en el *modelo de comportamiento histerético* ($V_{máxObsModelo}$) y con la metodología propuesta (V_{mR})

3.3.3 Modelos probabilistas

Se simularon las propiedades mecánicas de la mampostería como variables con distribución log-normal con el método propuesto por **Rubinstein (1981)** empleando los parámetros estadísticos mostrados en la Tabla 3.6.

De los resultados de las pruebas experimentales del CENAPRED se observa que las piezas de mampostería de ladrillo rojo recocido cumplen con las especificaciones mínimas en cuanto a su comportamiento mecánico establecido en las **NTC-Mampostería (2004)**.

Tabla 3.6 Valores medios (μ) y desviación estándar (σ) de la propiedades mecánicas de la mampostería *observadas* así como el coeficiente de correlación entre v_m^* y G

Mini-Descripción	Variable	μ	σ	Correlación
Ladrillo rojo recocido ¹	v_m^*	4.35	1.16	0.47
	G	4763.3	1039.5	
	t	12.30	0.31	--
Ladrillo Multiperforado ²	v_m^*	13.02	3.99	0.84
	G	17728	4016	
	t	11.91	0.14	--
Acero de refuerzo horizontal	f_{yhA36} ³	4609 ³	376 ³	--
	f_{yhA60} ⁴	6000 ⁴	376 ³	--

¹ Aguilar y Alcocer (2001)

² Zepeda y Alcocer (2001)

³ Rodríguez y Botero (1996)

⁴ Meli (1976)

3.4 Generalización del *modelo* propuesto

Debido a que los muros de mampostería ensayados experimentales en el CENAPRED son cuadrados (2.50 x 2.50 m), se proponen dos criterios para generalizar el *modelo* a muros de diferente geometría.

3.4.1 Muros geoméricamente similares

De existir similitud geométrica tanto en la base como en la altura con respecto a los sometidos a pruebas experimentales en el CENAPRED, se propone lo siguiente:

- ✓ El comportamiento del muro es gobernado por una falla por cortante
- ✓ La distorsión última, γ_u , se mantiene
- ✓ Sean b_L y h_L las dimensiones del muro para el que se tienen los datos experimentales de laboratorio, V_L su resistencia lateral y k_L su rigidez inicial asociada

- ✓ Sean b y h las dimensiones del muro que interesa estudiar, V su resistencia lateral y k su rigidez inicial asociada, tal y como se muestra en la Figura 3.10
- ✓ Se asume que la variación del espesor del muro (t , Tabla 3.6), tanto de las pruebas experimentales como de los muros que se usarán en análisis futuros, no es significativa

Debido a lo anterior, es razonable suponer:

$$\frac{V}{V_L} = \frac{b}{b_L} \quad [3.22]$$

$$\frac{k}{k_L} = \frac{b}{b_L} \cdot \frac{h_L}{h} \quad [3.23]$$

En la Ecuación 3.23, en el caso de similitud geométrica entre b y h , rápidamente se puede observar que $k/k_L = 1.0$.

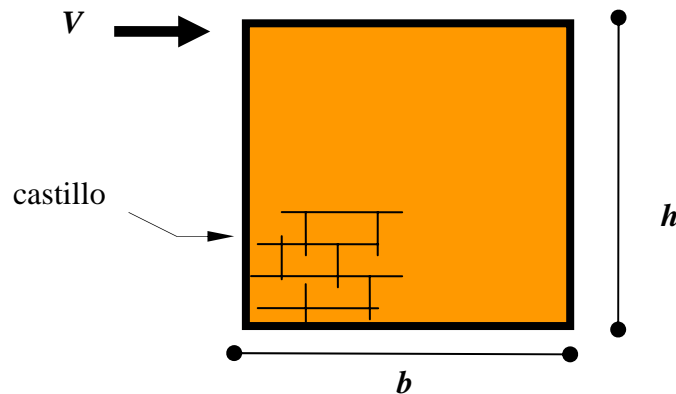


Figura 3.10 Parámetros que permiten generalizar el modelo propuesto a muros geoméricamente similares

Para cuando se trate de muros diafragma, confinados por traveses y columnas, el esfuerzo vertical será cero, $\sigma_v = 0$, en la Ecuación 3.16. En el *modelo de comportamiento histerético de la mampostería* propuesto, la distorsión última no se modifica en ningún caso para cada tipo de muro que se trate.

3.4.2 Muros geoméricamente no similares

Para el modelado de los muros de mampostería de secciones rectangulares, será necesario subdividirlos en *muros geoméricamente similares* (sección 3.4.1), simular las propiedades mecánicas de cada panel de manera independiente y finalmente combinarlas como uno solo (Ecuaciones 3.24 y 3.25). En la Figura 11 se muestra el arreglo hecho para cuando se analiza una crujía de 6.00 m a ejes, altura de entrepiso de 3.00 m, columnas de 50 cm y traveses de 40 cm de peralte.

$$G = \frac{G_1 + G_2}{2} \quad [3.24]$$

$$t = \frac{G_1 \cdot t_1 + G_2 \cdot t_2}{G_1 + G_2} \quad [3.25]$$

En las ecuaciones anteriores, G_i y t_i son, respectivamente, el modulo de rigidez al corte y el espesor del muro i . Se asume implícitamente que las longitudes de ambos paneles de mampostería simulados son iguales a la mitad de la longitud L del muro real, $L_1 = L_2 = \frac{L}{2}$.

Una vez que se cuenta con G y t , la rigidez inicial total del muro real k_0 se obtiene con la Ecuación 3.12, donde b es la longitud total L del muro de la Figura 3.11.

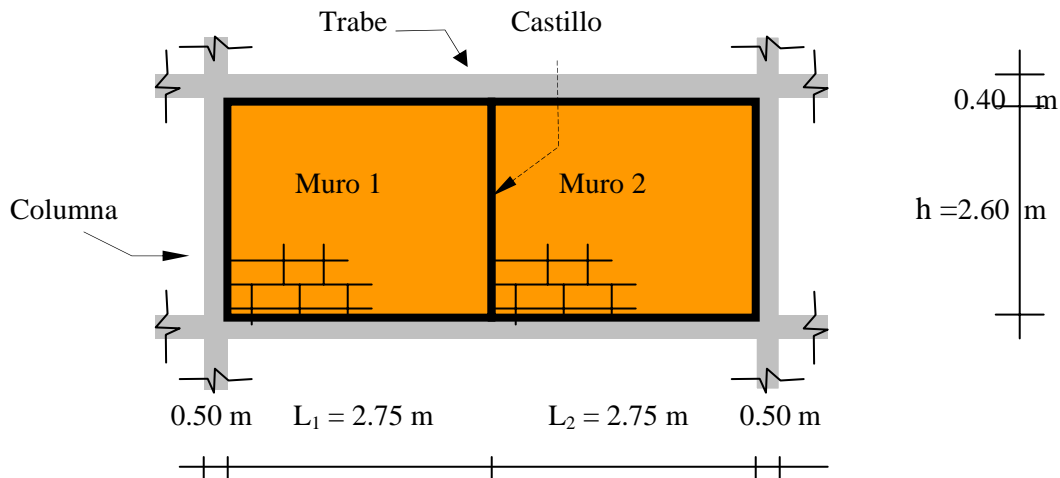


Figura 3.11 Modelado de los muros de mampostería para obtener similitud geométrica con aquellos que fueron probados experimentalmente en el CENAPRED

3.5 Ventajas y limitaciones del modelo propuesto

Algunas de las principales *ventajas* del modelo son:

- ✓ Se necesita de *cinco* parámetros por ajustar (Tabla 3.3) más *dos* que son considerados como *razonables*, (γ_u y V_u en Tabla 3.2), ya que serían aquellos valores que alcanzaría la carga monotónica
- ✓ La carga envolvente inicial ($D=0$), que correspondería a la carga monotónica, presenta una disminución en su resistencia en la deformación última, γ_u . Es decir, $V_u < V_{\max}$ para una distorsión $\gamma_{\max} < \gamma_u$, tal y como se aprecia en pruebas experimentales (e.g. Tomažević *et al.*, 1996)
- ✓ Toma en cuenta la historia previa de desplazamientos mediante un indicador de daño acumulado que considera el número de ciclos y la magnitud de su desplazamiento

- ✓ Tiene la capacidad de representar ciclos internos
- ✓ Calibrado con datos experimentales del CENAPRED
- ✓ Considera reducción de rigidez y la degradación en resistencia
- ✓ Se incorpora como un nuevo elemento (tipo *panel*) en el programa DRAIN-2D, el cual contribuye al cortante del edificio
- ✓ Las ideas vertidas en el modelo pueden ser actualizadas fácilmente con nueva evidencia experimental.

Algunas de las principales *limitaciones* del modelo son:

- ✓ No considera los efectos de flexión en el muro
- ✓ El comportamiento fuera del plano no se toma en cuenta
- ✓ Debido a la forma que se incorporó el modelo en el programa DRAIN-2D, el muro no toma en cuenta la *flexión generalizada* que se presentaría en edificios *altos* de más de cinco niveles

Otras aplicaciones

- ✓ **López (2008)** y **Vargas (2010)** retoman las ideas presentadas en el modelo de comportamiento histerético presentado en este trabajo y, con las adecuaciones pertinentes, las emplean para estimar el comportamiento de estructuras de concreto reforzado.

APLICACIONES A CASOS DE INTERÉS

4.1 Casos de estudio

Se diseñó un edificio de 5 niveles y tres crujías formado por traveses y columnas de concreto reforzado, desplantado en terreno firme en la costa del Pacífico mexicano (Acapulco) de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la CFE [MOC, 1993], en la Zona D. El edificio es regular tanto en planta como en elevación y no se consideran efectos de interacción suelo-estructura.

El análisis y diseño del *caso de partida* (5nSM, Figura 4.1) se realizó con un software comercial [ECOgc, 2008] y cuyas secciones transversales de traveses y columnas se presentan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Secciones transversales de los elementos estructurales del caso de partida (5nSM)

Nivel	Sección transversal	
	Traveses	Columnas
1	25 x 50 cm	50 x 50 cm
2		
3	20 x 50 cm	45 x 45 cm
4		
5		

Para determinar la influencia que tienen los muros de mampostería en la respuesta sísmica, en la función de confiabilidad y en los niveles esperados de desempeño, al sistema designado como *caso de partida* (5nSM) se le adicionaron muros de mampostería de tabique rojo recocido de fabricación tradicional. Dado que la rigidez inicial de los muros no se ve afectada por la presencia del acero de refuerzo interior y se desea estudiar su comportamiento no-lineal, en este trabajo se consideran dos casos extremos:

- A) Muros sin refuerzo horizontal (Muro M2 del CENAPRED)
- B) Muros con refuerzo horizontal máximo (Muro M4 del CENAPRED)

Dichos muros son colocados de la siguiente manera:

- I) En la crujía central del marco exterior (sistemas 1cM2 y 1cM4)
- II) En las tres crujías del marco exterior (sistemas 3cM2 y 3cM4)

De manera que ahora se tendrán cinco casos de estudio, como se aprecia en la Tabla 4.2 y en la Figura 4.1.

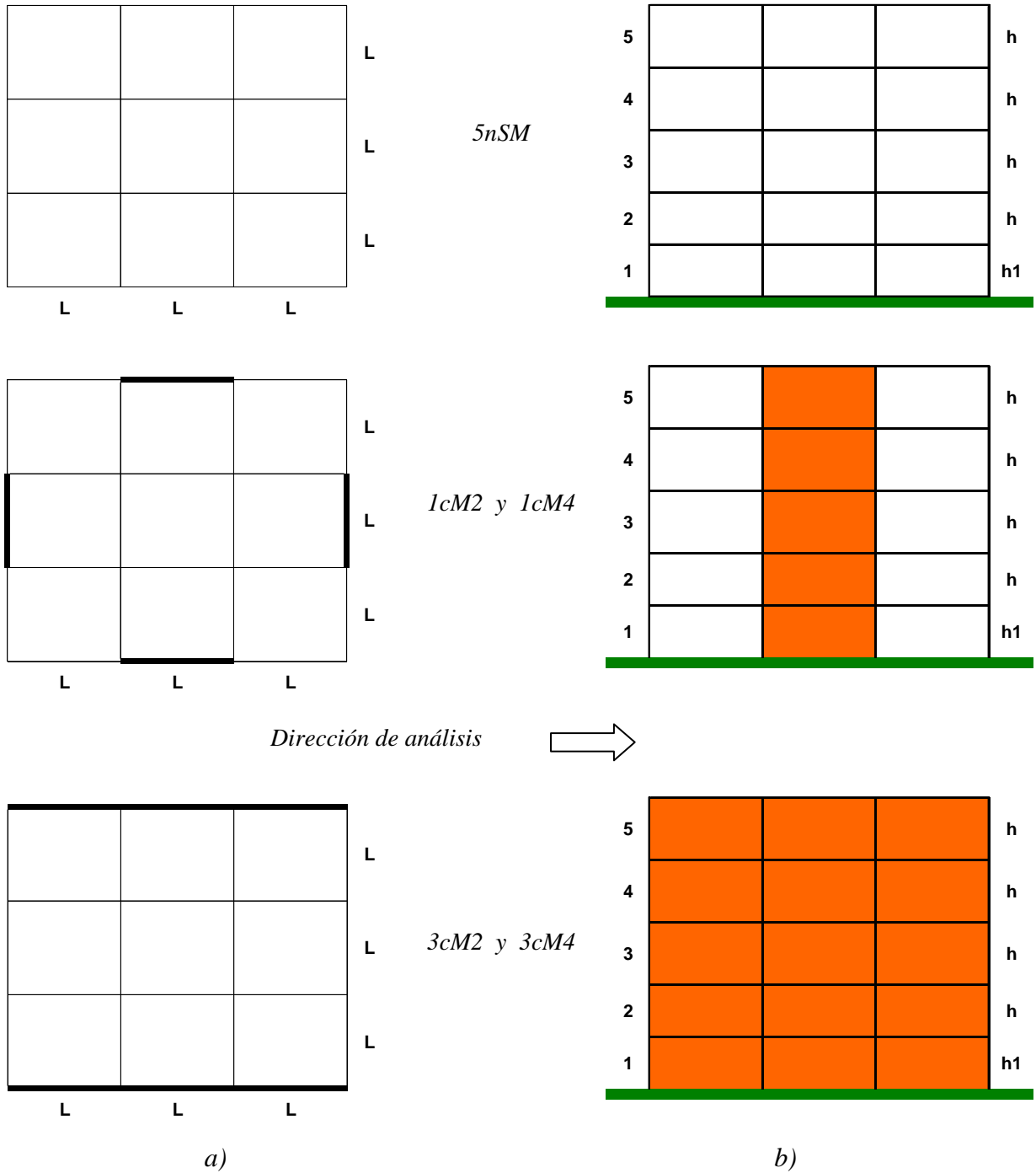


Figura 4.1 Vista en a) Planta y b) elevación de los casos de estudio; $L = 6.0$ m, $h = 3.0$ m y $h1 = 4.0$ m

Tabla 4.2 Casos de estudio

	Numero de crujías con muros de mampostería en el marco exterior	Cuantía del acero de refuerzo horizontal en el muro de mampostería	Caso	
Marco de Concreto Reforzado	--	--	5nSM	
	1 crujía (central)	--	1c	M2
		Máxima		M4
	3 crujías (todas)	--	3c	M2
		Máxima		M4

En este trabajo se expresan los resultados como función de las propiedades mecánicas del sistema determinadas en dos formas: *a)* Tomando las cargas gravitacionales y las propiedades mecánicas del sistema iguales a sus valores esperados, *b)* Tomándolos iguales a sus valores nominales adoptados en el proceso de diseño estructural. Estas opciones se verán reflejadas en los cálculos para estimar el periodo fundamental de la estructura (Tabla 4.3) y por ende en las solicitaciones a las que estará expuesta, como se aprecia mas adelante.

Tabla 4.3 Periodos fundamentales, T_0 , de los casos de estudio

Caso		T_0	
		Nominal	Medio
<i>5nSM</i>		1.06	0.88
<i>1c</i>	<i>M2</i>	0.62	0.44
	<i>M4</i>		
<i>3c</i>	<i>M2</i>	0.41	0.28
	<i>M4</i>		

4.2 Selección de excitaciones sísmicas

De la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes [BMDSF, 2000], se identificaron 38 estaciones situadas a lo largo de la costa del Pacífico mexicano desplantadas en roca. Posteriormente se observaron las aceleraciones máximas del terreno de aquellos registros que potencialmente serían de utilidad (Figura 4.2).

De la información anterior, se seleccionaron ocho estaciones en las cuales se registraron ocho sismos diferentes (Figura 4.3). Dado que un mismo sismo puede ser captado por más de una estación a la vez, cuatro de éstos fueron captados en dos estaciones diferentes y de esta manera se obtuvieron 20 componentes dominantes representativas del movimiento del terreno tal y como se muestra en la Tabla 4.4.

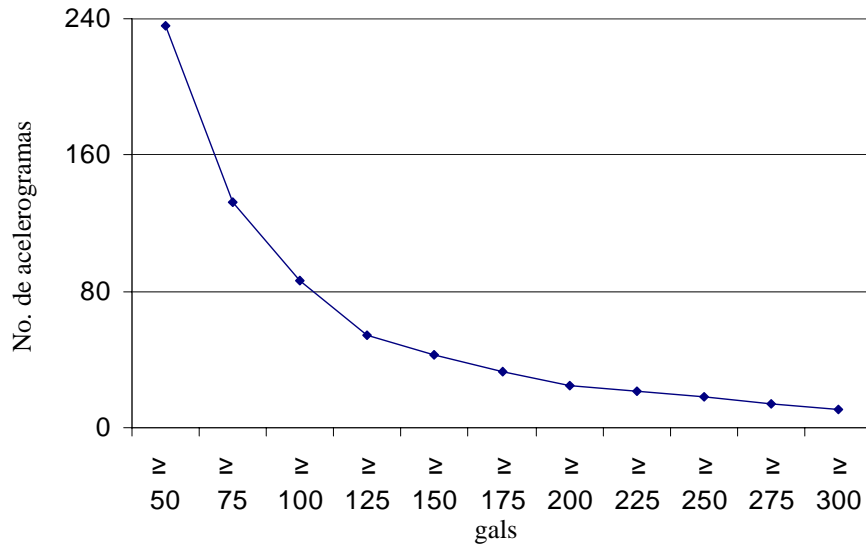


Figura 4.2 Número de acelerogramas registrados en roca con intensidades mayores que cada valor dado, en *gals* [BMDSF, 2000]

En la Figura 4.4, se presentan los espectros de respuesta para un sistema de un grado de libertad con el 5% del amortiguamiento crítico de las 20 componentes horizontales de los sismos seleccionados y presentados en la Tabla 4.4.

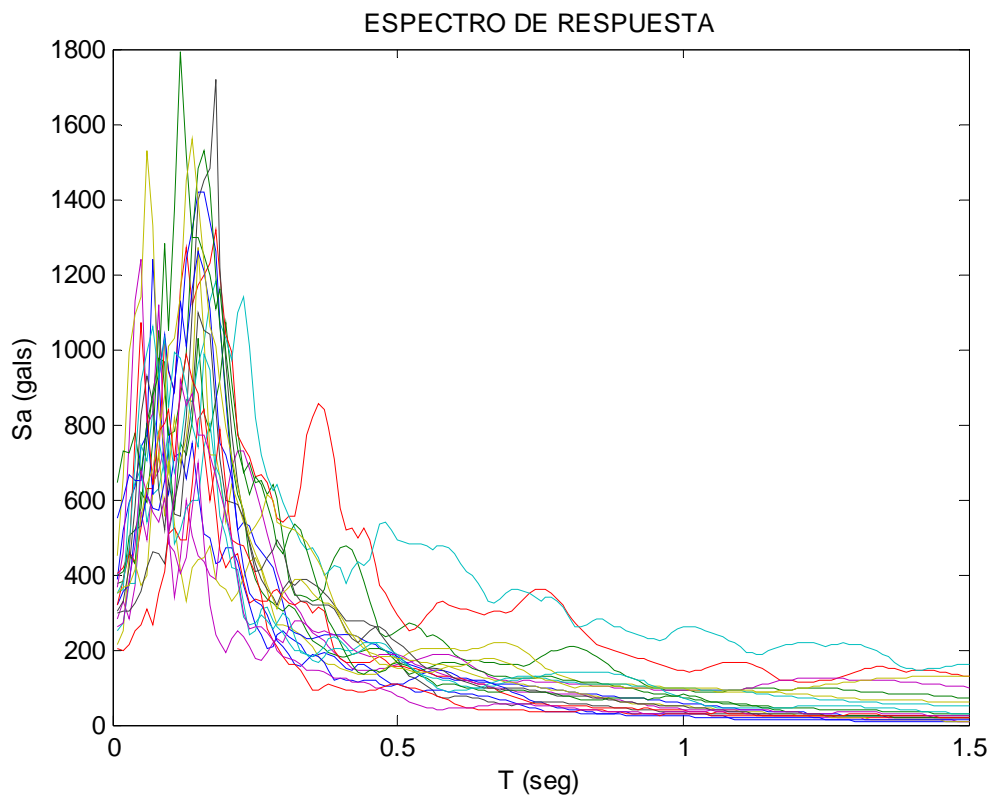


Figura 4.4 Espectro de respuesta para las 20 componentes horizontales de los sismos seleccionados.

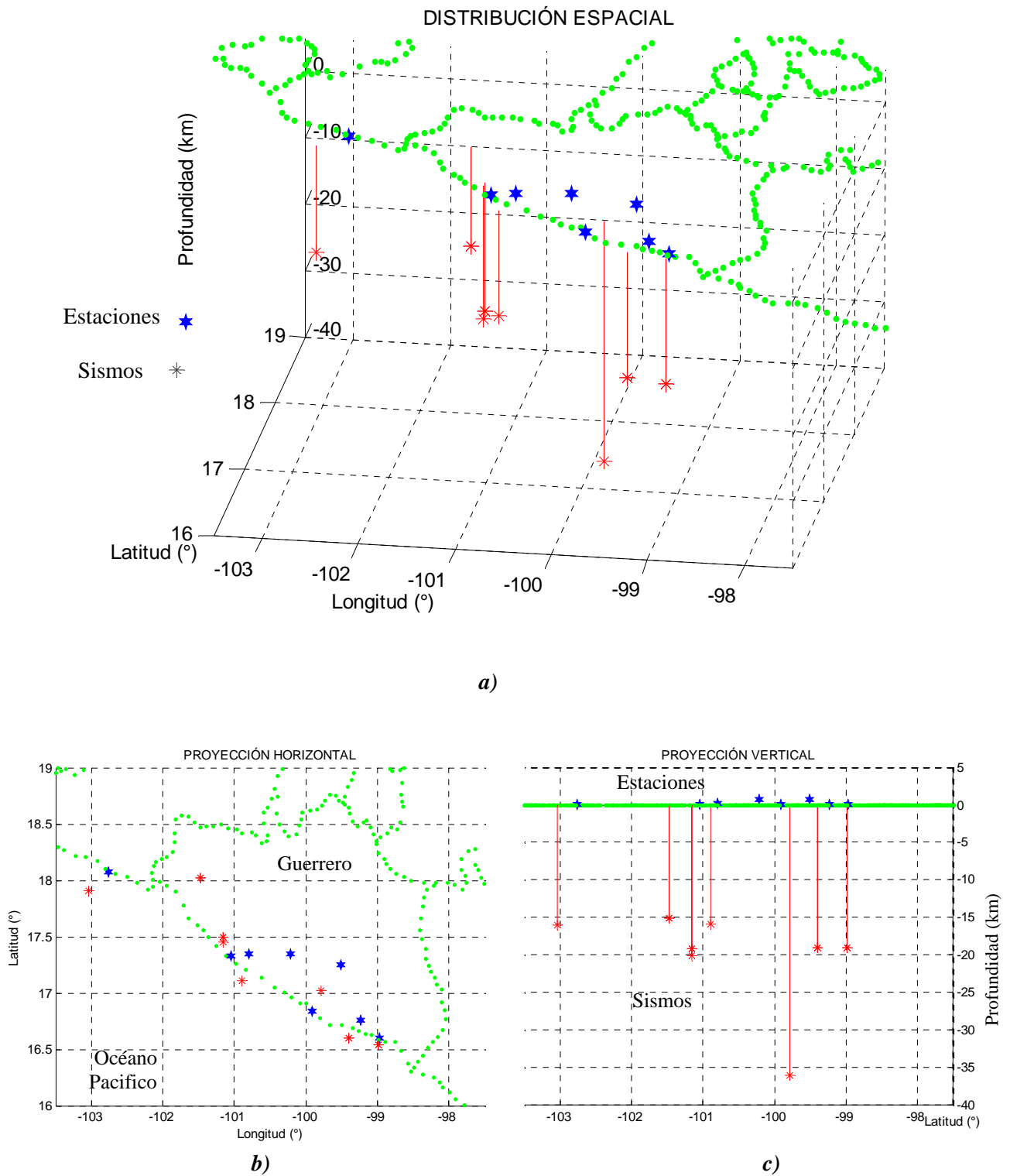


Figura 4.3 *a)* Localización espacial de las estaciones y los sismos de interés a lo largo de la costa del Pacífico mexicano, *b)* Proyección horizontal y *c)* Proyección vertical [BMDSF, 2000]

Tabla 4.4 Estaciones, sismos y acelerogramas seleccionados [BMDSF, 2000]

Clave	Latitud (°)	Longitud (°)	Altitud (m)	Distancia epicentral (km)	Fecha	Latitud (°)	Longitud (°)	Profundidad (km)	Magnitud		Acel Max del Terreno (cm/s ²)	Componente							
									M _b	M _c									
Estación				Sismo															
ACAP	16.836	99.914	100	25.19	19/03/1978	17.026	99.785	36		5.8	293.31	N00E	1						
											315.08	N90W	2						
PARS	17.344	100.214	720	153.7	21/09/1985	18.021	101.479	15	6.3	7.5	473.78	S90E	3						
																	625.78	S00E	4
PAPN	17.328	101.04	30	90.01	08/02/1988	17.494	101.157	19.2	5.5	5	242.69	S00W	5						
				18.61							15/07/1996	17.45	101.16	20	5.7	6.0	319.64	N90W	6
				22.24													338.69	N90E	7
LLAV	17.346	100.792	200	42.08	31/05/1990	17.106	100.893	15.8	5.8	5.5	297.64	S00E	9						
				28.76													316.78	S90E	10
											392.38	S00E	11						
OCTT	17.25	99.511	700	72.91	25/04/1989	16.603	99.4	19	6.3	6.5	201.16	N90E	12						
				24.46													310.08	S90E	13
VIGA	16.757	99.236	30	36.41	24/10/1993	16.54	98.98	19	6.2	6.5	345.94	S00E	14						
																	261.71	S90E	15
											347.64	S00E	16						
COPL	16.605	98.974	40	7.256							274.03	N90E	17						
																		211.53	N00E
CALE	18.073	102.755	10	35.17	11/01/1997	17.91	103.04	16	6.5		396.21	S90E	19						
																		350.27	S00E

4.3 Análisis de confiabilidad

Primero se estimarán las distorsiones máximas de azotea y de entrepiso, así como la capacidad de deformación del sistema. Con lo anterior, se obtendrá el margen de seguridad y después de algunos ajustes, el índice β de confiabilidad para los cinco casos de estudio.

4.3.1 Capacidad de deformación

Con la metodología presentada en la *sección 2.3.2 Capacidad de deformación del sistema del Marco teórico*, en las Figuras 4.5 y 4.6 se presentan los resultados de los análisis pushover (cortante basal vs distorsión de azotea) de los casos de estudio, tanto para las propiedades medias como las nominales, respectivamente. En ambos casos se observa que tanto la rigidez como el cortante basal aumentan con el número de crujías con muros de mampostería y su cuantía de refuerzo interior. Por otra parte, la distorsión última alcanzada sólo se ve afectada por el número de crujías de mampostería y no por la cuantía de refuerzo horizontal. Como era de esperarse, se observa una relación inversa entre el cortante de fluencia (V_y) y la distorsión última alcanzada (γ_u).

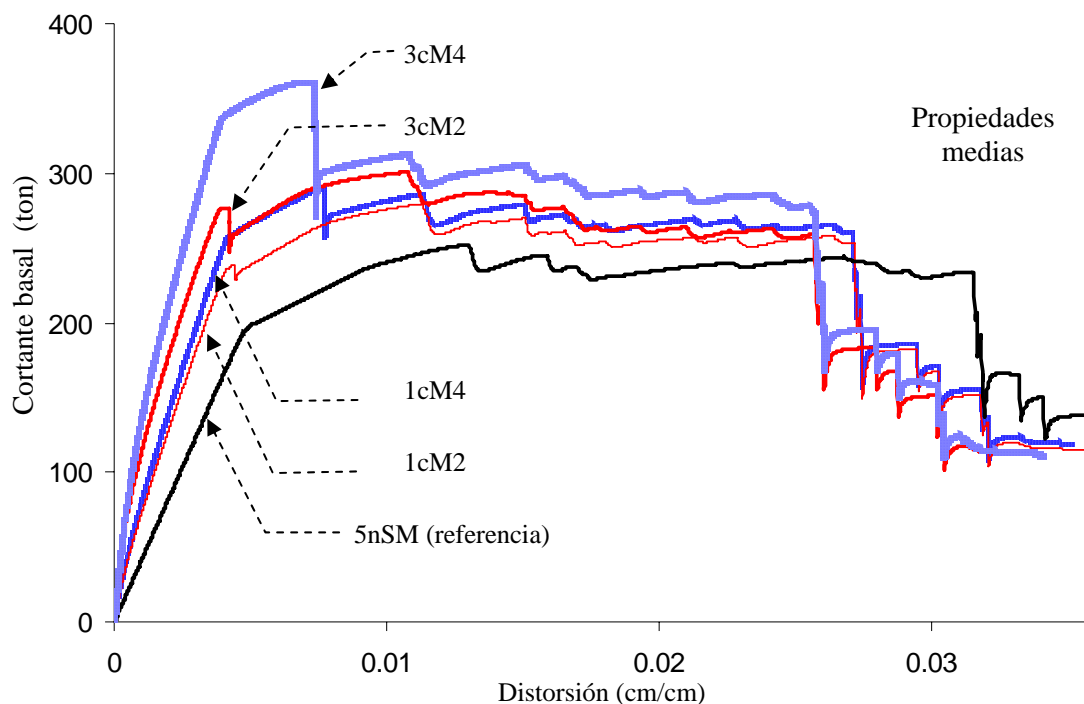


Figura 4.5 Comparación de los pushover (*Marco + Mampostería*) de los casos de estudio (propiedades medias)

En la Tabla 4.5 y en la Figura 4.7 se presentan los ajustes elato-plásticos realizados para las estructuras con propiedades medias y nominales. Dichos ajustes se realizaron igualando el área bajo la curva de empuje lateral y la idealizada (ajuste elasto-plástico) hasta el momento en que se presenta un descenso importante en la capacidad del marco (γ_u).

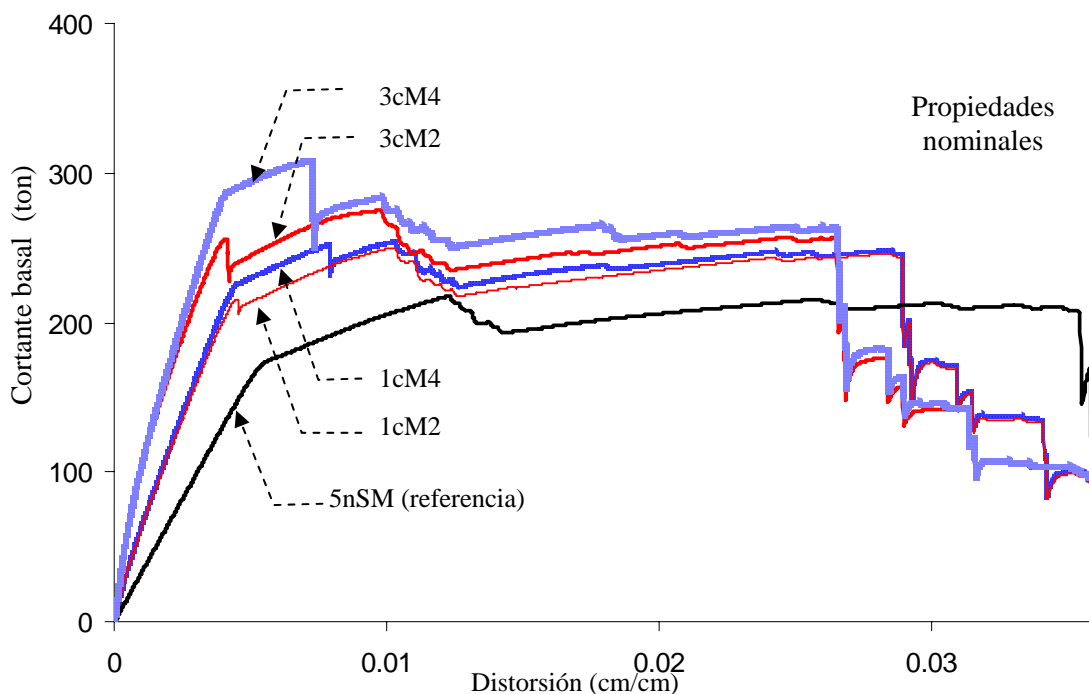


Figura 4.6 Comparación de los pushover (*Marco + Mampostería*) de los casos de estudio (propiedades nominales)

Tabla 4.5 Parámetros de los SMGL obtenidos de los análisis pushover de los casos estudiados

Casos de estudio	Propiedades medias				Propiedades nominales			
	k_1 (ton/cm)	V_y (ton)	γ_y	γ_u	k_1 (ton/cm)	V_y (ton)	γ_y	γ_u
5nSM	25	236.2	0.0059	0.0316	20	205.8	0.0064	0.0355
1cM4	40	271.8	0.0042	0.0272	33	239.5	0.0045	0.0287
3cM4	60	306.6	0.0032	0.0257	49	270.2	0.0034	0.0265
1cM2	36	269.0	0.0047	0.0272	32	234.8	0.0046	0.0288
3cM2	50	275.0	0.0034	0.0257	45	253.9	0.0035	0.0265

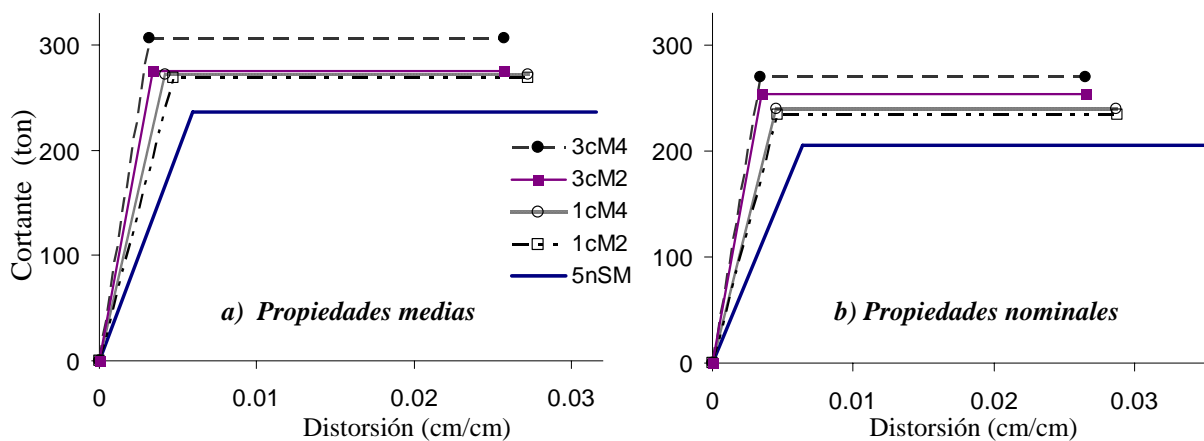


Figura 4.7 Ajustes elasto-plásticos de los pushover de los casos de estudio, propiedades medias y nominales

En la Figura 4.7a se aprecia que los ajustes para los sistemas *1cM2*, *1cM4* y *3cM2* son similares con respecto al valor obtenido del cortante de fluencia (V_y), lo que influirá en la medida de la intensidad normalizada (Q , Ecuación 2.14).

4.3.2 Demanda sísmica

Con el programa Drain 2D [Powell, 1973], se realizaron análisis paso a paso de las sesenta estructuras simuladas de múltiples grados de libertad (SMGL) y sus correspondientes sismos escalados, obteniéndose las distorsiones máximas de azotea (ψ_i) y de entrepiso (ψ_0) que posteriormente serán empleadas en el análisis de confiabilidad y optimación, respectivamente.

4.3.2.1 Escalamiento de sismos

Buscando aumentar la muestra de sismos, se consideraron como independientes los 20 registros sísmicos de la sección 4.2 *Selección de excitaciones sísmicas* y se escalan por factores F_e iguales a 2.0 y 3.0, para así obtener 60 registros acelerográficos.

Debido a la intensidad, contenido de frecuencias, etc de las historias de aceleración del terreno, algunas estructuras presentaron inestabilidad numérica para factores de escalamiento menores que los propuestos. Para los factores de escala de los registros de la Tabla 4.6 se presentó inestabilidad numérica y se considera que si la celda está vacía se alcanzan los factores de 2.0 ó 3.0 según corresponda; si se muestra un valor, este será el empleado en secciones posteriores de este trabajo.

Tabla 4.6 Sismos para los que se obtuvo colapso de algún sistema para factores de escalamiento menores que los propuestos

Clave	Sismo	1cM4		3cM4		1cM2		3cM2	
		$F_e = 2$	$F_e = 3$	$F_e = 2$	$F_e = 3$	$F_e = 2$	$F_e = 3$	$F_e = 2$	$F_e = 3$
2	ACAP7803								2.97
4	PARS8509				2.885				
11	LLAV9005					2.1			
14	VIGA8904						2.8		
19	CALE9701	1.5	2.15	1.8		1.8			2.80
20			2.1		2.5	1.9	2.4		2.15

4.3.2.2 Distorsiones máximas de azotea, ψ_0

En la Figura 4.8 se presentan los valores de ψ_0 vs S_a , iguales respectivamente a las distorsiones máximas de azotea obtenidas de los análisis paso a paso de SMGL de las estructuras simuladas y a la ordenada correspondiente del espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones (Figura 4.4) para el periodo fundamental de la estructura de propiedades

medias (Tabla 4.3). En línea continua se presentan de manera esquemática las tendencias encontradas al considerar la contribución de los muros de mampostería.

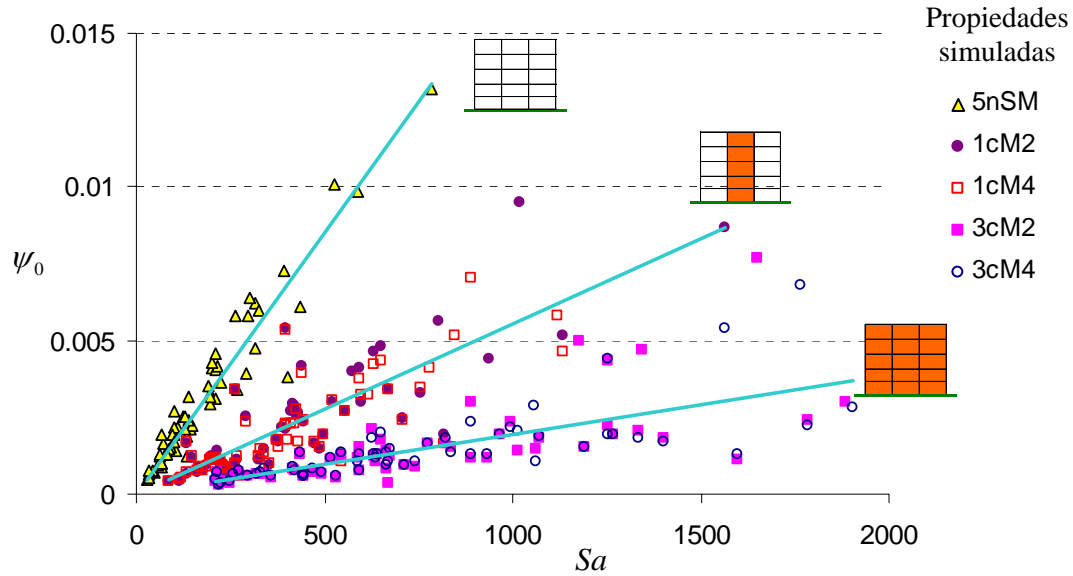


Figura 4.8 Distorsiones máximas de azotea, ψ_0 vs S_a , obtenidas de los análisis paso a paso de los SMGL estudiados y su correspondiente aceleración espectral para la estructura de propiedades medias. En línea continua se presenta de manera esquemática las tendencias encontradas al considerar la contribución de los muros de mampostería

4.3.2.3 Distorsiones máximas de entrepiso, ψ_i

De los análisis paso a paso de SMGL de las sesenta estructuras simuladas para cada caso se tomarán las distorsiones máximas de cada entrepiso (ψ_i), independientemente del tiempo en que éstas ocurran. Para obtener *los primeros momentos estadísticos* dado que se cuenta con parejas (ψ_i, S_a) donde S_a es la aceleración espectral de la Figura 4.4 asociada al periodo fundamental de propiedades medias de la Tabla 4.3, se procederá de la siguiente manera:

- ✓ La Ecuación 4.1 es la forma propuesta para el valor esperado de la distorsión ψ_i y cuyo ajuste y parámetros que la describen se presentan en las Figuras 4.9 - 4.14 y la Tabla 4.7, respectivamente.

$$\bar{\Psi}_i = a_{1,i} \cdot S_a + b_{1,i} \cdot [1 - \exp(-c_{1,i} \cdot S_a)] \quad [4.1]$$

- ✓ La Ecuación 4.2 es la forma propuesta para la desviación estándar de Ψ_i , $\sigma_{\Psi_i}^2 = E[(\Psi_i - \bar{\Psi}_i)^2]$ y cuyo ajuste y parámetros que la describen se presentan en las Figuras 4.15 - 4.19 y la Tabla 4.8, respectivamente.

$$E[(\Psi_i - \bar{\Psi}_i)^2] = b_{2,i} + (a_{2,i} - b_{2,i}) \cdot \exp(-c_{2,i} \cdot S_a^2) \quad [4.2]$$

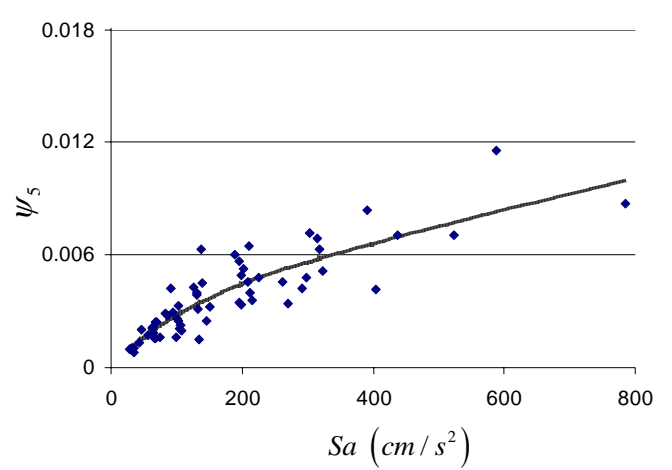
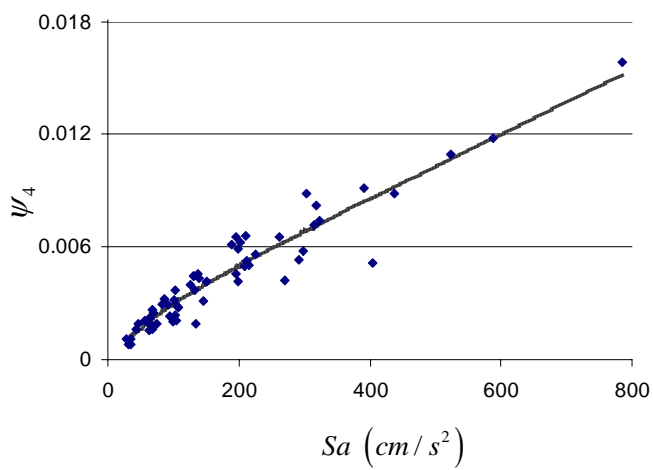
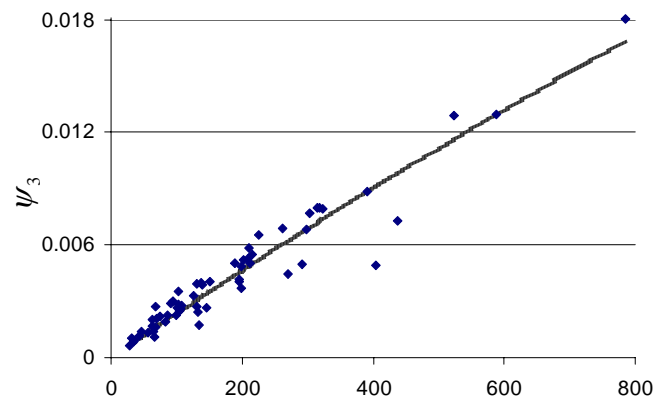
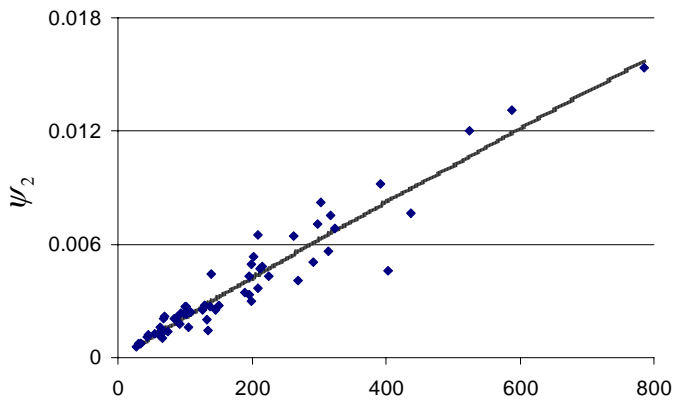
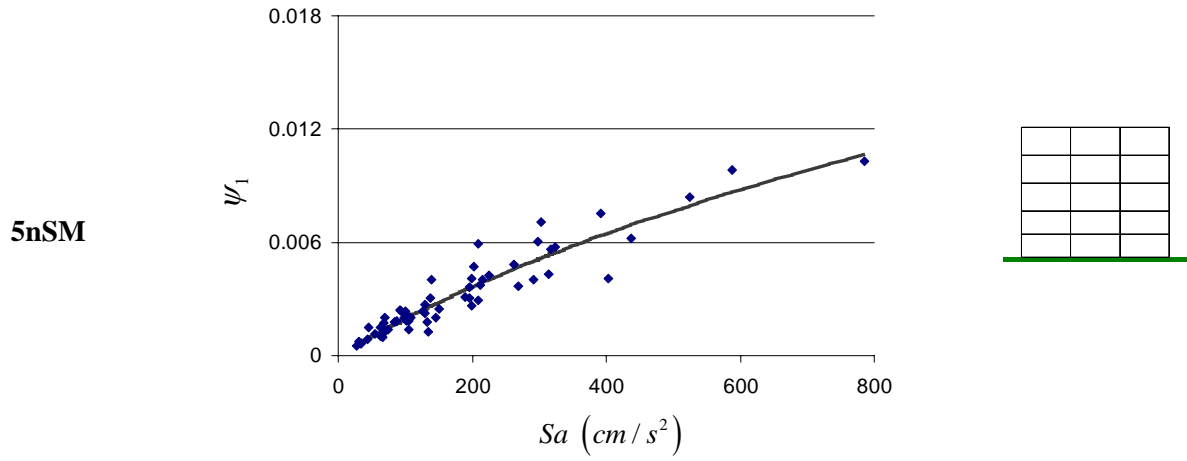


Figura 4.9 Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 5nSM

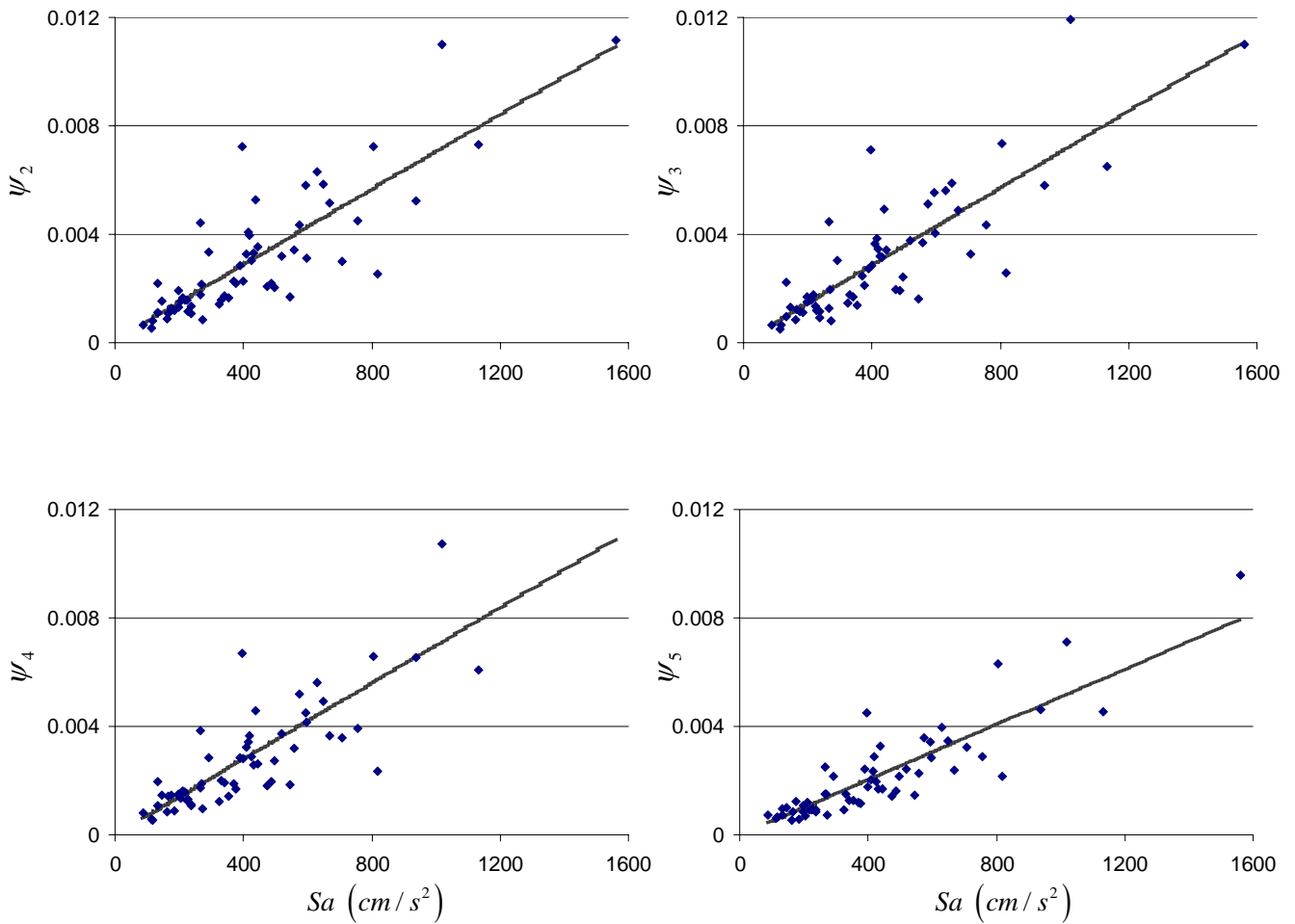
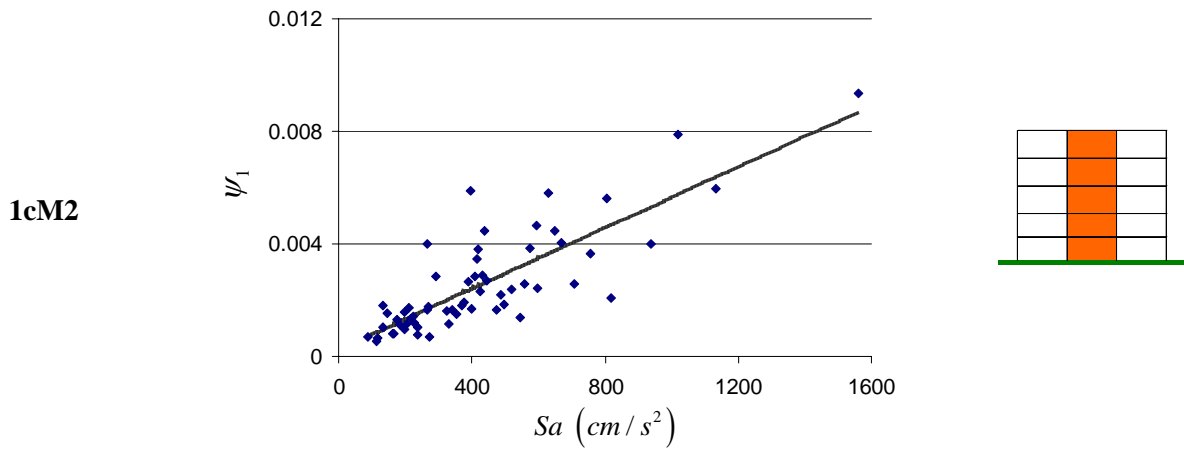


Figura 4.10 Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 1cM2

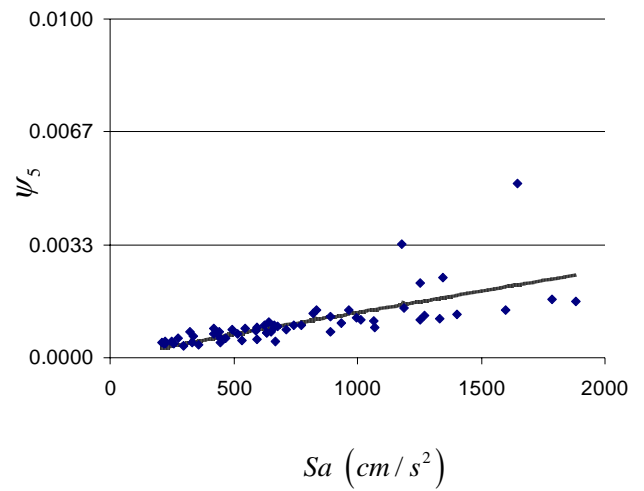
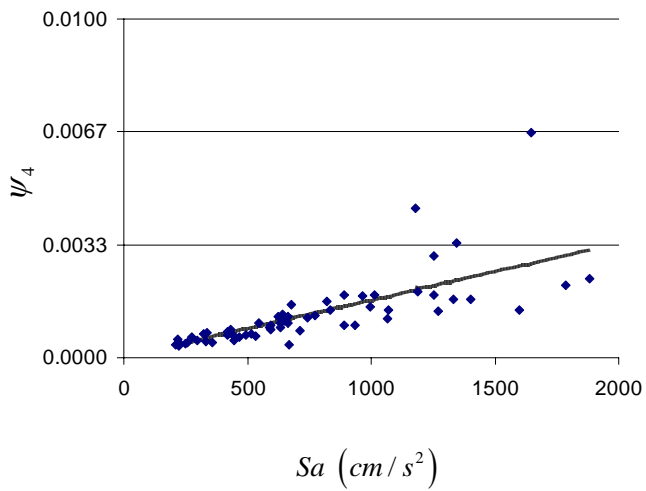
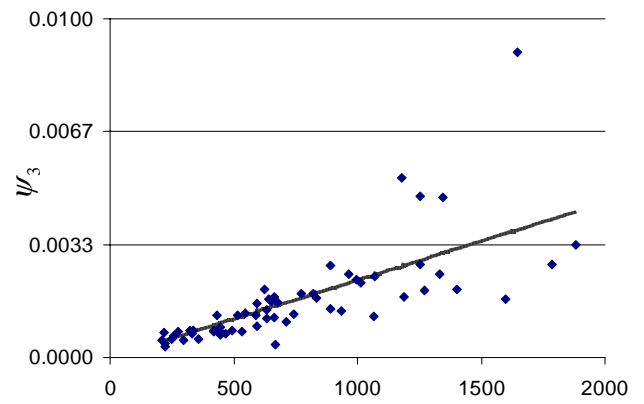
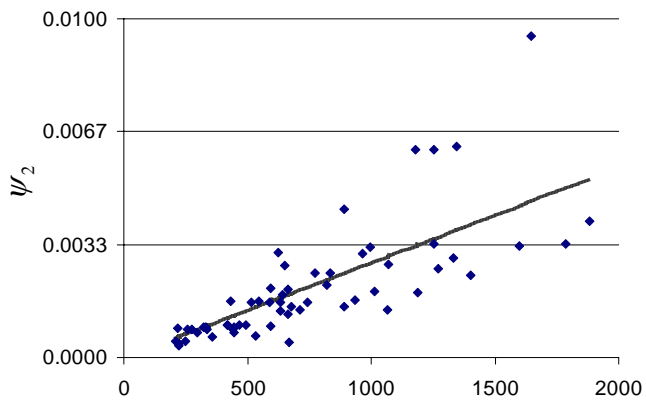
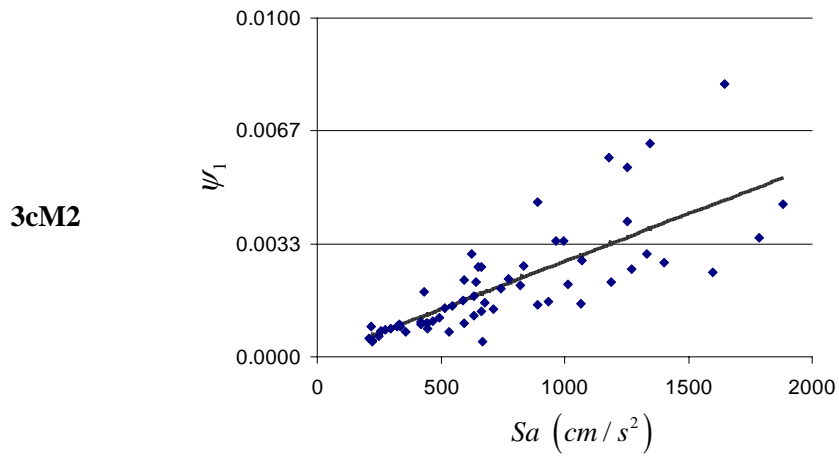


Figura 4.11 Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 3cM2

1cM4

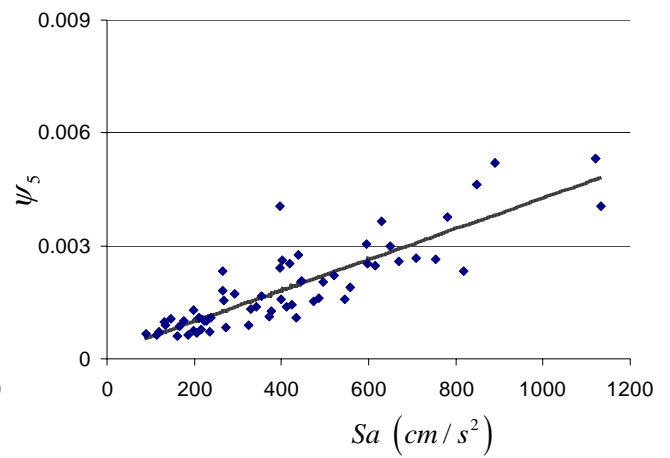
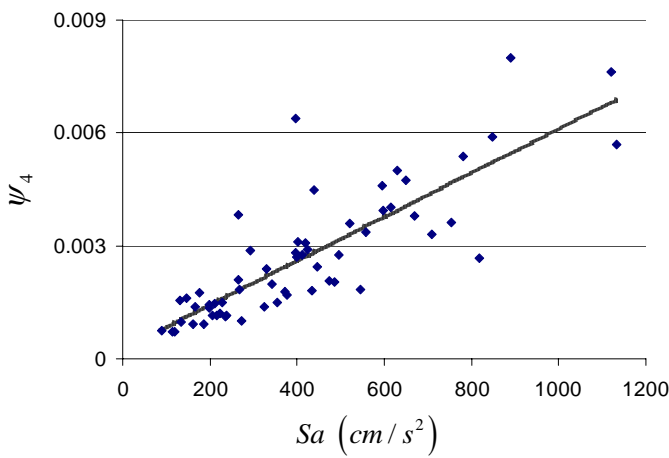
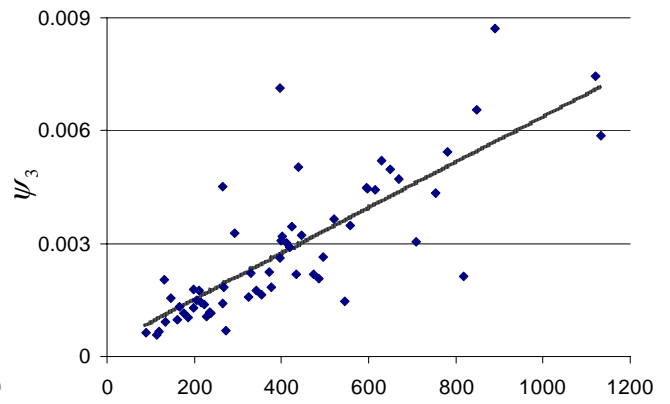
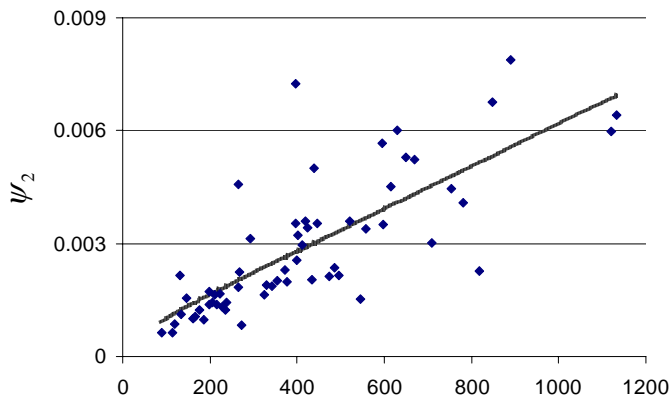
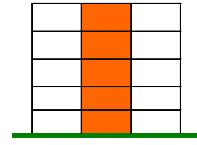
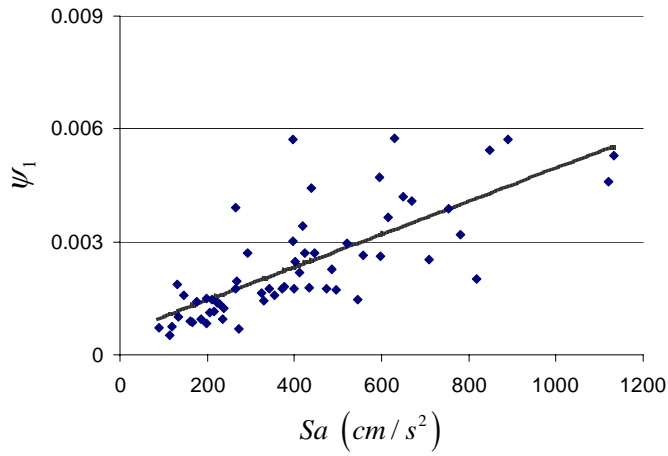


Figura 4.12 Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 1cM4

3cM4

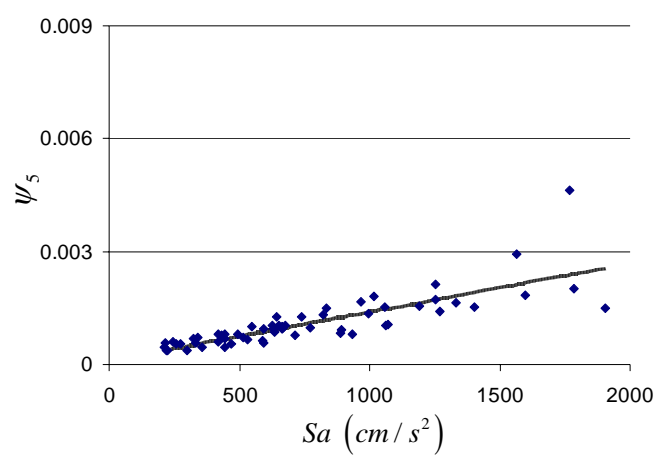
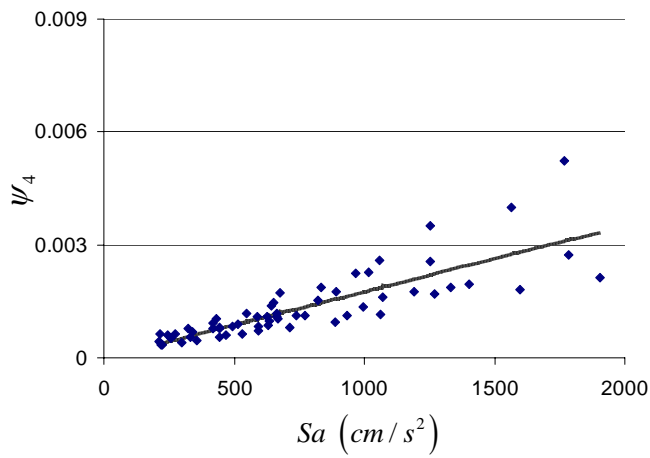
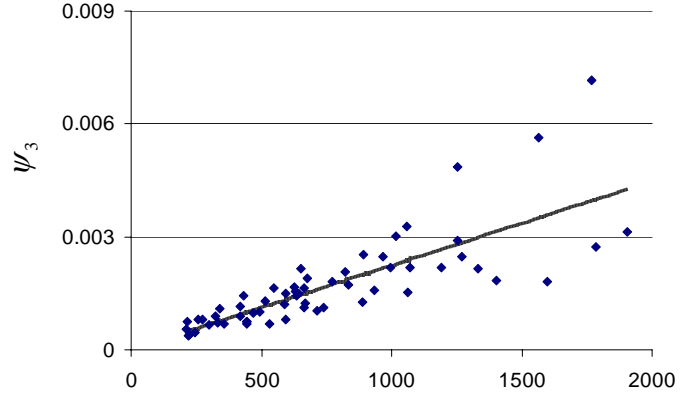
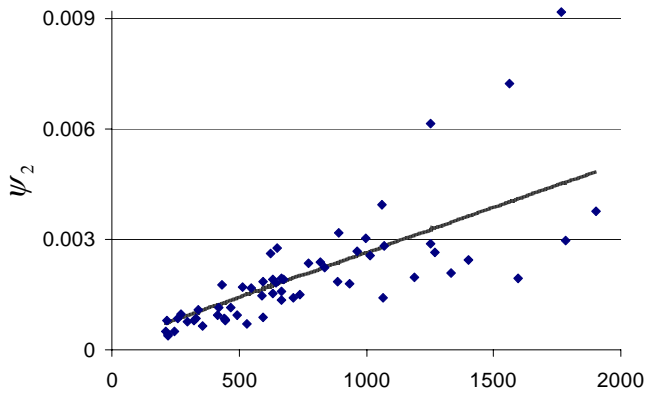
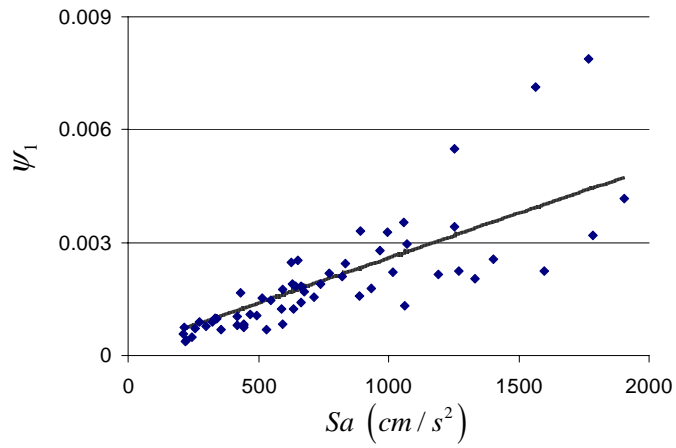


Figura 4.13 Distorsiones máximas de entrepiso y valor esperado para el sistema 3cM4

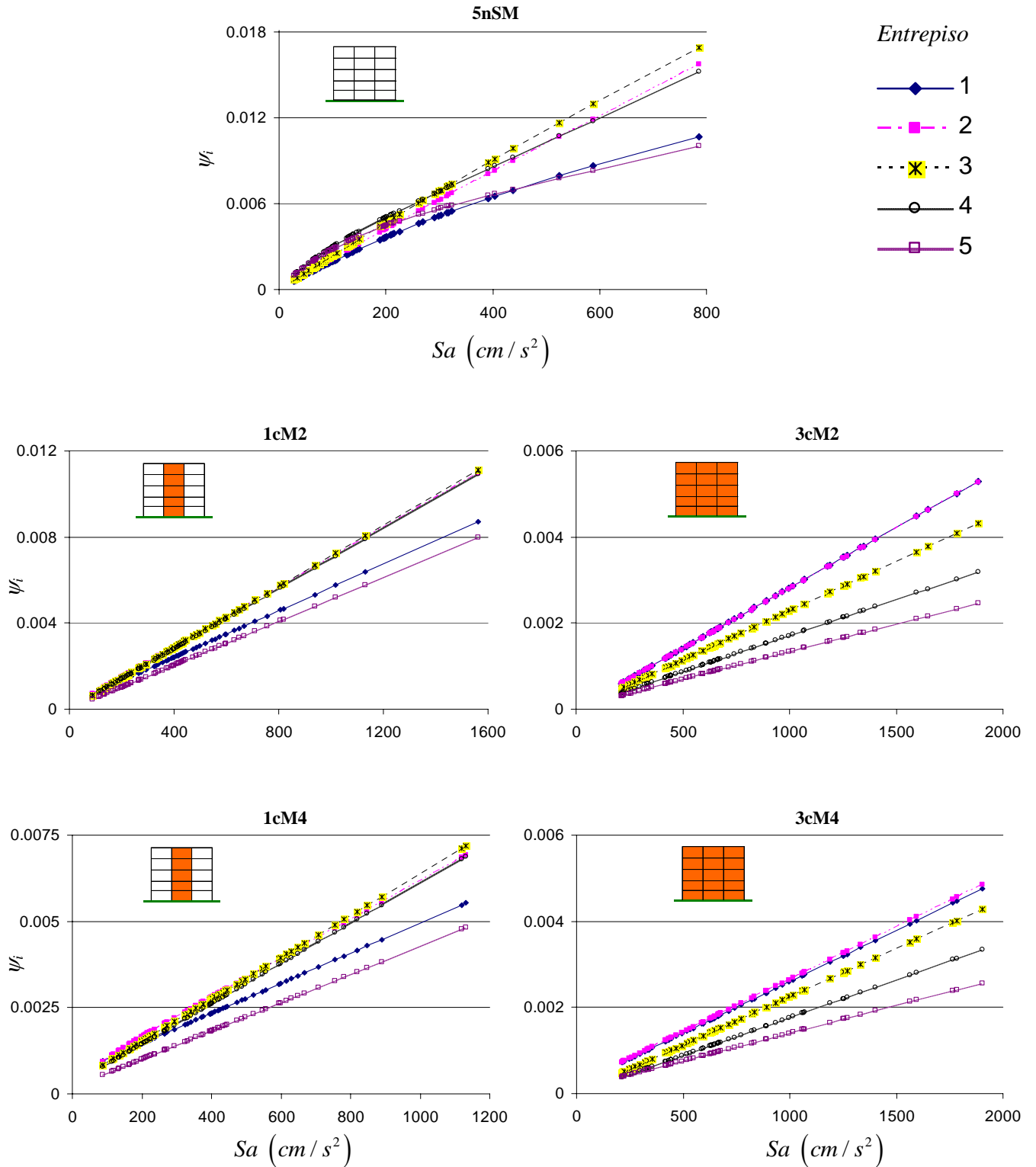


Figura 4.14 Valor esperado de la distorsiones máximas de entrepiso para los casos de estudio (Figuras 4.9 a 4.13)

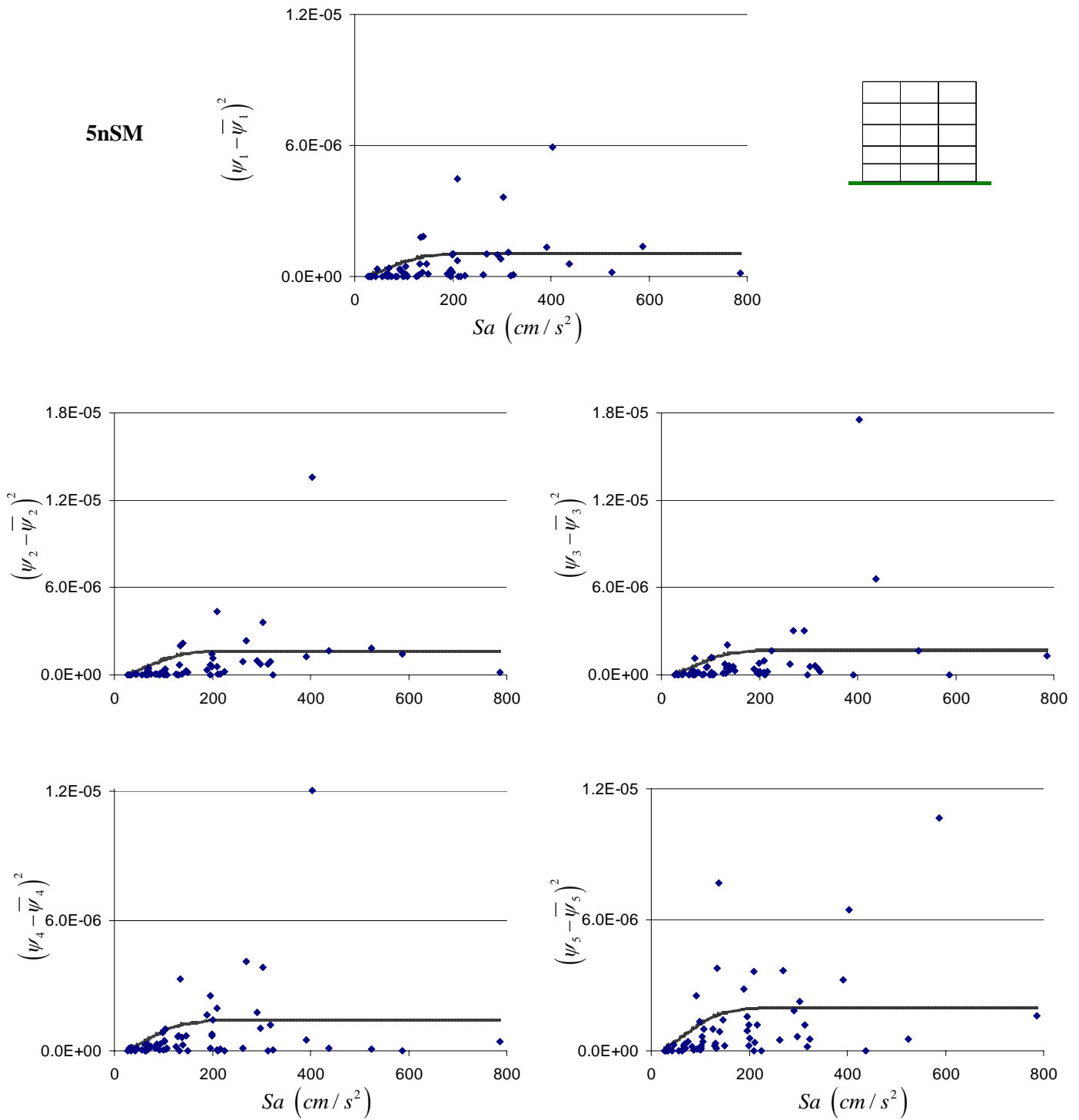


Figura 4.15 Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 5nSM

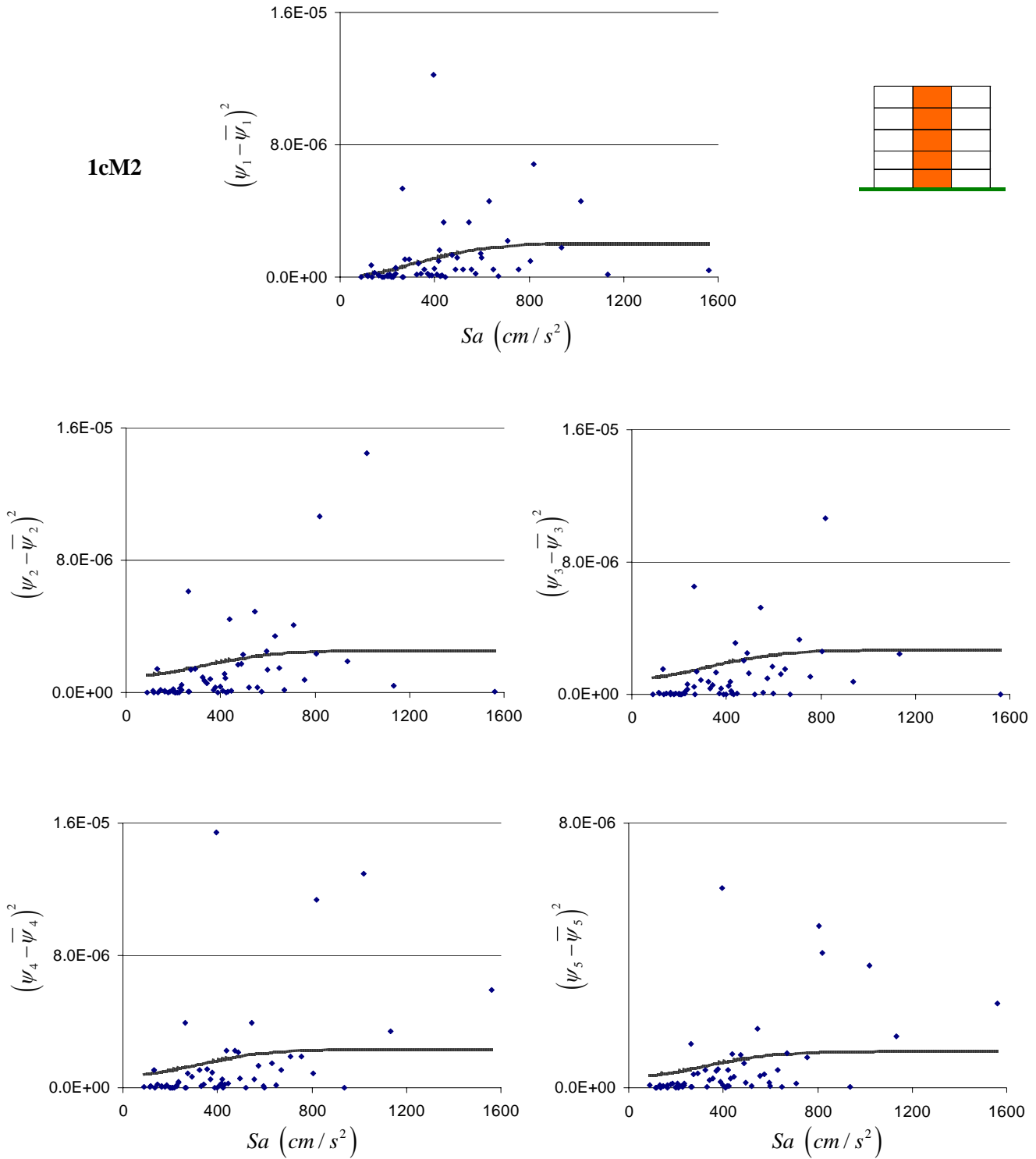


Figura 4.16 Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 1cM2

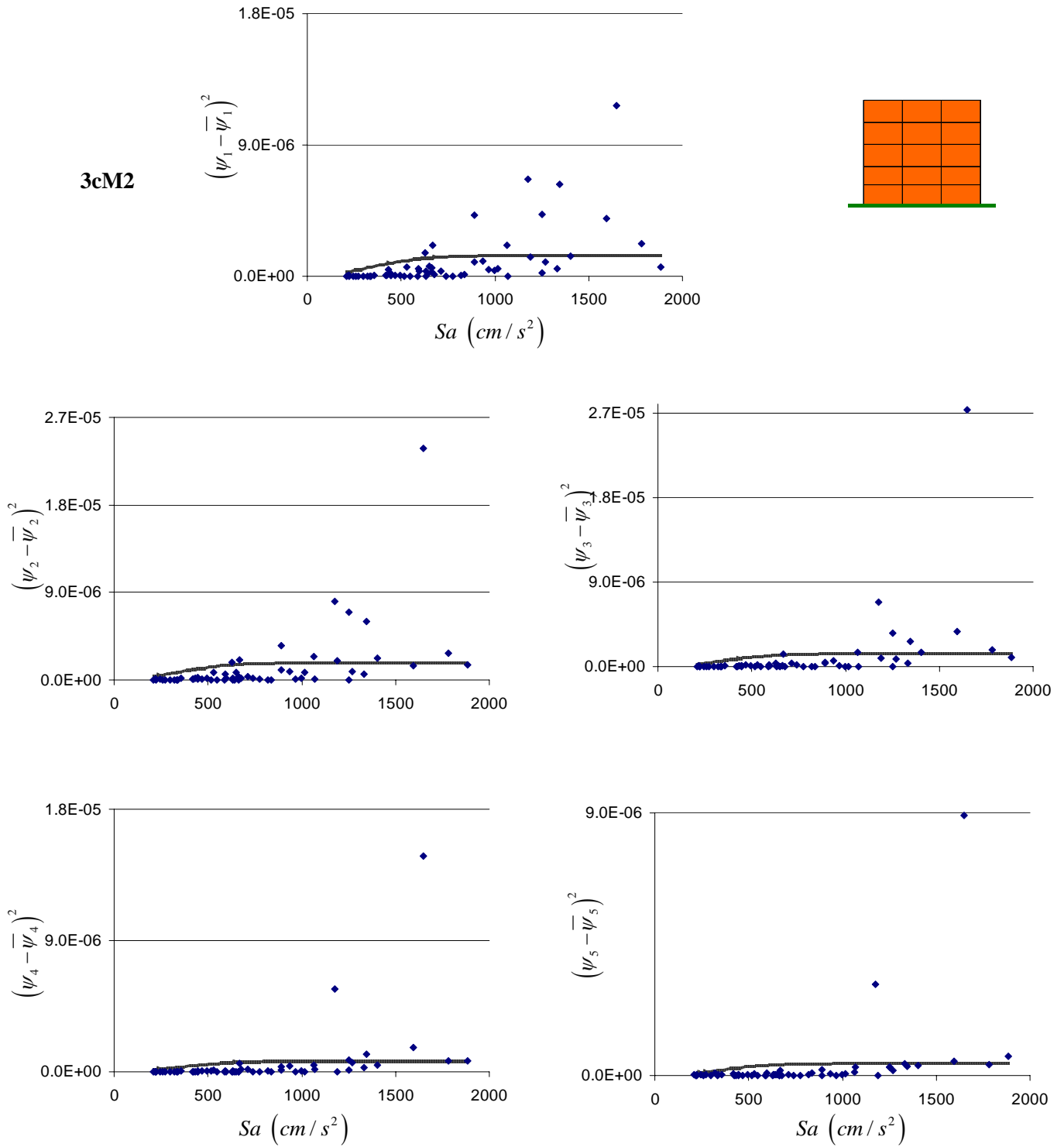


Figura 4.17 Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 3cM2

1cM4

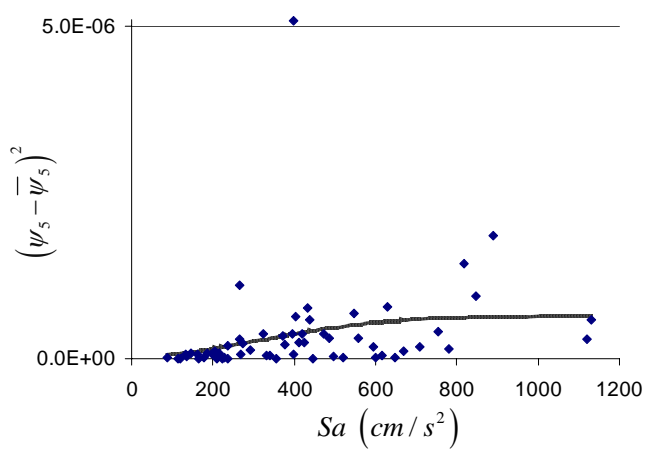
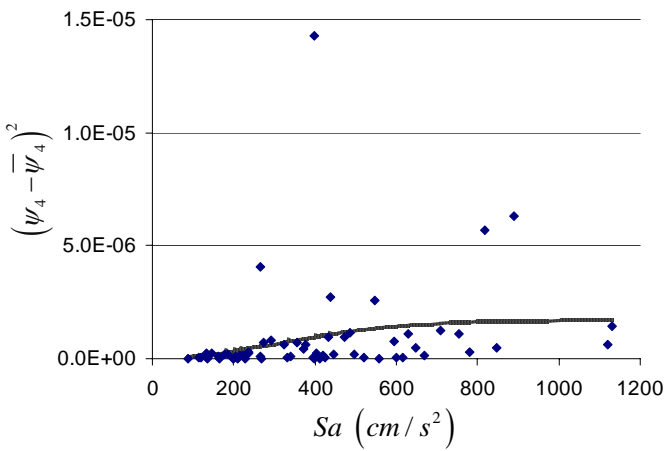
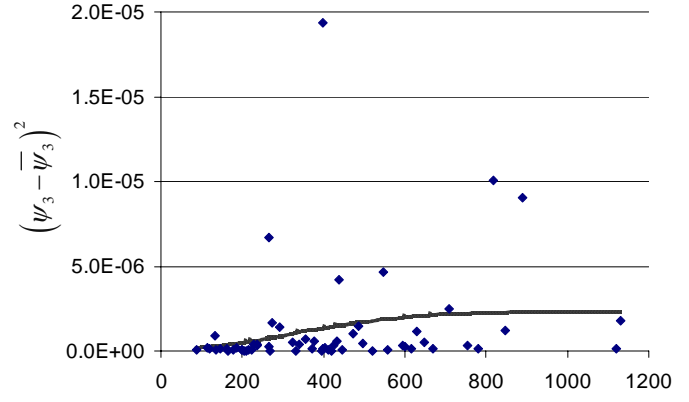
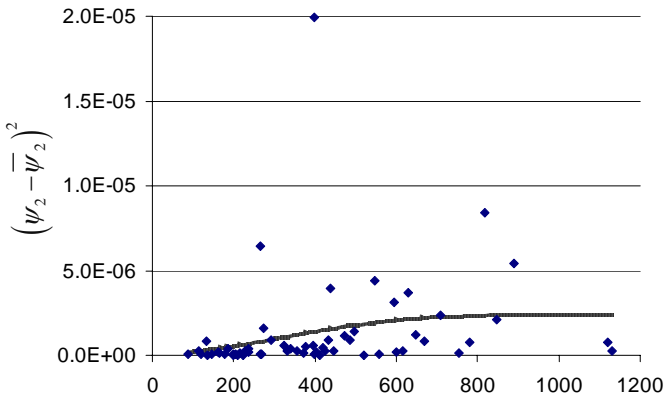
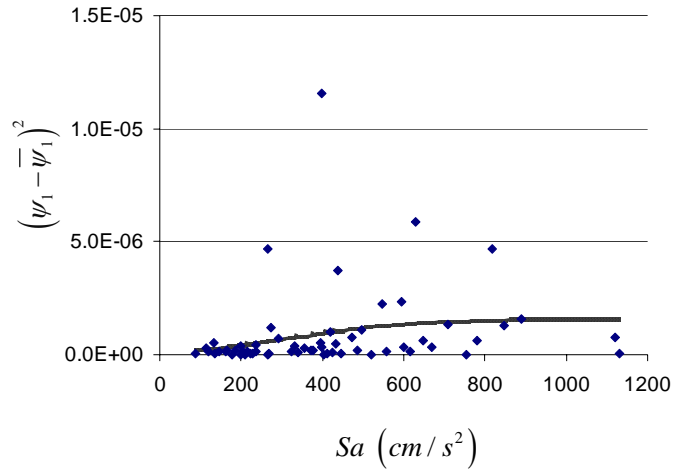


Figura 4.18 Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 1cM4

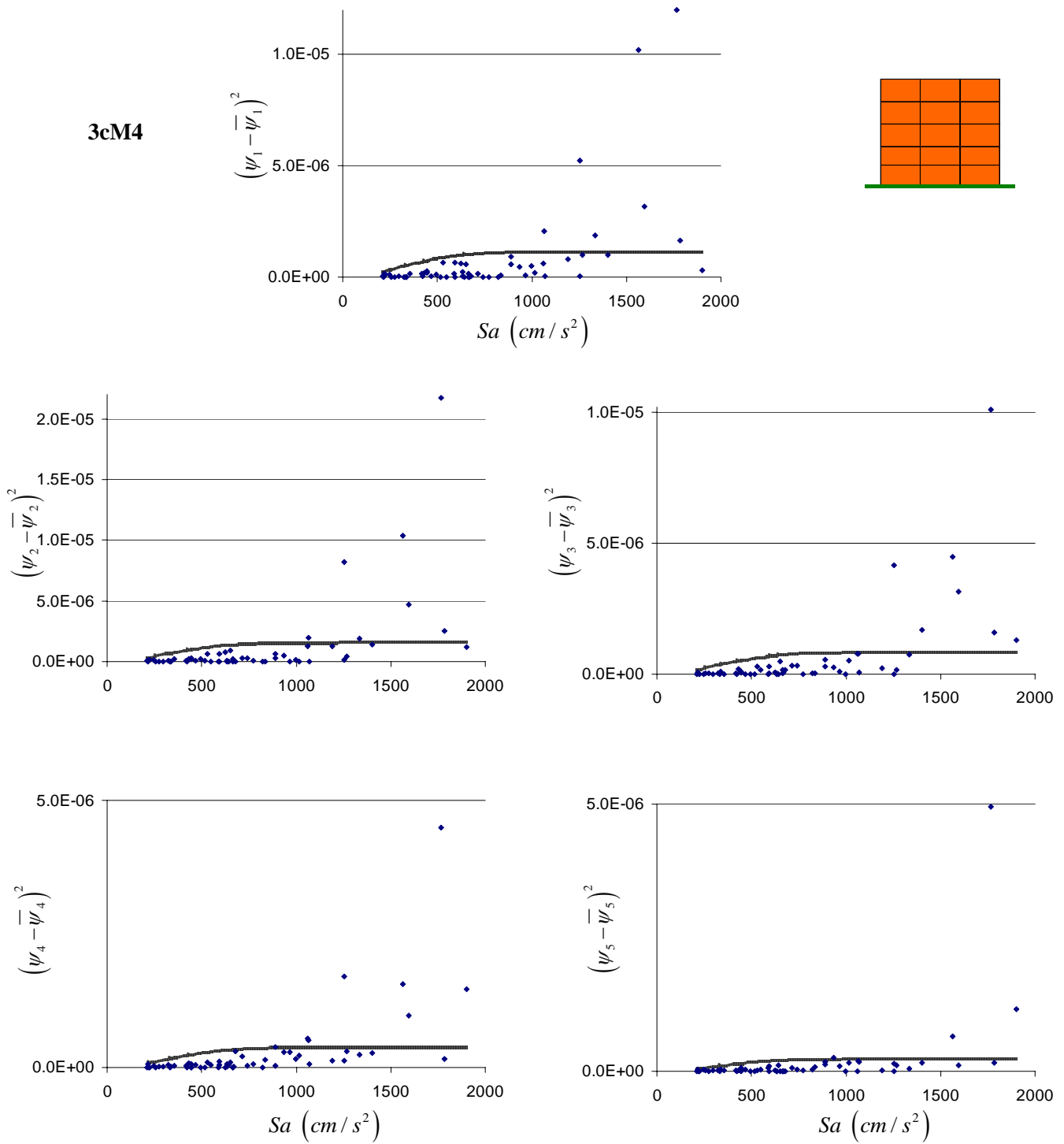


Figura 4.19 Desviaciones cuadráticas y función de varianza para el sistema 3cM4

Tabla 4.7 Parámetros de ajuste de $\overline{\psi}_i$

Caso	Variable	Entrepiso				
		1	2	3	4	5
5nSM	$a_{1,i}$	7.977E-06	1.903E-05	1.680E-05	1.716E-05	8.479E-06
	$b_{1,i}$	5.067E-03	8.302E-04	6.002E-03	1.707E-03	3.350E-03
	$c_{1,i}$	2.607E-03	3.498E-03	1.222E-03	1.331E-02	8.759E-03
1cM4	$a_{1,i}$	4.369E-06	5.638E-06	6.068E-06	5.836E-06	4.099E-06
	$b_{1,i}$	5.878E-04	5.474E-04	3.174E-04	2.748E-04	1.816E-04
	$c_{1,i}$	4.142E-02	1.793E-02	3.801E-02	3.613E-02	1.321E+00
3cM4	$a_{1,i}$	2.383E-06	2.433E-06	2.242E-06	1.756E-06	1.289E-06
	$b_{1,i}$	2.149E-04	2.201E-04	1.081E-05	5.648E-06	1.164E-04
	$c_{1,i}$	4.830E-01	4.830E-01	4.830E-01	4.830E-01	4.830E-01
1cM2	$a_{1,i}$	5.406E-06	6.951E-06	7.097E-06	6.990E-06	5.083E-06
	$b_{1,i}$	2.525E-04	1.037E-04	3.640E-05	5.773E-05	5.803E-05
	$c_{1,i}$	2.290E-01	2.290E-01	2.290E-01	2.422E-04	4.716E-04
3cM2	$a_{1,i}$	2.765E-06	2.800E-06	2.288E-06	1.661E-06	1.262E-06
	$b_{1,i}$	1.110E-04	1.091E-05	1.208E-05	5.870E-05	8.728E-05
	$c_{1,i}$	7.342E-04	3.743E-04	4.523E-04	2.290E-03	2.988E-03

Tabla 4.8 Parámetros de ajuste de $\sigma_{\psi_i}^2 = E\left[(\psi_i - \overline{\psi}_i)^2\right]$

Caso	Variable	Entrepiso				
		1	2	3	4	5
5nSM	$a_{2,i}$	2.220E-14	2.220E-14	2.220E-14	2.220E-14	2.220E-14
	$b_{2,i}$	1.074E-06	1.689E-06	1.739E-06	1.443E-06	1.986E-06
	$c_{2,i}$	9.867E-05	9.746E-05	9.750E-05	9.843E-05	9.857E-05
1cM4	$a_{2,i}$	1.607E-07	1.132E-07	9.372E-08	4.355E-08	3.960E-08
	$b_{2,i}$	1.582E-06	2.452E-06	2.383E-06	1.713E-06	6.447E-07
	$c_{2,i}$	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06
3cM4	$a_{2,i}$	3.498E-08	3.920E-08	1.856E-08	9.860E-09	6.058E-09
	$b_{2,i}$	1.155E-06	1.577E-06	8.352E-07	3.811E-07	2.328E-07
	$c_{2,i}$	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06
1cM2	$a_{2,i}$	2.459E-08	9.940E-07	9.506E-07	7.636E-07	3.415E-07
	$b_{2,i}$	2.059E-06	2.540E-06	2.688E-06	2.366E-06	1.110E-06
	$c_{2,i}$	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06
3cM2	$a_{2,i}$	4.136E-08	4.448E-08	1.855E-08	7.746E-09	7.812E-09
	$b_{2,i}$	1.425E-06	1.811E-06	1.418E-06	7.491E-07	4.200E-07
	$c_{2,i}$	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06	5.100E-06

Los valores presentados en las Figuras 4.9 - 4.19 y Tablas 4.7 - 4.8 servirán más adelante en la sección 4.4.2.2 *Valor esperado de la función de daño físico*.

4.3.2.4 Relación entre ψ_i y ψ_0

En la Figura 4.20 se presentan las historias de desplazamiento asociadas a las distorsiones máximas de entrepiso (ψ_i) y a la distorsión máxima de azotea (ψ_0) para dos estructuras simuladas sometidas a dos sismos diferentes. En el primer caso se aprecia como las distorsiones ψ_i y ψ_0 ocurren en un mismo instante y en el segundo en varios de ellos. De lo anterior se observa que la distorsión ψ_0 da una buena idea del comportamiento global de la estructura; sin embargo, cuando las distorsiones máximas de entrepiso (ψ_i) se presentan en instantes diferentes (Figura 4.20b), se podría subestimar algunas de ellas con el empleo de ψ_0 . Por otra parte, la distorsión ψ_0 se sobreestima si se obtienen como la suma de las distorsiones ψ_i .

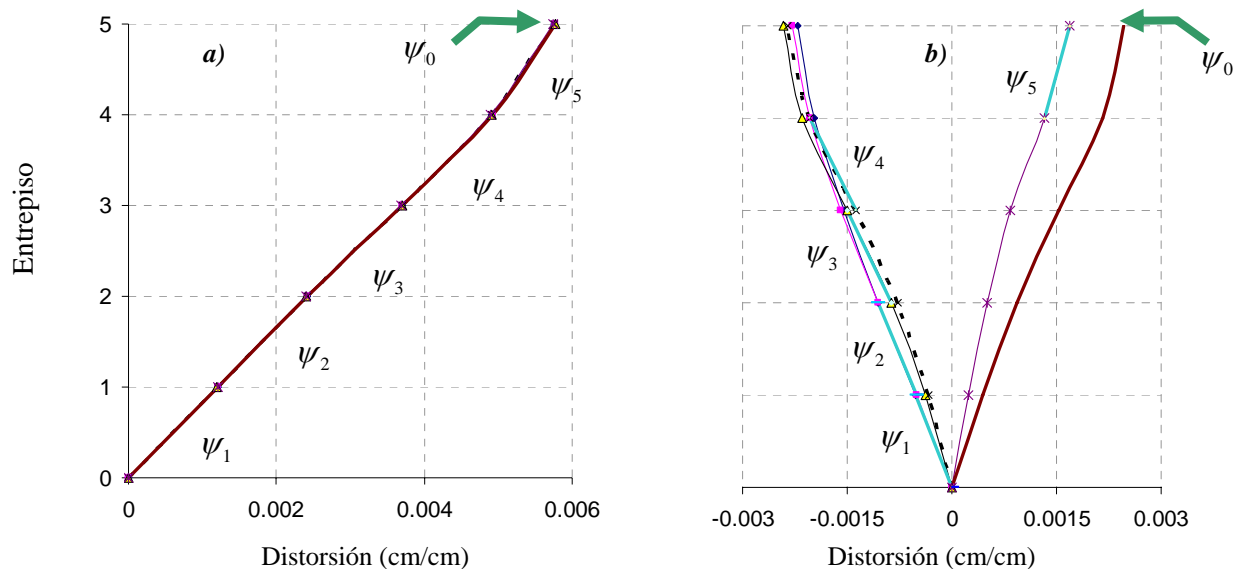


Figura 4.20 Configuraciones de desplazamiento de ψ_i y ψ_0 para **a)** Uno y **b)** Varios instantes de tiempo de dos estructuras simuladas de la serie 5nSM sometidas a sismos diferentes

Para el caso de la Figura 4.20b, al graficar el cortante del entrepiso 4 vs su correspondiente distorsión ψ_4 se encuentra un comportamiento regular y estable (Figura 4.21a), mientras que al graficar el cortante basal vs la distorsión ψ_0 se observa un comportamiento errático (Figura 4.21b).

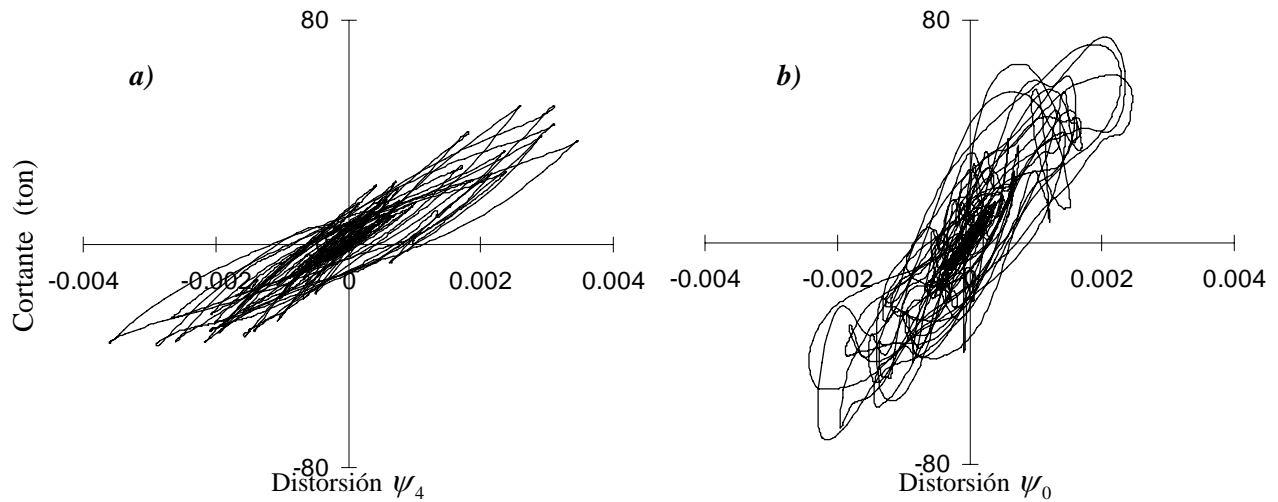


Figura 4.21 a) Cortante del entrespiso 4 vs su correspondiente distorsión ψ_4 y b) Cortante basal vs distorsiones máximas de azotea ψ_0 para las configuraciones de desplazamiento de la **Figura 4.20b**

4.3.3 Medida de la intensidad normalizada, Q

Como se describió en la *sección 2.3.5*, la *Medida de la intensidad normalizada* (Q , Ecuación 2.14) es función de la aceleración espectral (S_a , Figura 4.4) asociada al periodo fundamental de la estructura (Tabla 4.3), así como de la masa (m) y el cortante de fluencia del ajuste elasto-plástico (V_y) que se encuentran en la Tabla 4.5, tanto para los sistemas expresados en términos de propiedades medias como nominales. De acuerdo con lo anterior, tendremos dos diferentes medidas de Q .

En la Figura 4.22a se presenta la relación que existe entre las S_a (Figura 4.4) para los periodos de las estructuras de propiedades nominales y medias, $S_a(T_{\text{nominal}})$ y $S_a(T_{\text{medio}})$, respectivamente. No se observa una tendencia para los casos estudiados y si una variabilidad importante en dicha relación, lo que implica que Q (Ecuación 2.14) se reordena de manera *aleatoria* de acuerdo con el periodo fundamental. Por ello, en este estudio se emplean sólo las $S_a(T_{\text{medio}})$ para determinar Q .

En la Figura 4.22b se observa la relación entre la masa y el cortante de fluencia (Tabla 4.5) para los sistemas expresados en términos de propiedades nominales y de medias, $(m/V_y)_{\text{nominal}}$ y $(m/V_y)_{\text{medio}}$, respectivamente. Dicha relación actúa como un factor de escala lineal en Q (Ecuación 2.14).

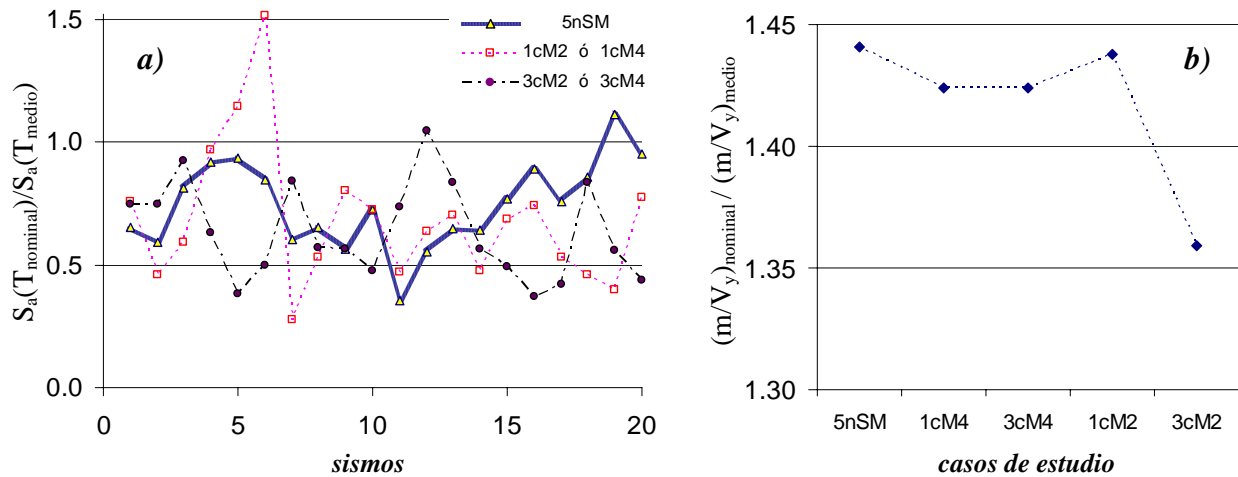


Figura 4.22 Relaciones *a)* $S_a(T_{\text{nominal}})/S_a(T_{\text{medio}})$ y *b)* $(m/V_y)_{\text{nominal}} / (m/V_y)_{\text{medio}}$ para los casos de estudio

En la Figura 4.23, en el eje de las abscisas se presenta la distorsión máxima de azotea ψ_0 normalizada contra la capacidad de deformación del sistema ψ_c y en el de las ordenadas la medida de la intensidad normalizada Q , para los casos de estudio. Tanto ψ_c como Q corresponden a propiedades medias y nominales de la Tabla 4.5. En línea continua se presentan de manera esquemática las tendencias encontradas al considerar la contribución de los muros de mampostería para las diferentes configuraciones estudiadas.

De la Figura 4.22 se observa que al incluir los muros de mampostería se reduce la capacidad de deformación ψ_c pero se controlan de una manera eficiente las distorsiones máximas de azotea ψ_0 y mejora su *seguridad*, pues se obtienen valores menores de ψ_0/ψ_c .

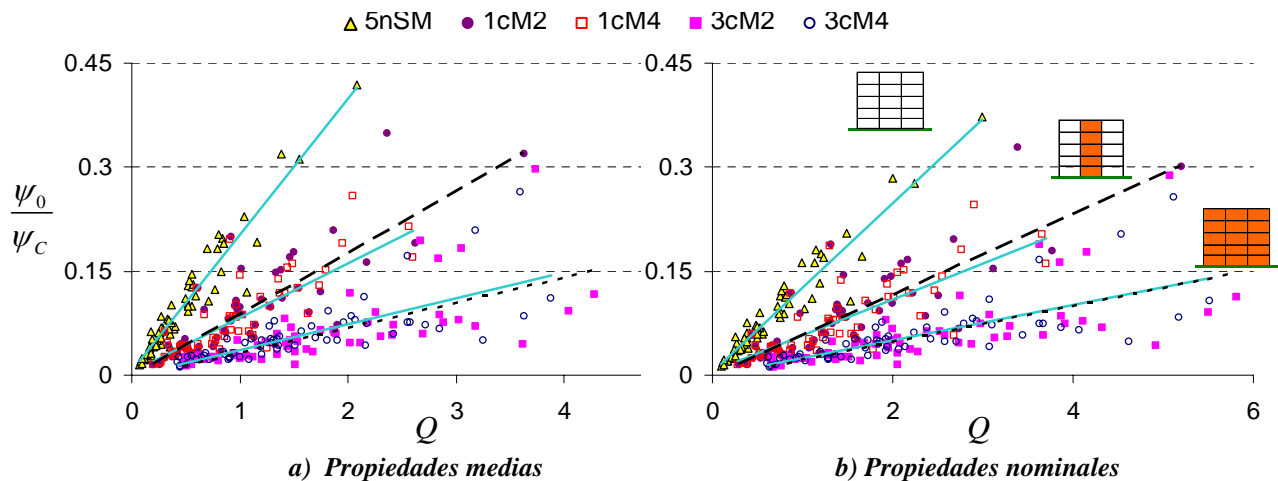


Figura 4.23 ψ_0/ψ_c vs Q de los casos de estudio, *a)* Propiedades medias y *b)* Propiedades nominales

4.3.4 Funciones de confiabilidad

De la Ecuación 2.10, en este trabajo la capacidad (de deformación) C será considerada determinista y se obtendrá del análisis incremental de cargas (pushover) para los sistemas definidos en términos tanto de sus propiedades medias como de las nominales. Por otra parte, la demanda sísmica D para la intensidad normalizada Q se considera como variable aleatoria y será la distorsión máxima de azotea obtenida para cada una de las sesenta estructuras simuladas por medio de análisis paso a paso de SMGL.

Debido a que de los análisis pushover tenemos dos tipos de propiedades (*medias* y *nominales*), tendremos dos familias de curvas que representan la confiabilidad de los diferentes casos de estudio.

La Ecuación 4.3 es la forma propuesta para el valor esperado de Z , cuyo ajuste y parámetros que la describen se presentan en las Figura 4.24 y en la Tabla 4.9.

$$\bar{Z} = a_2 - b_2 \cdot Q + c_2 \cdot \exp(-c_2 \cdot Q) \quad [4.3]$$

La forma propuesta para la desviación estándar de Z , $\sigma_Z^2 = E[(Z - \bar{Z})^2]$ es una constante (Ecuación 4.4), cuyo ajuste y parámetros que la describen se presenta en la Tabla 4.9.

$$\sigma_Z^2 = d_2 \quad [4.4]$$

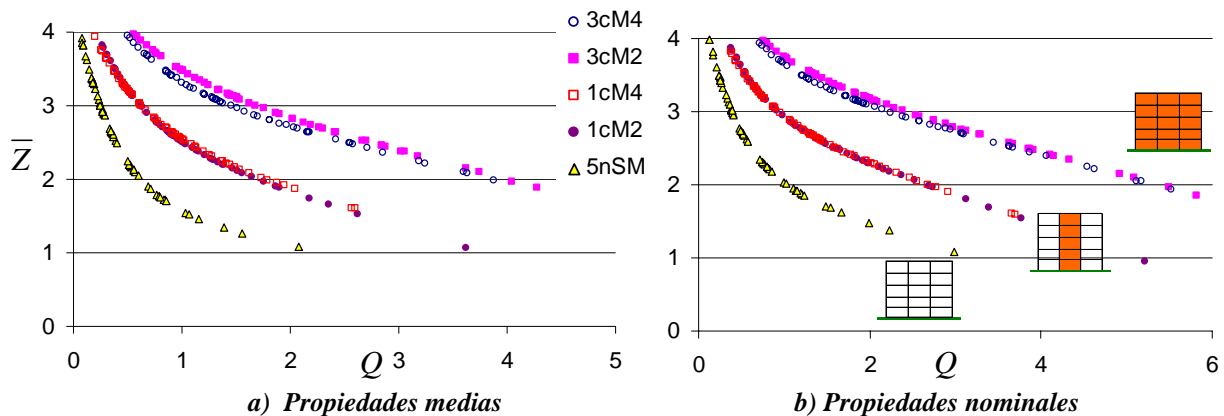


Figura 4.24 \bar{Z} de los casos de estudio, propiedades medias y nominales

Finalmente, con la Ecuación 2.10 se obtiene el índice de confiabilidad β y se presenta en la Figura 4.25. Se observa que independientemente de que se trate de propiedades medias o nominales, el índice β :

- En el caso de partida (*5nSM*) disminuye más rápido que los demás casos de estudio a medida que Q aumenta hasta llegar a ser el menor de todos
- Es ligeramente sensible a la presencia del refuerzo horizontal en los muros de mampostería
- Siempre será mayor cuando se estudian edificios con muros en las tres crujeías (*3cM2* y *3cM4*)

Tabla 4.9 Parámetros de ajuste del valor esperado de Z y de su varianza, \bar{Z} y σ_Z^2 , respectivamente, tanto para propiedades medias como nominales

Casos de estudio	<i>Propiedades medias</i>				<i>Propiedades nominales</i>			
	Ecuación 4.3			Ec. 4.4	Ecuación 4.3			Ec. 4.4
	a_2	b_2	c_2	d_2	a_2	b_2	c_2	d_2
5nSM	1.694	0.302	2.750	0.0465	2.209	0.377	2.536	0.0434
1cM4	2.696	0.426	1.963	0.1373	3.04	0.392	1.864	0.1377
3cM4	3.404	0.366	1.888	0.1063	3.648	0.311	1.665	0.1086
1cM2	2.720	0.457	2.183	0.1516	3.082	0.410	2.107	0.1534
3cM2	3.529	0.385	1.488	0.1476	3.725	0.321	1.326	0.1494

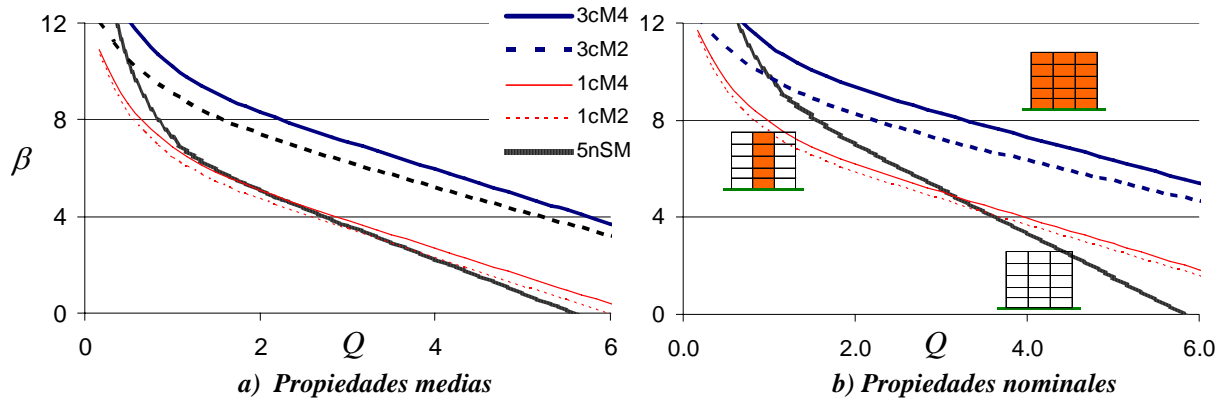


Figura 4.25 Índices de confiabilidad β de los casos de estudio, propiedades medias y nominales

Los resultados aquí presentados están directamente relacionados con el criterio de capacidad última y su posterior ajuste (en este caso elasto-plástico) ya que intervienen tanto en la determinación del margen de seguridad Z (Ecuación 2.10) así como en la medida de la intensidad normalizada Q (Ecuación 2.14).

4.4 Análisis del riesgo sísmico

4.4.1 Peligro

La función de *peligro sísmico* está definida por la tasa media anual de excedencia de valores dados de la intensidad. En este trabajo, esta función se obtiene para terreno firme en Acapulco, empleando el programa PSM [Ordaz *et al.*, 1996]; se consideraron intensidades medidas por las ordenadas del espectro lineal de pseudo-aceleraciones para periodos de 0.15, 0.3, 0.5 y 1.0 segundos. Posteriormente, para los periodos fundamentales de las estructuras de interés (propiedades medias, Tabla 4.3), se interpoló linealmente entre dichos valores y se ajustaron con una curva de la forma de la Ecuación 2.2. Las funciones resultantes se muestran en la Figura 4.26.

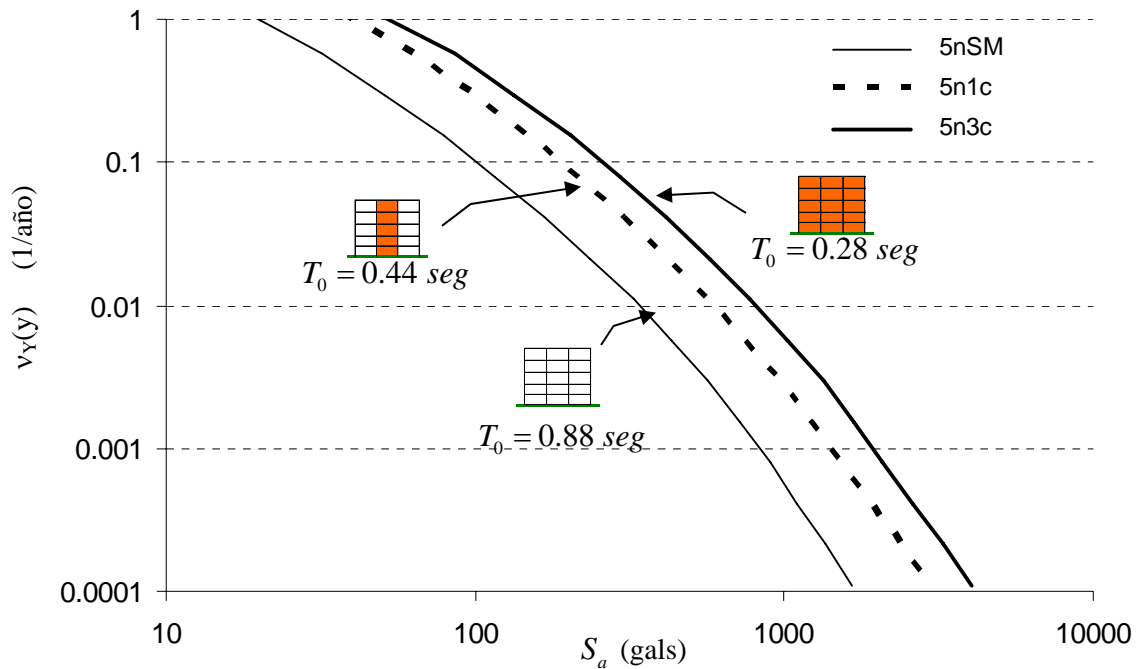


Figura 4.26 Tasa de excedencia de intensidades para los periodos de las estructuras con propiedades medias

4.4.2 Vulnerabilidad

La función de vulnerabilidad se determina de acuerdo con lo presentado en la *sección 2.2.3* donde se considera que la probabilidad de falla p_F del sistema se obtiene con la Ecuación 2.12 y el costo de falla, δ_F , es igual a veinte veces el costo inicial de la estructura ($\delta_F = 20$, Ecuación 2.3) debido a que en este trabajo no se hacen estudios con respecto a los *criterios de aceptación del riesgo por la sociedad*.

Por otra parte, para evaluar $\bar{\delta}(y|S)$, se propone el factor r_1 asociado a la relación entre los costos indirectos y directos de reparación (Ecuación 2.3) y el factor χ (Ecuación 2.5) que toma en cuenta los arreglos logísticos necesarios para la reparación del daño físico causado por la intensidad y dado que la estructura sobrevive y aquí se asume que ambos valores son iguales, $\chi = r_1 = 1.5$ [Ismael, 2003].

Se supone que los muros divisorios de tablarroca (*MD*) no contribuyen a la rigidez y a la resistencia de la estructura, pero sí a los costos por daños. Dichos muros se localizarán en los marcos exteriores de los edificios 5nSM, 1cM2 y 1cM4 ($n = 3$ en la Ecuación 2.5). Para cuando se trate de los casos 3cM2 y 3cM4, los *MD* no contribuirán ni a los costos ni a los daños, así que $n = 2$ en la Ecuación 2.5.

4.4.2.1 Función de daño físico

Como se detalló en el Capítulo II sección 2.4.1 *Costo inicial*, se asume que cuando ocurre un sismo, el costo de los subsistemas estructurales que se dañan (marcos, muros de mampostería y/o divisorios), C_{0ED} , se comportarán de acuerdo con la sección 2.2.3.1 *Función de daño físico* estudiada por **Reyes (1999)** y lo propuesto aquí, tomando como base los resultados presentados por **Aguilar y Alcocer (2001)** (Tabla 4.10, Figura 4.27).

De las distorsiones de la Tabla 4.10 se obtienen los parámetros a y m (Ecuaciones 2.7 y 2.8) de la función de daño físico $g(\psi)$, los cuales se presentan en la Tabla 4.11. Posteriormente, en la Figura 4.27 se muestran las $g(\psi)$ para cada uno de los sub-sistemas (estructurales o no) empleados en los casos de estudio.

Tabla 4.10 Distorsiones a las que se presentan el agrietamiento y la falla de los diferentes sub-sistemas empleados

Elemento		Daño		Referencia
		Inicia ε_0	Total ε_u	
Marco de concreto detallado sísmicamente (MA)		0.005	0.040	Reyes (1999)
Muro divisorio de tablarroca (MD)		0.004	0.008	
Muro de mampostería (MM)	Sin refuerzo interior (M2)	0.001	0.006	
	Con refuerzo interior (M4) [§]	0.002	0.010	Propuesta [§]

[§] Propuesta en este trabajo tomando como base los resultados presentados por **Aguilar y Alcocer (2001)**.

Tabla 4.11 Parámetros de la función de daño para los diferentes materiales empleados (Ecuaciones 2.7 y 2.8)

Elemento		a	m
Marco de concreto detallado sísmicamente (MA)		6.060E+04	2.947
Muro divisorio de tablarroca (MD)		1.584E+19	8.840
Muro de mampostería (MM)	Sin refuerzo interior (M2)	1.825E+08	3.420
	Con refuerzo interior (M4)	1.894E+08	3.807

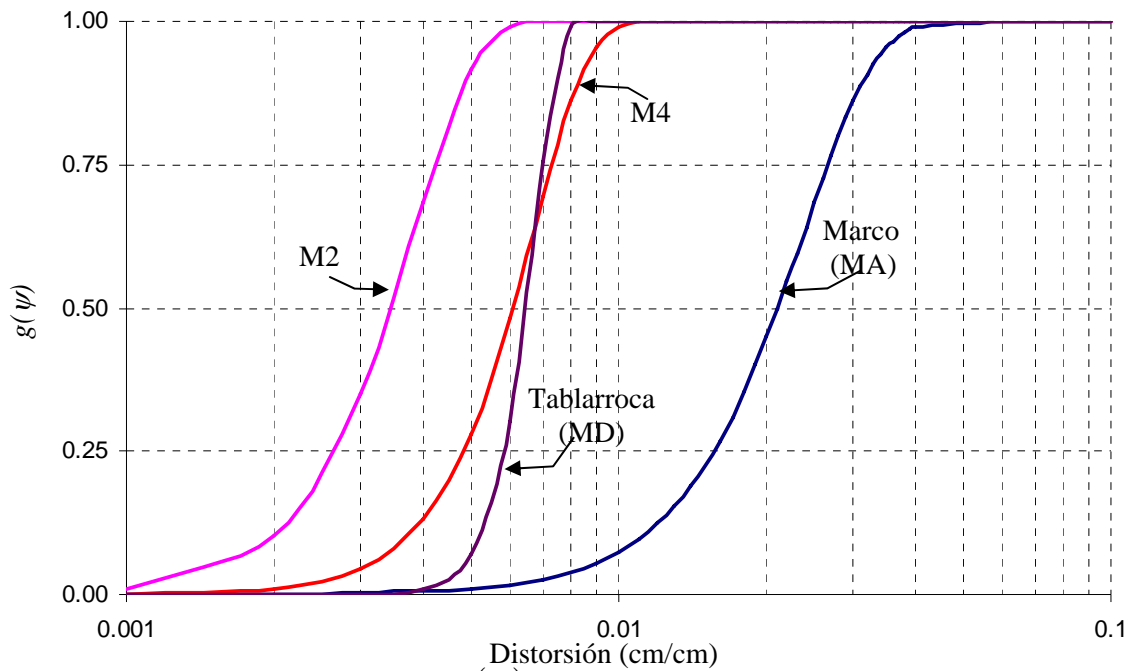


Figura 4.27 Función de daño físico, $g(\psi)$, para los diferentes sub-sistemas empleados en los casos de estudio

4.4.2.2 Valor esperado de la función de daño físico

El valor esperado de la función de daño físico, $\bar{g}(\psi)$, se obtendrá de la Ecuación 2.9 con los datos de la sección 4.3.2.3 *Distorsiones máximas de entrepiso* (Tablas 4.7 - 4.8 y Figuras 4.9 a 4.19), donde ψ_i es la distorsión máxima de entrepiso para cada entrepiso “ i ”, $\bar{\psi}_i$ y V_{ψ_i} son, respectivamente, su correspondiente valor esperado y coeficiente de variación.

En las Figuras 4.28 a 4.32 se presentan los daños esperados para cada uno de los entrepisos y sub-sistemas (estructural o no) de los casos estudiados *vs* S_a .

En la Figura 4.33 se presentan el costo esperado de daño por entrepiso ($\bar{\delta}(y|S)$, estructural o no) en función de la intensidad para los cinco casos de estudio, normalizados con respecto al costo inicial de construcción, C_0 .

En la Figura 4.34 se presentan en línea continua y punteada, respectivamente, los costos esperados de daño en función de la intensidad dado que la estructura sobrevive (Ecuación 2.4) de los elementos estructurales (marco de CR) y no-estructurales (tablarroca) para 5nSM. De la Figura 4.27 (Daño *vs* S_a), se observa como los muros divisorios de tablarroca en los diferentes entrepisos dejan de contribuir para intensidades entre 400 y 500 gals dado que fallan y ya no crece su contribución a los costos.

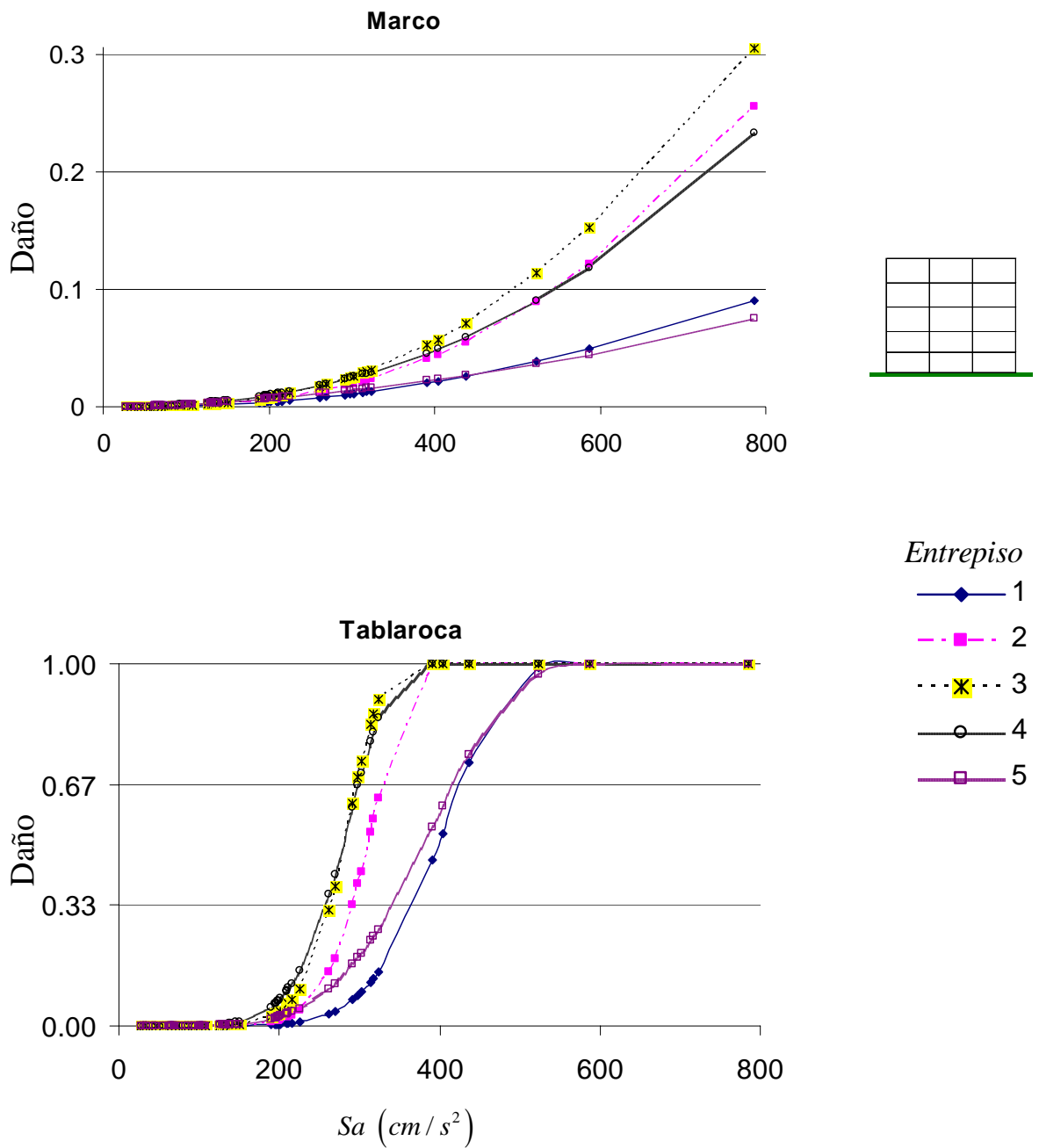


Figura 4.28 Daño en función de la intensidad de 5nSM, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no)

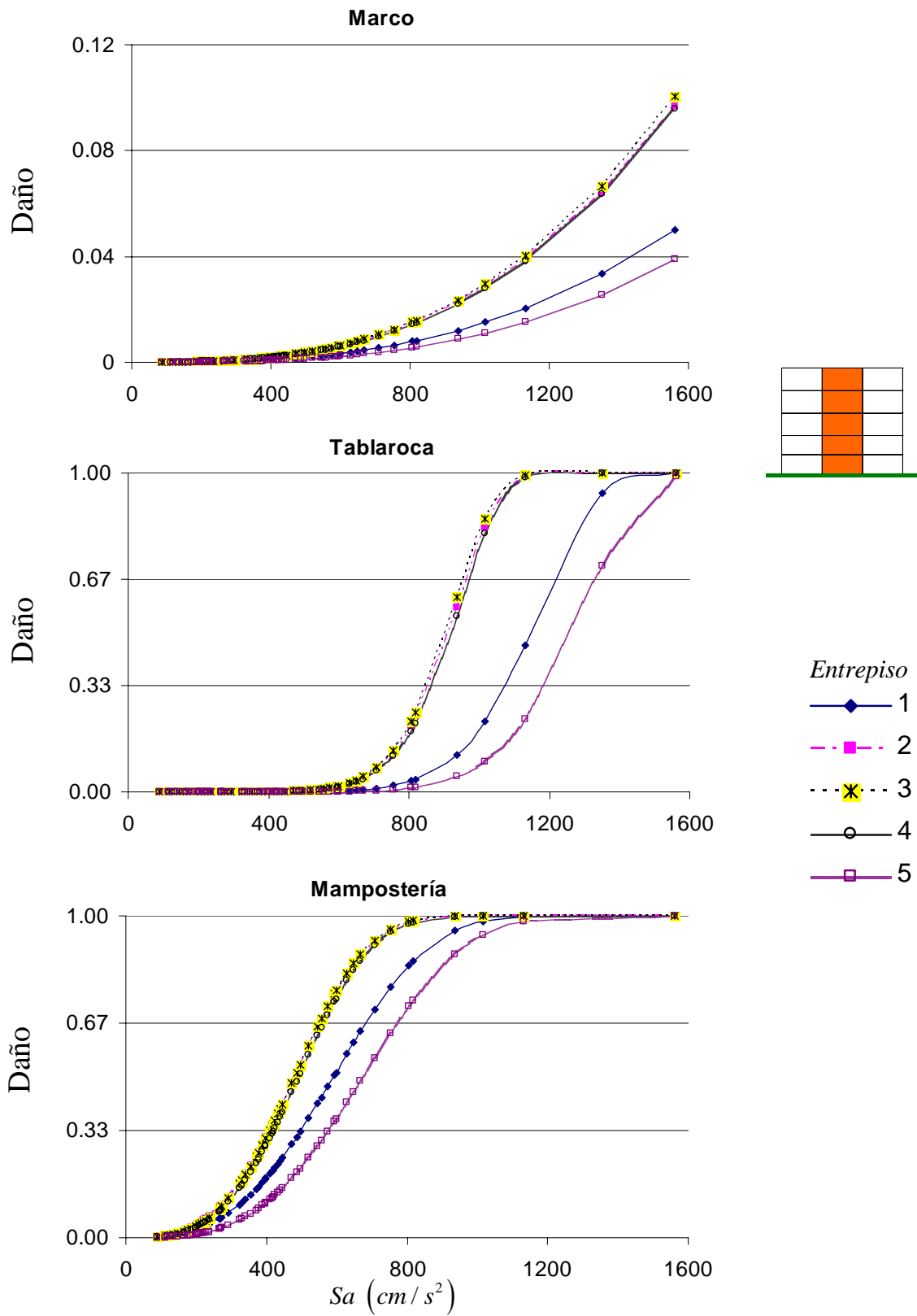


Figura 4.29 Daño en función de la intensidad de $1cm^2$, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no)

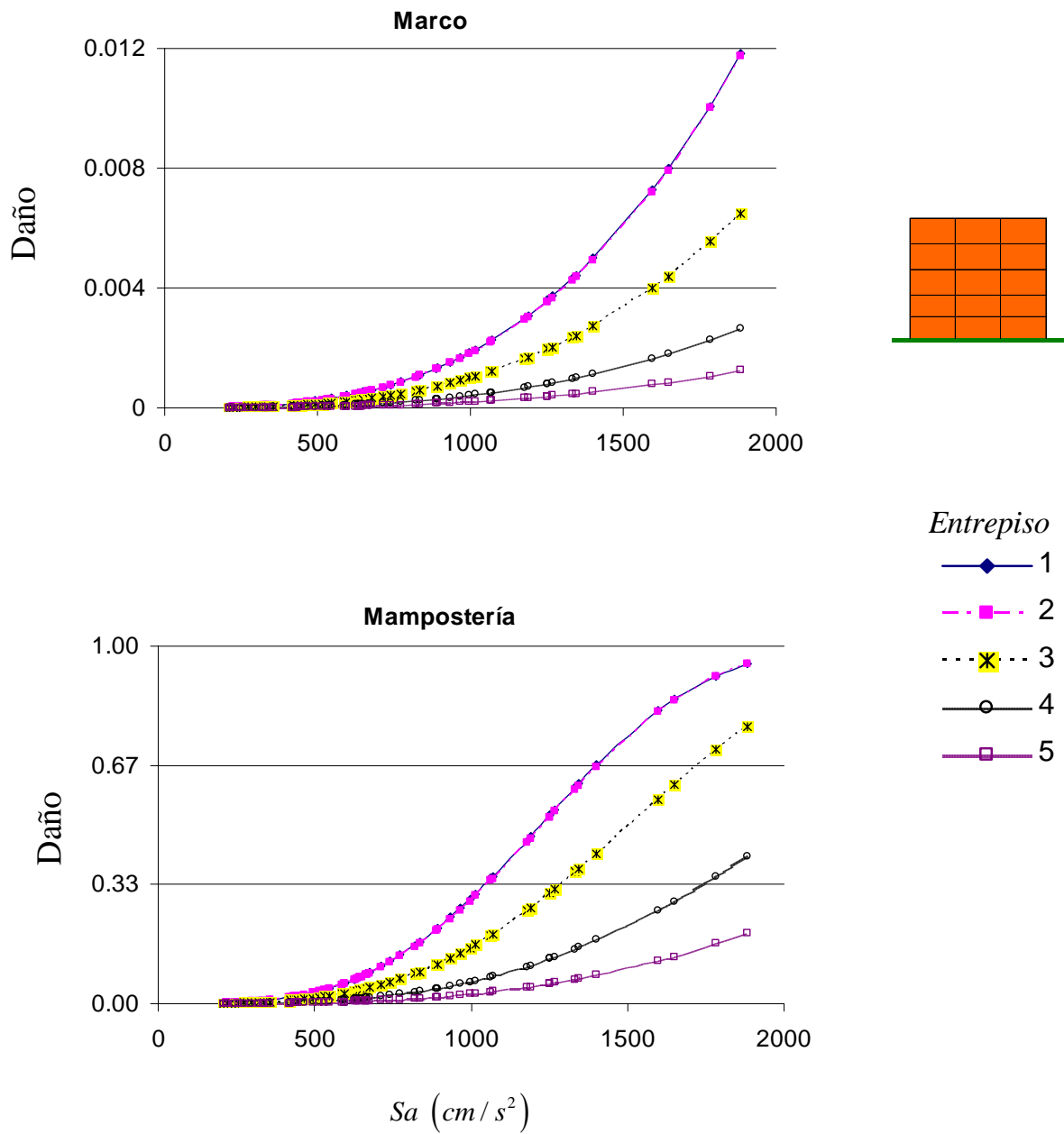


Figura 4.30 Daño en función de la intensidad de 3cM2, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no)

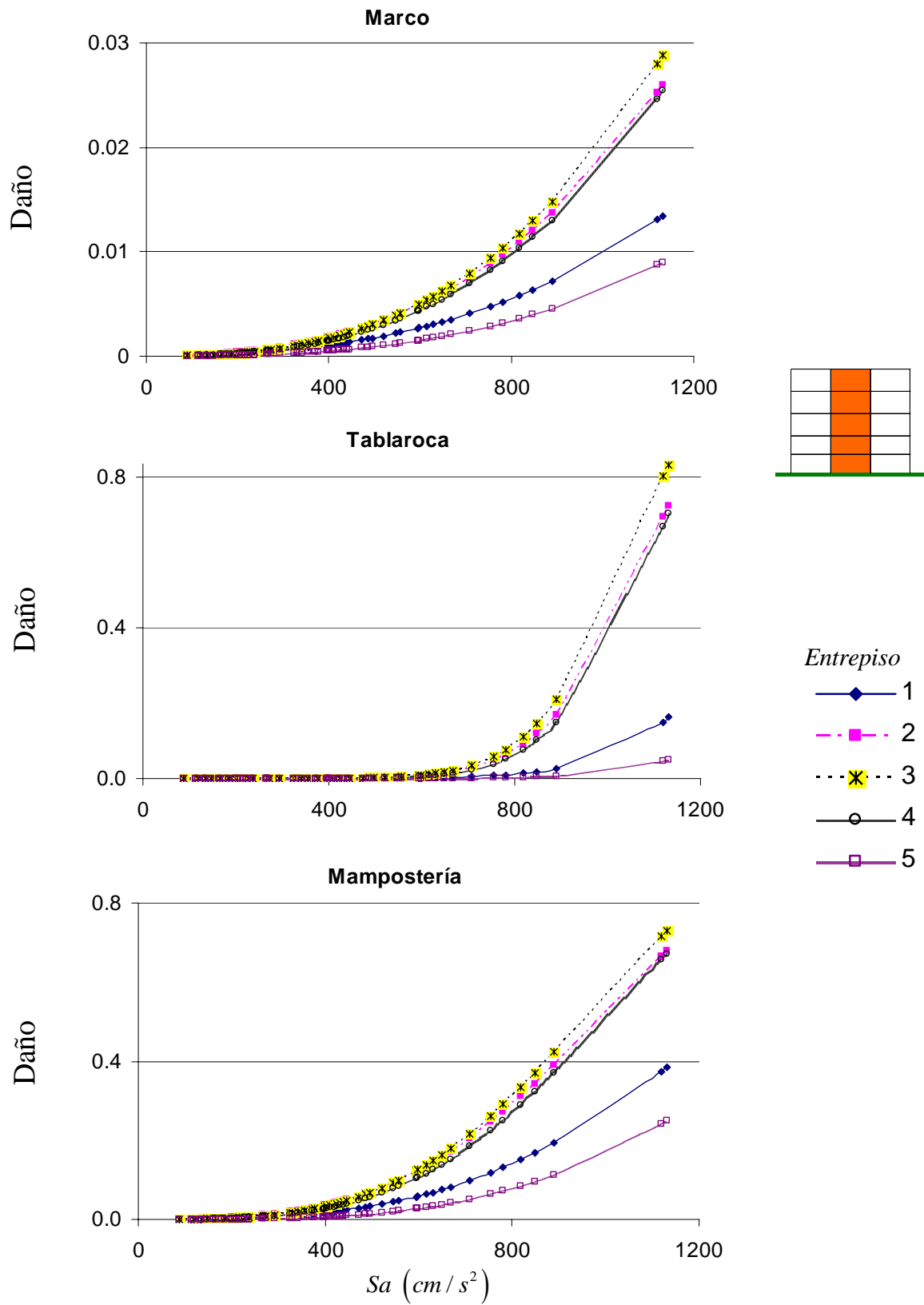


Figura 4.31 Daño en función de la intensidad de 1cM4, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no)

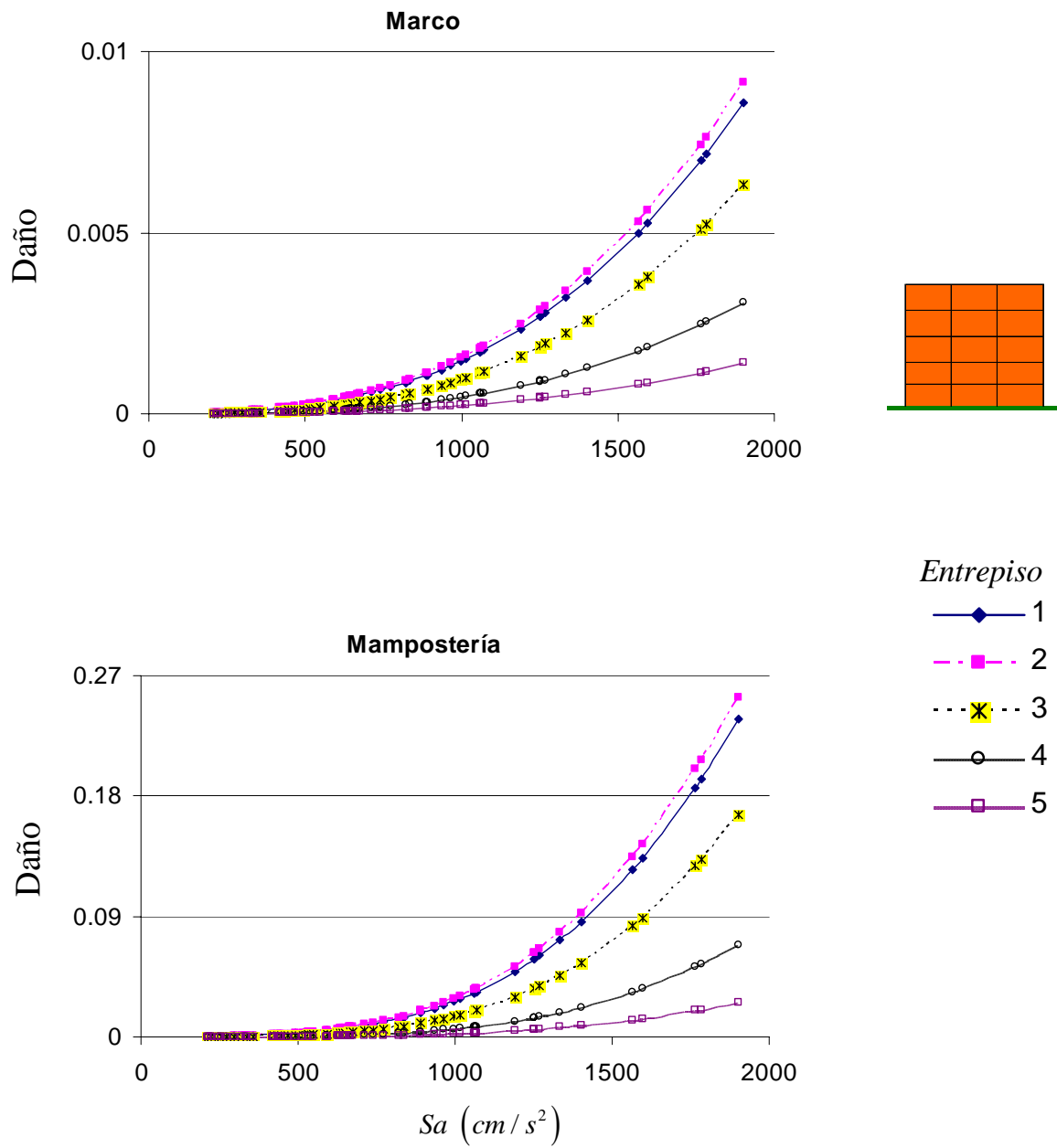


Figura 4.32 Daño en función de la intensidad de 3cM4, por entrepiso y por sub-sistema (estructural o no)

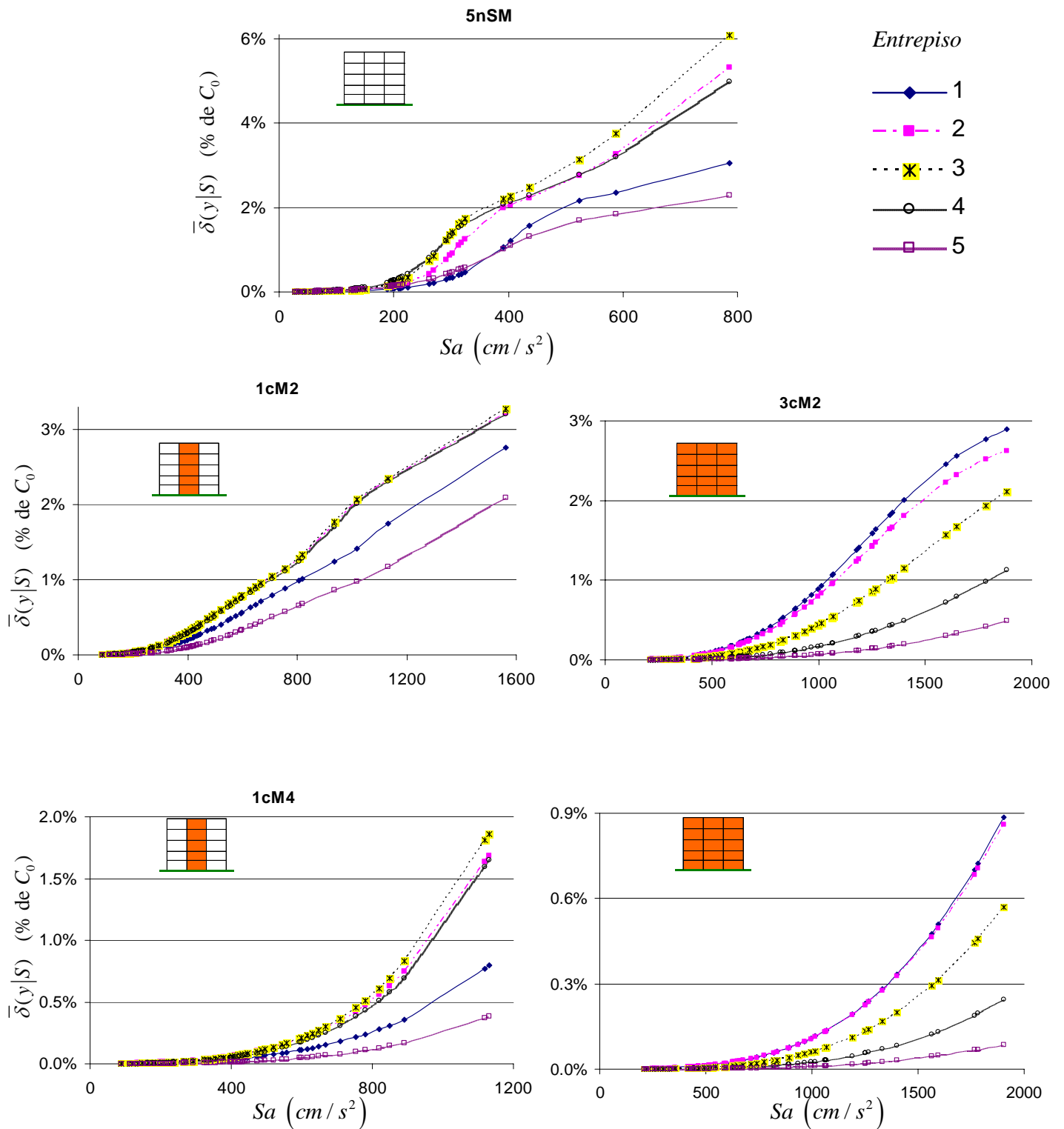


Figura 4.33 Costos esperados de daño por entrepiso (estructural o no) en función de la intensidad para los cinco casos de estudio

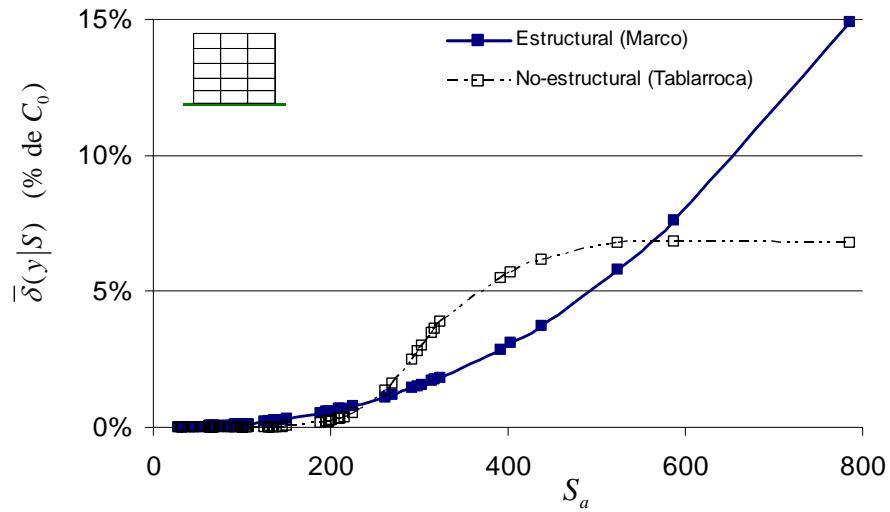


Figura 4.34 $\bar{\delta}(y|S)$ de los elementos estructurales y no-estructurales (tablarroca) de 5nSM

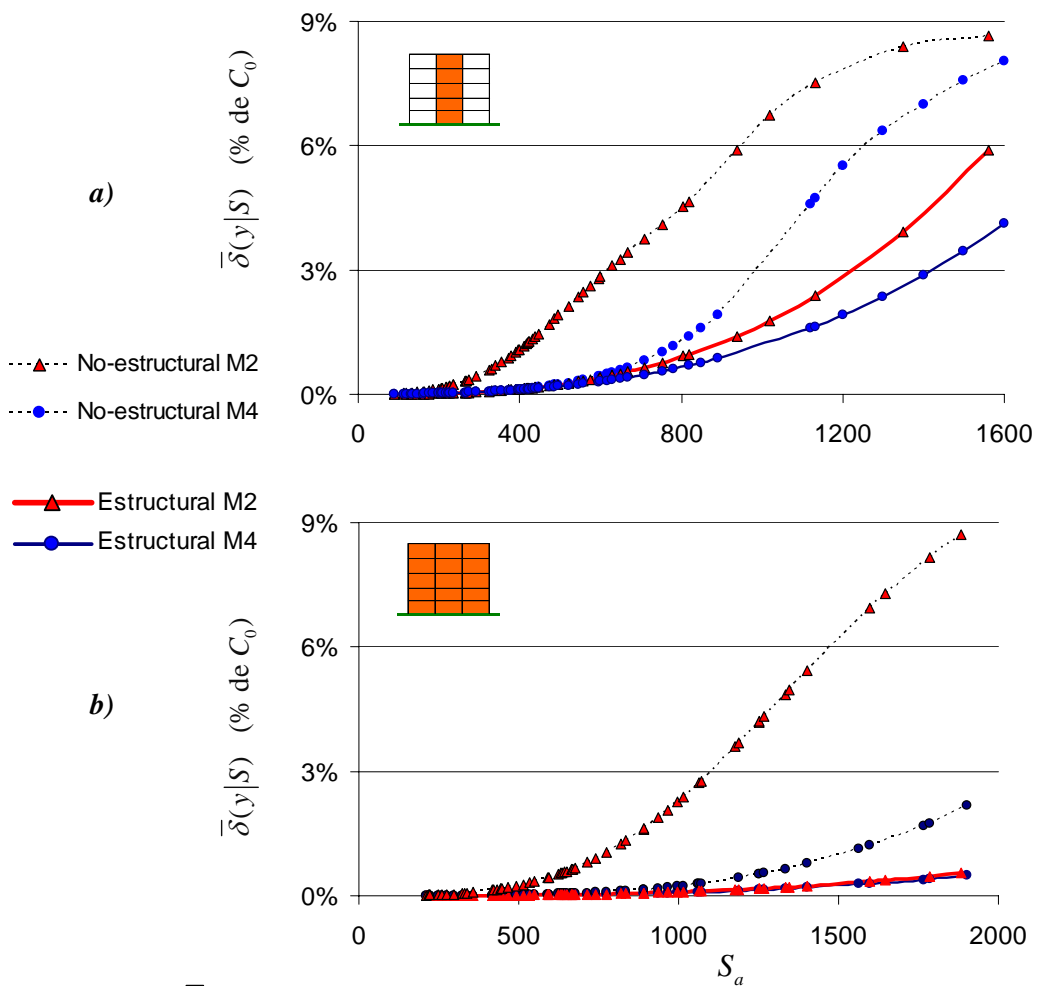


Figura 4.35 $\bar{\delta}(y|S)$ de los elementos estructurales (marco) y no-estructurales (tablarroca y/o mampostería) de los edificios con a) una y b) tres crujías con mampostería

En la Figura 4.35 se observa que los costos $\bar{\delta}(y|S)$ de los muros de mampostería y/o tablarroca (aquí llamados no-estructurales) son mayores en todo momento que los daños en el marco de concreto reforzado (estructurales). Para el caso 5nSM (Figura 4.34), dado que solo tiene muros de tablarroca, estos elementos se dañarán rápidamente para intensidades bajas. Estos resultados son congruentes con lo reportado en otros estudios basados en el concepto del ciclo de vida (e.g. **Aslani, 2005**).

En la Figura 4.35 se presenta el $\bar{\delta}(y|S)$ tanto de los elementos estructurales como de los no-estructurales (mampostería y/o tablarroca) en función del tipo de refuerzo interior del muro de mampostería (M2 o M4). Para el caso de tres crujías con muros de mampostería (3cM2 y 3cM4, Figura 4.35b) se observa que la contribución del acero de refuerzo en el muro es despreciable para el $\bar{\delta}(y|S)$ de los elementos estructurales y continúa siendo importante para los no-estructurales.

Una vez que se tiene el costo $\bar{\delta}(y|S)$, ya sea por entrepiso (Figura 4.33) o por tipo de elementos (Figuras 4.34 y 4.35), se suman dichos costos y se ajustan por la Ecuación 4.5, cuyos parámetros y ajustes se presentan en la Tabla 4.12 y Figura 4.36.

$$\bar{\delta}(y|S) = a \left[1 - \exp(-b \cdot x^c) \right] \quad [4.5]$$

En la Figura 4.36 se observa la influencia en el costo $\bar{\delta}(y|S)$ de la contribución de todos los entrepisos y elementos (estructurales o no) de acuerdo al tipo de muro de mampostería (M2 y M4) y el número de crujías que los contienen. Dicho costo es normalizado con respecto al costo inicial de construcción, C_0 .

Tabla 4.12 Parámetros de ajuste de la Ecuación 4.5

Caso	Elemento	Variable		
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
5nSM	Estructural	0.750	9.822E-09	2.545
	No-estructural	0.069	1.699E-08	3.010
1cM4	Estructural	0.750	5.780E-09	2.231
	No-estructural	0.089	8.060E-09	2.508
3cM4	Estructural	0.750	1.728E-11	2.796
	No-estructural	0.129	1.192E-07	1.630
1cM2	Estructural	0.750	1.505E-09	2.426
	No-estructural	0.087	5.556E-08	2.444
3cM2	Estructural	0.750	1.432E-10	2.685
	No-estructural	0.123	1.786E-07	1.912

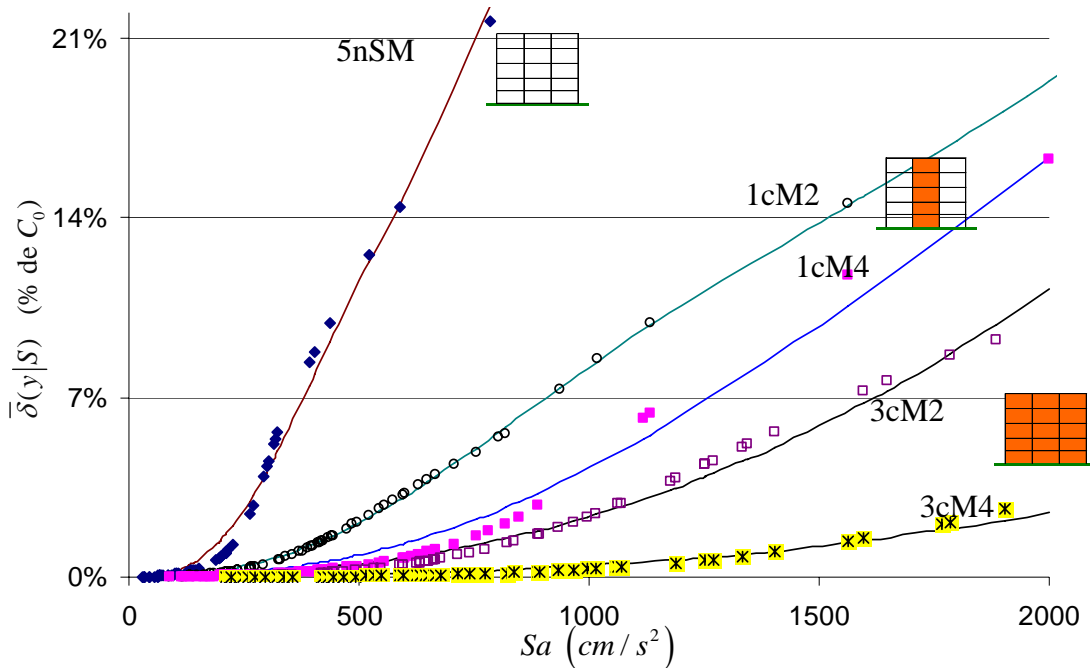


Figura 4.36 $\bar{\delta}(y|S)$ para cada uno de los cinco casos de estudio y su valor esperado en función de la intensidad para los cinco casos de estudio

4.5 Optimización

En esta sección se hará un análisis de optimización en el ciclo de vida de las estructuras aquí estudiadas para comparar e identificar en el ciclo de vida cuáles son las implicaciones económicas al considerar la contribución en rigidez y resistencia de los muros de mampostería.

4.5.1 Inversión adicional al incluir muros de mampostería

Dado que los cinco casos de estudio comparten el mismo diseño (trabes y columnas) y se diferencian entre sí por la cantidad y refuerzo de los muros de mampostería, en este estudio se asume que los valores presentados en la Tabla 2.1 corresponden al caso de partida (5nSM) y que el costo extra de colocar muros de mampostería se considera como una *inversión adicional*.

El *caso de partida* (5nSM) consiste en un edificio de trabes y columnas el cual tiene muros de tablarroca. En los restantes casos de estudio, éstos son reemplazados por muros de mampostería en una y tres crujeías (Tabla 4.13).

En la Tabla 4.14 se presentan los costos iniciales de los sistemas estructurales empleados como % de C_0 por crujeía de acuerdo con el tipo de muro. Al reforzar interiormente un muro de mampostería, su costo se ve incrementado entre un 2 y un 5%, dependiendo de la cuantía empleada [Aguilar y Alcocer, 2001]. Aquí se tomará el 5% por tratarse de la cuantía

máxima. El muro divisorio (*MD*) empleado aquí es un *Muro de panel de yeso normal con aislante termoacústico de 12 cm Tablarroca*. Incluye: bastidor, perfacinta y compuesto Redimix.

Tabla 4.13 Numero de crujías con muros de mampostería y de tablarroca

Caso		Mampostería (<i>MM</i>)	Tablarroca (<i>MD</i>)
<i>5nSM</i>		0	3
<i>1c</i>	<i>M2</i>	1	2
	<i>M4</i>		
<i>3c</i>	<i>M2</i>	3	0
	<i>M4</i>		

Tabla 4.14 Costos iniciales de los sistemas estructurales empleados como % de C_0 .

Muro	Costo (% C_0)
<i>M2</i>	1.50
<i>M4</i>	1.05 <i>M2</i>
<i>MD (Tablarroca)</i>	0.80

Al hacer empleo de las Tablas 4.13 y 4.14 se obtiene la *inversión adicional* Δ_i necesaria para reemplazar los muros divisorios del *caso de partida*, tal y como se muestra en la Tabla 4.15.

Tabla 4.15 Costos iniciales de los sistemas estructurales empleados, así como la inversión adicional que se requiere para incrementar su rigidez y resistencia (como % de C_0)

		Mampostería (A)	Tablarroca (B)	Costo (C) = (A) + (B)	Inversión adicional $\Delta_i = C_i - C_I$
<i>5nSM</i>		0	2.40	2.40	0
<i>1c</i>	<i>M2</i>	1.50	1.60	3.10	0.70
	<i>M4</i>	1.58		3.18	0.78
<i>3c</i>	<i>M2</i>	4.50	0	4.50	2.10
	<i>M4</i>	4.73		4.73	2.33

4.5.2 Costos esperados de daños en el ciclo de vida

Una vez que se cuenta con el índice de confiabilidad β (sección 4.3.4 *Funciones de confiabilidad*), el peligro sísmico de la región de interés (sección 4.4.1 *Peligro*), el costo esperado de daño en función de la intensidad dado que la estructura sobrevive $\bar{\delta}(y|S)$, y el costo esperado de falla δ_F (sección 4.4.2.2 *Valor esperado de la función de daño físico*), ya se está en condiciones de poder estimar el valor presente de los costos esperados de daños en el ciclo de vida de acuerdo con la sección 2.4 *Optimización*. Esto se realizó en dos pasos, como se detalla a continuación.

De la Ecuación 2.15 se observa que el valor presente de los costos esperados de daños en el ciclo de vida está dado por $\Delta_S \cdot C_0/\gamma$ (Figura 4.37) y $\Delta_F \cdot C_0/\gamma$ (Figura 4.38), para los casos en que la estructura sobrevive y que falla, respectivamente. Aquí, la tasa de descuento (interés) sobre valor real constante por unidad de tiempo γ se considera del 5%.

En la Figura 4.37 se observa cómo los costos $\Delta_S \cdot C_0/\gamma$ disminuyen a medida que aumenta el número de crujías con muros de mampostería. Por otra parte, en la Figura 4.38 los mayores costos $\Delta_F \cdot C_0/\gamma$ serían para los edificios con una crujía de mampostería (independientemente del acero de refuerzo) y los menores para aquellos con tres crujías de mampostería.

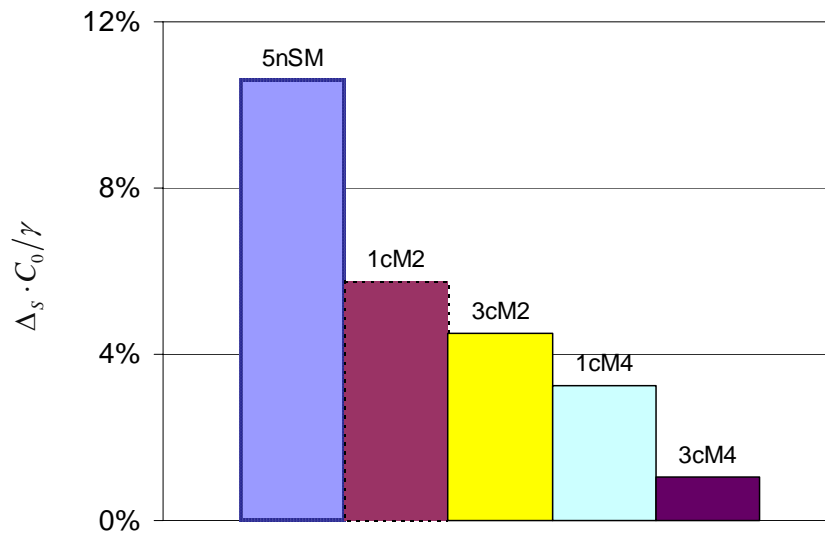


Figura 4.37 Valor presente de los costos esperados de daños dado que la estructura sobrevive, $\Delta_S \cdot C_0/\gamma$

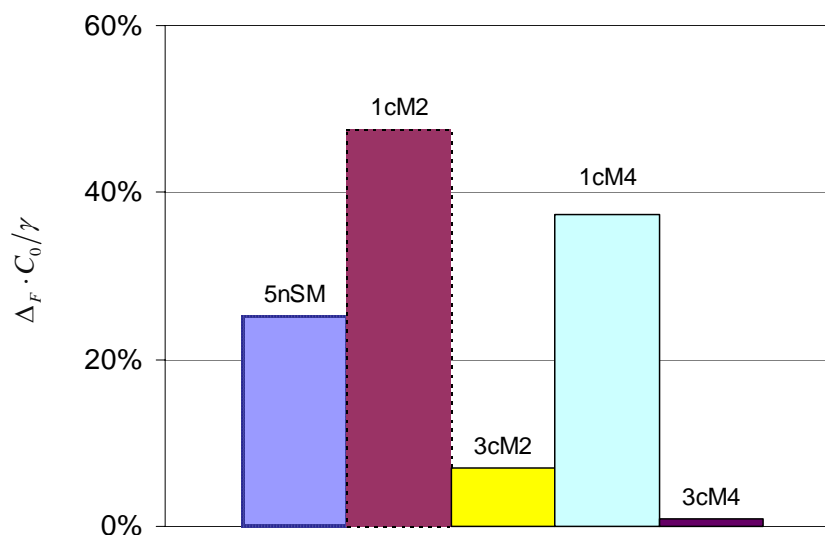


Figura 4.38 Valor presente de los costos esperados de daños dado que la estructura falla, $\Delta_F \cdot C_0/\gamma$

De las Figuras 4.37 y 4.38 se aprecia cómo los costos asociados a la falla son mucho mayores que los asociados a la sobrevivencia y en ambos casos es notoria la contribución del acero de refuerzo en el muro en dichos costos. Los valores presentados en ambas figuras están en fracción de C_0 para los cinco casos de estudio.

En la Figura 4.39 se muestra el valor presente de los costos esperados de daños en el ciclo de vida de las estructuras como resultado de la adición de las dos componentes de la Ecuación 2.16 y presentado en las Figuras 4.37 y 4.38.

Dado que todas las estructuras comparten el mismo diseño es posible transformar la *función objetivo* (Ecuación 2.15) en la Ecuación 4.6.

$$U = \Delta i(\alpha) + \frac{D_0(\alpha)}{\gamma} \quad [4.6]$$

Donde Δi es la inversión adicional necesaria para obtener los casos de estudio tomando en cuenta el *caso de partida* (5nSM) y cuyos valores se encuentran en la Tabla 4.15.

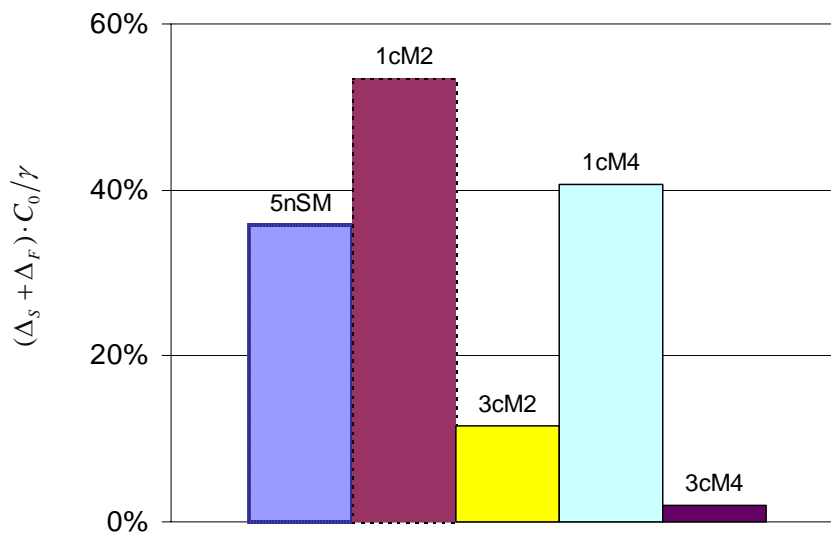


Figura 4.39 Valor presente de los costos esperados de daños en el ciclo de vida, $(\Delta_S + \Delta_F) \cdot C_0/\gamma$

De acuerdo con la Ecuación 4.6, a los costos de la Figura 4.39 se le agregarán los correspondientes a la *inversión adicional* Δi necesaria para remplazar los muros divisorios del *caso de partida*, obteniéndose la Figura 4.40.

De la Figura 4.40 se observa la influencia en el valor presente de los costos obtenidos en el ciclo de vida de las estructuras al considerar la contribución de los muros de mampostería en una y tres crujías, siendo los mayores en el primer caso y los menores en el segundo.

Aunado a lo anterior, la inversión adicional por el remplazar los muros de tablarroca por mampostería (Tabla 4.15) es despreciable en el ciclo de vida (Figura 4.40).

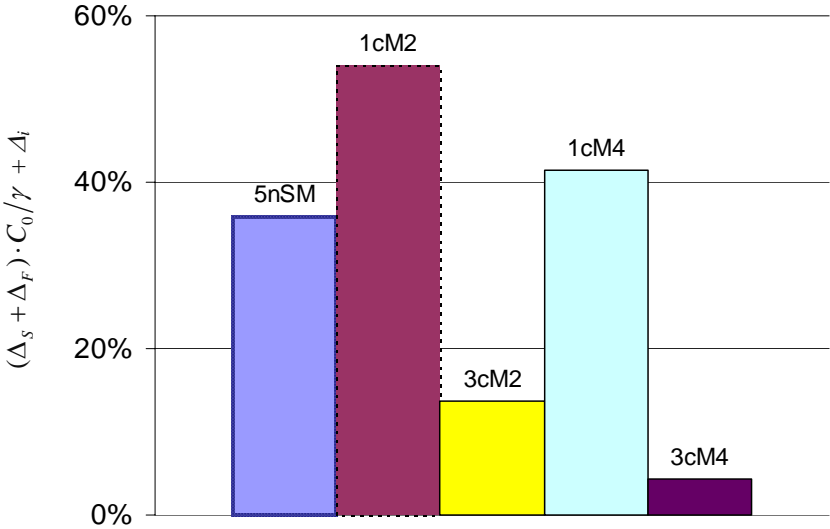


Figura 4.40 Valor presente de los costos esperados de daños en el ciclo de vida, incluyendo el costo asociado al reemplazo de los muros divisorios, $(\Delta_s + \Delta_F) / \gamma + \Delta_i$

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se desarrolló un nuevo modelo de comportamiento histerético y de daño para muros de mampostería confinada que considera reducción de rigidez y degradación de resistencia, el cual se calibró con datos experimentales típicos de la práctica constructiva en el país. Además, se presenta la metodología que permite calcular los parámetros que intervienen en el modelo, considerando la geometría de los muros, así como las incertidumbres en las propiedades mecánicas de los materiales que lo integran. Las ideas presentadas aquí pueden ser actualizadas con resultados de nuevas investigaciones.

Se proponen dos cambios importantes con respecto a lo que indican las **NTC-Mampostería (2004)** con respecto a 1) Tomar en cuenta la calidad de la mampostería en el cálculo de la eficiencia del acero de refuerzo horizontal en los muros y 2) Considerar la aportación de los elementos confinantes (castillos) en la estimación de la fuerza cortante resistida por la mampostería.

Si bien la rigidez de la mampostería se degrada rápidamente, del análisis incremental de cargas (pushover) se aprecia cómo la presencia de los muros de mampostería afecta el comportamiento global de la estructura. Se observa que cuando se tienen tres crujías con muros de mampostería la contribución en rigidez y resistencia es mayor que cuando existe solo una o ninguna; sin embargo, la ductilidad disponible varía inversamente (Figuras 4.5 y 4.6). Una vez que la mampostería ha alcanzado su distorsión última, no contribuye más a la capacidad de la estructura, pero para ese momento el marco presenta una redistribución del daño con respecto al de la estructura que se analiza sin mampostería.

La capacidad de deformación del sistema estructural (C , Ecuación 2.10) se obtiene de manera determinista. Dicha capacidad fue sensible a la configuración de fuerzas aplicada y a la rampa de aceleración, por lo que se optó por un análisis de empuje lateral con configuración constante de desplazamientos (Figura 2.3).

Del análisis *paso a paso* de los casos de estudio, se observa que debido a la presencia de los muros de mampostería existe un control de las distorsiones máximas de entrepiso y sus correspondientes valores esperados (ψ_i y $\bar{\psi}_i$, Figuras 4.9 a 4.14) y por ende en las distorsiones máximas de azotea ψ_0 (Figura 4.8). Lo anterior repercute de manera directa en el valor esperado de la función de daño físico $\bar{g}_i(\psi_i)$ (estructural o no, Figuras 4.28 a 4.35) y en el valor presente de los costos dado que la estructura sobrevive $\bar{\delta}(y|S)$ (Figura 4.37).

La distorsión máxima de azotea (ψ_0) da una buena idea del comportamiento global de la estructura. Sin embargo, dado que las distorsiones máximas de entrepiso (ψ_i) pueden ocurrir *a*) en un mismo instante o *b*) en distintos instantes (Figura 4.20), se podrían sobreestimar las distorsiones ψ_0 si se obtienen como la suma las distorsiones ψ_i , o bien subestimar las distorsiones ψ_i si se obtienen a partir de las distorsiones ψ_0 . Se observa que al graficar el cortante de entrepiso *vs* su correspondiente distorsión existe un comportamiento regular y estable, mientras que si se grafica el cortante basal *vs* la distorsión máxima de azotea se presenta un comportamiento errático (Figura 4.21) asociado a la pérdida de proporcionalidad de la configuración lateral del edificio en el tiempo.

Debido a la presencia de los muros de mampostería se observa un aumento en la seguridad de la estructura (ψ_0/ψ_c) a medida que se incrementa el número de crujías con mampostería dado que la estructura sobrevive (Figura 4.23). Donde ψ_0 es la distorsión máxima de azotea (Figura 4.8) y ψ_c es la capacidad de deformación del sistema estructural obtenido mediante un análisis incremental de cargas (Figuras 4.5 y 4.6).

Se puede afirmar que las estructuras donde se considera la contribución en rigidez y resistencia de la mampostería en tres crujías tendrán un índice de confiabilidad β mayor que los restantes casos de estudio, y que el refuerzo interior afecta ligeramente el índice β de la estructura. Para el caso en que se incluye mampostería en una sola crujía, se tendrá un mejor comportamiento para intensidades normalizadas Q menores a tres con respecto al caso donde no existe muros, posteriormente el proceso se invierte (Figura 4.25).

Para los casos analizados se obtiene que el valor presente de los costos esperados por daño dado que la estructura sobrevive de los elementos estructurales (marco) son importantes. No obstante, el asociado a los no-estructurales (mampostería y/o tablarroca) son aún mayores (Figuras 4.34 y 4.35).

Si el análisis considerara solamente los costos asociados a que la estructura sobreviva concluiríamos que la solución óptima consiste en aumentar el número de crujías con mampostería e incluir refuerzo interior en los muros (Figura 4.37). Sin embargo, si consideramos el ciclo de vida, se deberá contemplar el caso en que la estructura falla, de donde se desprende que los costos esperados más desfavorables corresponderán al caso con una crujía con mampostería (1cM2 y 1cM4) y se mantendrá como la solución óptima el incluir tres crujías con mampostería (3cM2 y 3cM4, Figura 4.38).

Dado que los costos asociados a la falla son iguales o mayores que los asociados a la sobrevivencia, y la inversión adicional es despreciable con ellos (Tabla 4.15) por lo tanto, serán los costos asociados a la falla los que dominen la función de utilidad en este estudio (Ecuación 4.6 y Figura 4.40).

De las conclusiones obtenidas en el trabajo se recomienda reconocer de manera explícita la contribución de los muros de mampostería en el comportamiento local y global de la estructura, por sus implicaciones en la seguridad, el desempeño, la confiabilidad y los resultados del análisis de optimación en el ciclo de vida de la estructura.

Es deseable diseñar en un futuro cercano un programa experimental de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería (infill frames) a escala natural ante diferentes condiciones de velocidad y patrón de carga lateral (monotónica y alternantes), para así enriquecer, calibrar y verificar el grado de aproximación del trabajo aquí presentado.

También es relevante, incorporar la componente vertical del sismo, el efecto de réplicas, el costo de los contenidos que sufren daño producto de la aceleración con que se mueven los entresijos, así como la interacción suelo-estructura en las edificaciones que contienen muros de mampostería.

Por último, es necesario realizar análisis tridimensionales donde se consideren excentricidades en altura y elevación, el comportamiento fuera del plano del muro mampostería, explorar otros criterios para obtener la capacidad del sistema y realizar estudios con respecto a los criterios de aceptación del riesgo por la sociedad ya que aquí por simplicidad, el costo de falla δ_f se considero igual a varias veces el costo inicial de la estructura.

REFERENCIAS

- Abrams DP (editor)** (1994), *Masonry in the Americas*, American Concrete Institute, SP-147, USA.
- Aguilar G y Alcocer SM** (2001), Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales, Informes técnicos, *Coordinación de Investigación, área de ingeniería estructural y geotecnia, CENAPRED*, México D.F.
- Alamilla J** (2001), Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporricadas, Tesis doctoral, *Posgrado en Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Aslani H** (2005), Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings, Ph.D. Thesis, *Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University*, California.
- Arroyo MG, Zermeño M, Ramírez M, Reyes JL, Perez L y Hernández MA** (2007) Diseño y construcción de viviendas de mampostería en el bajío *memorias del V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda*, Querétaro, Qro.
- Bazán TE** (1980), Muros de mampostería ante cargas laterales: Estudios analíticos, Tesis doctoral, *Posgrado en Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Beall C** (1997), *Masonry design and detailing for architects, engineers, and contractors*, McGraw-Hill.
- BMDSF (2000)**, Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.*, CD-ROM Vol. 2.
- Campos D y Esteva L** (1997), Modelo de comportamiento histéretico y de daño para vigas de concreto reforzado, *memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver.
- Cárdenas S, Licea R y Orduña A** (2009), Caracterización física y mecánica de piezas y pilas de mampostería utilizadas en la zona conurbada Colima- Villa de Alvares, *memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Pue.
- Carr AJ** (1996), Ruaukoko. Dynamic Nonlinear Analysis, *Department of Civil Engineering, University of Canterbury*, Christchurch, Nueva Zelanda.
- CEPAL (2007)**, *Información para la gestión del riesgo de desastres. Estudio de caso de cinco países: México*, BID y CEPAL.
- Cornell AC** (1969), A probability-based structural code, *Journal of the American Concrete Institute* 66(12).

- Crisafulli FJ** (1997), Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills, Ph.D. Thesis, *Department of Civil Engineering, University of Canterbury*, Nueva Zelanda.
- ECOgc** (2008), *ECOgc*, Programa de computo para el análisis y diseño de edificios de concreto, *g.c. ingeniería y diseño S.C.*
- Esteva L** (1961), Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga vertical, Serie azul, No. 46, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Esteva L** (1963), Estimaciones de daños probables producidos por temblores en edificios, Reporte No. 80, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Esteva L** (1966), Behaviour under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced concrete Members, *Proceedings of the International Symposium on the Effects of Repeated Loadings of Materials and Structures V*, 1-36, México D.F.
- Esteva L** (1968), Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico, Tesis doctoral, *Posgrado en Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Esteva L** (1970), Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería, Serie azul, No. 246, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Esteva L, Díaz-López O, García-Pérez J, Sierra G e Ismael E** (2001), Criterios y procedimientos para diseño sísmico basado en metas de confiabilidad y desempeño, Informe de investigación elaborado para CONACYT, Proyecto 31181U, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F. septiembre.
- Esteva L, Díaz-López O, García-Pérez J, Sierra G e Ismael E** (2002), Life-cycle optimization in the establishment of performance parameters for seismic design, *Structural Safety* **24**, 187-204.
- Flores LE y Alcocer SM** (2001), Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada, Informes técnicos, *Coordinación de Investigación, área de ingeniería estructural y geotecnia, CENAPRED*, México D.F.
- Flores LE** (2007) Normatividad, *memorias del Curso de Edificaciones de Mampostería*, dentro del *V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda*, Querétaro, Qro.
- Hernández O** (1975), Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería, Informe No. 351, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Holmberg A y Araneda M** (2007) Albañilería en Chile, *memorias del V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda*, Querétaro, Qro.
- Holmes M** (1961), Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* **19**, 473-478.
- Holmes M** (1963), Combined Loading on Infilled Frames, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* **25**, 31-38.
- Ismael E** (2003) Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro, Tesis de maestría, *Posgrado en Ingeniería, UNAM*, México D.F.

- Kim S y D'Amore E** (1999), Push-over Analysis Procedure in Earthquake Engineering, *Earthquake Spectra* **15**(3), 417-434.
- López LA** (2008), Comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado: su influencia en la confiabilidad sísmica de edificios, Tesis de maestría, *Posgrado en Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Madinaveitia M y Rodríguez G** (1970), Resistencia a carga vertical de muros fabricados con materiales usuales en el Distrito Federal, Informe No 261, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Madenaveitia M** (1971), Ensayes de muros de mampostería con cargas excéntricas, Informe No. 296, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Mander JB, Priestley MJN y Park R** (1984), Seismic Design of Bridge Piers, Report 84-2, *Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand*.
- Meli R, Zeevart WA y Esteva L** (1968), Comportamiento de muros de mampostería hueca ante carga lateral alternada, Serie azul, No. 156, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Meli R y Salgado G** (1969), Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral, Segundo informe, Informe No. 237, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Meli R y Reyes A** (1971), Propiedades mecánicas de la mampostería, Informe No. 288, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Meli R y Hernández O** (1971), Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal, Informe No. 297, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Meli R y Hernández O** (1975), Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería, Informe No. 350, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Meli R** (1976), Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Cuaderno de Investigación No. 375, 2ª edición, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Meli R** (1979), Comportamiento sísmico de muros de mampostería, 2ª Edición, corregida y aumentada, Informe No. 352, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Meli R y Mendoza CJ** (1991), Reglas de verificación de la calidad del concreto, *Revista de Ingeniería LXI*, México D.F.
- Mendoza CJ** (1984), Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal, Tesis de maestría, *Posgrado en Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Mendoza CJ** (1991), Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones, *Revista de Construcción y Tecnología III*(34), IMCYC, marzo, 6-11.
- Mirza SA y MacGregor JG** (1979a), Variability in dimensions of reinforced concrete members, *ASCE Journal of the Structural Division* **105**(ST4), abril, 751-766.

- Mirza SA y MacGregor JG** (1979b), Variability of mechanical properties of reinforced bars, *ASCE Journal of the Structural Division* **105**(ST5), mayo, 921-937.
- MOC** (1993), Manual de Obras Civiles, *Comisión Federal de Electricidad*.
- Molitor DA** (1937), *Structural engineering problems*, Bureau Yards and Docks, U.S. Navy Dept. 64 pp.
- NTC-Concreto** (2004), Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo I No. 103 BIS.
- NTC-Mampostería** (2004), Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo I No. 103 BIS.
- Ortega R y Arroyo R** (2008), Evaluación de las propiedades físicas y mecánicas del block de concreto para la construcción de muros estructurales utilizados en edificios de viviendas de interés social, en la ciudad de Chilpancingo, Gro., *memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, Ver.
- Ordaz MG** (1992), Estimación de movimientos fuertes ante temblores mexicanos de subduccion, Tesis doctoral, *Posgrado en Ingeniería*, UNAM, México D.F.
- Ordaz MG, Aguilar A y Arboleda J** (1996), Peligro sísmico en México, Programa de computo, *Instituto de Ingeniería*, UNAM, México D.F.
- Paulay T y Priestley MJN** (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Priestley MJN** (2003), *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering*, Revisited. The 9th Mallet Milne Lecture, IUSS Press, Pavia, Italia.
- Pérez-Gavilán JJ, Flores LE y Olalde P** (2008), Ensayo de muros de mampostería confinada con diferente longitud y uso de piezas multiperforadas de arcilla, *Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, Ver., artículo 0613 (en CD).
- Perez-Gavilán JJ, Flores LE y Cruz O** (2009), Ensayo de muros de mampostería de distinta longitud: Cinematica y rigidez lateral, *memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puebla, Pue.
- Pier J y Cornell CA** (1973), Spatial and temporary variability of live loads, *ASCE Journal of the Structural Division* **99**(ST5), mayo, 491-514.
- Pineda JA** (1996), Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada, Tesis de maestría, *Posgrado en Ingeniería*, UNAM, México D.F.
- Polyakov SV** (1960), On the Interaction between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame when Loaded in the Plane of the Wall, *Earthquake Engineering Research Institute*, San Francisco, California, 36-42.
- Powell GH** (1973), Drain-2D User's Guide, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, California.

- Quiñónez B, Velásquez J, López D, Salazar J y Escamilla O** (2008), Caracterización física y mecánica de la mampostería elaborada con piezas de barro recocido producidas en la ciudad de Culiacán, Sinaloa, *memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, Ver.
- Rathbun, JC** (1938), Wind forces on a tall building, *Proceedings American Society of Civil Engineers*, Vol 64. 1335 - 1375.
- Reyes JC** (1999), El estado limite de servicio en el diseño sísmico de edificios, Tesis doctoral, *Posgrado en Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- RILEM** (1962), Research and tests on baked clay structures, *memorias del Simposio RILEM*, Milan, Italia.
- Rodríguez M y Botero JC** (1996), Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México, Serie azul No. 575, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Rosenblueth E** (1970), Confiabilidad y utilidad en ingeniería, Reporte de investigación No. 234, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F., marzo.
- Rosenblueth E** (1975), Point estimates for probability moments, *Proceedings of the Nat Acad Sci USA* **72**(10), 3812-4.
- Rosenblueth E** (1976), Optimum design for infrequent disturbances, *ASCE Journal of Structural Division* **102**(ST9), 1807-1825.
- Rubinstein RY** (1981), *Simulation and the Monte Carlo Method*, John Wiley & Sons Inc., New York.
- Ruiz A y Aguilar J** (2006), Caracterización geométrica y mecánica de piezas de ladrillo de barro rojo recocido de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, *memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, Jalisco.
- Ruiz SE y Soriano A** (1997), Design live loads for office buildings in Mexico and the United States, *Journal of the Structural Engineering* **123**(6), junio, 816-822.
- Sachanski S** (1960), Analysis of the earthquake resistance of frame buildings taking into consideration the carrying capacity of the filling masonry, *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering III*, 2127-2141, Japón.
- San Bartolomé A** (2001), *Construcciones de albañilería-comportamiento sísmico y diseño estructural*, Pontificia Universidad Católica del Perú, fondo editorial, tercera edición.
- San Bartolomé A** (2010), *Investigaciones experimentales hechas en albañilería*, consultada en línea en enero de 2010, <http://blog.pucp.edu.pe/>
- Sierra MG** (2002), Optimización en ciclo de vida para establecer parámetros de diseño sísmico basado en desempeño, Tesis de maestría, *Posgrado en Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Smith S y Lasdon LS** (1992), Solving Large Sparse Nonlinear Programs Using GRG, *ORSA Journal on Computing* **4**(1), 1-15.
- Stafford-Smith B** (1962), Lateral Stiffness of Infilled Frames, *ASCE Journal of Structural Division* **88**(ST6), 183-199.

- Stafford-Smith B** (1966), Behavior of Square Infilled Frames, *ASCE Journal of the Structural Division* **92**(ST1), 381-403.
- Stafford-Smith B y Carter C** (1969), A Method of Analysis for Infilled Frames, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* **44**, 31-48.
- Tena A, Juárez A y Salinas VH** (2007), Resistencia y deformación de muros de mampostería combinada y confinada sujetos a cargas laterales, *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, No 76, 29-60.
- Thomas FG** (1953), The Strength of Brickwork, *The Journal Structural Engineer* **31**(2), 35-46.
- Tomažević M, Lutman M y Petković L** (1996), Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation, *Journal of Structural Engineering* **122**(9), 1040-1047.
- Turkstra CJ** (1970), Resistencia de muros de mampostería ante cargas verticales excéntricas, Informe No. 274, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Varela JL, González V, Fernández LE y Vargas G** (2008), Determinación de la resistencia a compresión axial y el módulo de elasticidad de la mampostería de bloques huecos de concreto, *memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Veracruz, Ver.
- Vargas VS** (2010), Funciones de vulnerabilidad sísmica de edificios en términos de diversos indicadores de respuesta estructural, Tesis doctoral en proceso, *Posgrado en Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Wang ML y Shah SP** (1987), Reinforced concrete hysteresis models based on the damage concept, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **15**, 993-1003.
- WHE** (2010), *World Housing Encyclopedia*, consultada en línea en enero de 2010, <http://www.world-housing.net/>
- Wood RH** (1958), The Stability of Tall Buildings, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* **11**, 69-102.
- Zepeda JA y Alcocer SM** (2001), Comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillo de arcilla perforado y multiperforado, Informes técnicos, *Coordinación de Investigación, área de ingeniería estructural y geotecnia, CENAPRED*, México D.F.

MÉTODO DEL GRADIENTE REDUCIDO GENERALIZADO

Para la calibración del modelo de comportamiento histerético de mampostería (Capítulo 3, Ecuaciones 3.1 a 3.11) se empleó el programa *solver* de la hoja de cálculo Excel. Solver utiliza el algoritmo del *Gradiente Reducido Generalizado* (GRG, Lasdon *et al.* 1978) en la versión GRG2 [Smith y Lasdon, 1992].

A continuación se presenta el algoritmo usado para minimizar el error cuadrático del modelo propuesto donde la función objetivo es $f(X) = \sum (L_i - V_i)^2$, L_i es el i -ésimo valor de la prueba de laboratorio (reales) correspondiente a la i -ésima distorsión γ_i , y V_i son los valores teóricos calculados con el modelo (Ecuación 3.1, en función de θ, k_A, k_B, k_E, w) asociado a la distorsión γ_i .

La función objetivo $f(X) = \sum (L_i - V_i)^2$; $V_i = V(X)_i$; $X = (\theta, k_A, k_B, k_E, w)$ se encuentra sujeta a restricciones de funciones constantes (Ecuación A.1).

$$\begin{aligned}
 &\text{Minimizar} && f(X) = \sum (L_i - V_i)^2 \\
 &\text{Sujeta a:} && \theta \geq 0.5 \\
 &&& k_A \geq 0.0 \\
 &&& k_B \geq 0.0 \\
 &&& k_E \geq 0.0 \\
 &&& 1.0 \leq w \leq 6.0
 \end{aligned}
 \tag{A.1}$$

La descripción detallada del algoritmo empleado para minimizar la función objetivo $f(X) = \sum (L_i - V_i)^2$ y las técnicas para acelerar su convergencia quedan fuera del alcance de este trabajo por lo que enseguida se presenta únicamente su planteamiento general:

- 1) Calcular el gradiente $f(X)$ en el punto actual X_c sujeto a restricciones dado que se puede calcular $\nabla F(X_c)$
- 2) Sí el punto actual X_c es el óptimo, $|f(X_c) - f(X_{c-1})| \leq \varepsilon$ donde ε es la tolerancia, detenerse (ya se encontró el mínimo)

- 3) Calcular una dirección de búsqueda D_c usando el gradiente $\nabla F(X_c)$ y almacenar la búsqueda previa.
- 4) Determinar el tamaño de paso α_c a lo largo de la dirección de búsqueda actual, empezando desde el punto actual X_c . Ésta distancia α_c es una aproximación de α que minimiza la función objetivo $f(X_c + \alpha D_c)$ y es usado para determinar el siguiente punto $X_n = (X_c + \alpha D_c)$.
- 5) Reemplazar el punto actual X_c por el siguiente punto X_n y regresar al paso 1).

Desafortunadamente, en los programas no lineales no se puede determinar fácilmente el grado de alejamiento entre el óptimo local y el global en estos casos, dado que no existe un método genérico para obtener cotas del valor de la función objetivo.

En Figura A.1 se grafican los valores L_i con sus correspondientes V_i obtenidos a partir de los parámetros del ajuste del modelo de comportamiento histerético (Tabla 3.3) para los datos de los muros **M4**, **M2** y **N3** del CENAPRED y con los valores propuestos en la Tabla 3.2. Adicionalmente, en la Tabla A.1, se presenta el error cuadrático de la función objetivo $[f(X) = \sum (L_i - V_i)^2]$ y su correspondiente coeficiente de determinación R^2 para cada tipo de muro.

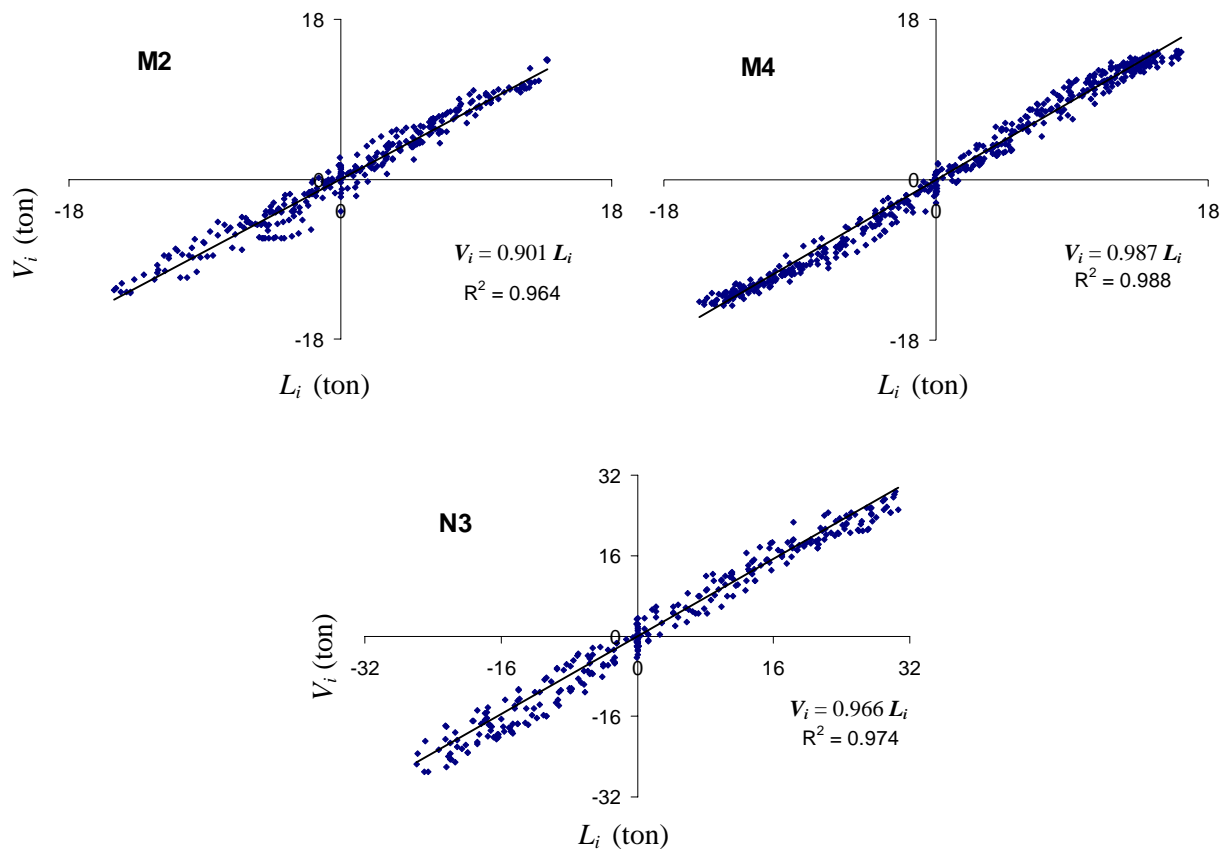


Figura A.1 L_i vs V_i de los muros **M4**, **M2** y **N3** del CENAPRED obtenido con los parámetros óptimos de la Tabla 3.3 y los valores propuestos de la Tabla 3.3.

Tabla A.1 Errores cuadráticos entre L_i y V_i de los muros **M4**, **M2** y **N3** ensayados en el CENAPRED y su correspondiente coeficiente de determinación R^2 .

Tipo de muro	ID	Figura	No. de datos de laboratorio (L_i)	$\sum(L_i - V_i)^2$	R^2
No – reforzado	M2	3.4	317	583.1	0.964
Reforzado	M4	3.5	499	545.0	0.988
Multi-perforado y reforzado	N3	3.6	319	2193.9	0.974

De la Figura A.1 y Tabla A.1 se observa que los valores óptimos presentados en la Tabla 3.3 son razonables para representar el comportamiento histerético de la mampostería.

REFERENCIAS

- Lasdon LS, Warren AD, Jain A y Ratner M** (1978), Design and Testing of a Generalized Reduced Gradient Code for Nonlinear Programming”, *ACM Transactions on Mathematical Software* 4(1), 34-50.
- Smith S y Lasdon LS** (1992), Solving Large Sparse Nonlinear Programs Using GRG, *ORSA Journal on Computing* 4(1), 1-15.