



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE SISTEMAS
ESTRUCTURALES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

INOCENTE GONZÁLEZ MÉNDEZ

TUTOR:

DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ



MÉXICO D.F., MARZO DE 2010

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto

Secretario: Dr. Jaime García Pérez

Vocal: Dr. Orlando Javier Díaz López

1^{er}. Suplente: Dr. Roberto Gómez Martínez

2^{do}. Suplente: Dr. José Alberto Escobar Sánchez

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ

DEDICATORIAS

*A mis PADRES (abuelos): Alberto González y María del Carmen Jiménez González.
Gracias por el amor, los consejos y la orientación que me han brindado a lo largo de toda mi vida, sin ustedes no sería nada, son para mí las personas más importantes en mi vida.*

*A mi papá: Julio González Jiménez
Porque has estado en todo momento a mi lado, en los buenos y malos momentos.*

*A mi mamá: Martha Elena Méndez Gutiérrez.
A la persona que me ha dado la vida, sabes que te quiero mucho.*

*A mis hermanas: María, Ofelia, Romana, Maribel y Adelaida.
Más que hermanas han sido para mí, mis mejores amigas, las que me han escuchado en todo momento.*

*A mi hermano: Sebastián.
Sabes que eres una persona muy especial para mí, y que gracias a ti he podido llegar hasta este momento.*

A toda mi numerosa familia sin excepción alguna y sobre todo a mis sobrinos.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS, por darme la vida y la salud para poder concluir esta etapa tan importante de mi vida.

A mi asesor de tesis al: Dr. Orlando Javier Díaz López, por su paciencia, amabilidad y disponibilidad en todo momento por compartir sus conocimientos para poder llevar a cabo este trabajo.

A mis sinodales: a los Drs: Luis Esteva Maraboto, José Alberto Escobar Sánchez, Roberto Gómez Martínez y Jaime García Pérez. Por su valioso tiempo dedicado en la revisión de esta tesis y por sus acertados comentarios sobre este trabajo de investigación.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por el apoyo económico brindado a lo largo de mis estudios de maestría.

A la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, por otorgarme el apoyo económico, para poder concluir este trabajo de tesis.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por darme la formación académica y permitirme un espacio en sus aulas.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por permitirme hacer uso de sus instalaciones, así como también por otorgarme una beca para concluir mi trabajo de tesis.

A los M.I. y compañeros del departamento 402: Jesús Alberto, Dante, Antonio y Alberto, gracias por el apoyo brindado a lo largo del transcurso de toda la maestría y por compartir buenos y malos momentos, les deseo lo mejor en todos los aspectos.

A mi compañero de cubículo: M.I. José Luis Díaz Alcántara, por sus valiosos comentarios para la realización de esta tesis, pero sobre todo por su amistad brindada durante mi paso por el Instituto de Ingeniería.

Al M.I. Eduardo Ismael Hernández, por sus valiosos comentarios y observaciones durante la realización de este trabajo de tesis.

A todos mis compañeros del Instituto de Ingeniería, por brindarme su amistad en todo momento y que de alguna manera fueron participes en la culminación de este trabajo. Pero sobre todo a los M.I. Tomas, Yasser, Roberto y Jeannete

CONTENIDO

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTOS	II
CONTENIDO	III
RESUMEN	V
ABSTRACT	V
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVO GENERAL	2
1.3 OBJETIVO ESPECÍFICO	2
1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES	3
CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA GENERAL	4
2.1 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE SISTEMAS ESTRUCTURALES	4
2.2 METODOLOGÍA	5
2.2.1 Funciones de daño físico	5
2.2.1.1 Sistemas duales	6
2.2.1.1.1 Funciones de daño físico para los muros de concreto	7
2.2.2 Valor esperado del costo por daño como función de la intensidad	9
2.2.3 Valor esperado del costo a la falla	10
2.2.4 Probabilidad de colapso	10
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS ESTUDIADOS Y LAS INCERTIDUMBRES ASOCIADAS AL ANÁLISIS NO LINEAL	11
3.1 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	11
3.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	12
3.3 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	12
3.3.1 Criterios para el diseño de muros estructurales de acuerdo con el RCDF	12
3.4 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	17
3.5 ANÁLISIS Y MANEJO DE INCERTIDUMBRES	19
3.5.1 Incertidumbre en las cargas viva	19
3.5.2 Incertidumbre en las cargas muertas en edificio	21
3.5.3 Incertidumbre en las características geométricas de los elementos estructurales de concreto reforzado	22
3.5.4 Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto	22
3.5.5 Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto	23
3.5.6 Incertidumbre en el módulo tangente del concreto	23

3.5.7 Incertidumbre en el comportamiento mecánico de las barras de refuerzo	24
3.5.8 Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal.....	26
3.6 EXCITACIÓN SÍSMICA	27
3.6.1 Intensidad sísmica.....	28
3.7 COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	28
3.7.1 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado	29
3.8 SIMULACIÓN DE ESTRUCTURAS	30
3.9 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE ESTRUCTURAS	30
3.9.1 Capacidad de deformación global.....	31
3.9.2 Capacidad de deformación de entrepiso.....	32
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE RESPUESTA	33
4.1 FUNCIONES DE DAÑO FÍSICO.....	33
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE COSTOS	54
5.1 COSTO INICIAL DE LOS MATERIALES	54
5.2 COSTO INICIAL DE LOS DIFERENTES SUBSISTEMAS DE LA ESTRUCTURA.....	55
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD	59
6.1 CONCEPTOS GENERALES DE CONFIABILIDAD.....	59
6.2 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD β	59
6.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS	66
CAPÍTULO 7. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD	70
7.1 VALOR ESPERADO DEL COSTO POR DAÑO PARA LOS DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	70
7.2 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD EN TÉRMINO DE LOS PERIODOS DE RECURRENCIA TR	73
7.2.1 Tasas de excedencia $v_Y(y)$	73
7.2.2 Resultados adicionales.....	75
CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	77
CONCLUSIONES	77
RECOMENDACIONES.....	78
APÉNDICE A	79
REFERENCIAS.....	81

RESUMEN

Se estiman funciones de vulnerabilidad sísmica para edificios con diferentes tipos de estructuraciones. Estas funciones se expresan tanto en términos de indicadores cuantitativos de su probabilidad de falla bajo la acción de movimientos sísmicos de diferentes intensidades, como en términos de las consecuencias económicas. Se toma como índice de respuesta la distorsión global y de entrepiso del sistema. Estas distorsiones se utilizan para estimar el daño físico de la estructura el cual se transforma en indicadores de daño económico. Se consideran dos criterios para definir la capacidad de deformación del sistema: uno obtenido a partir de estudio de pruebas experimentales y otro utilizando un análisis de empuje lateral. Se estudian dos edificios, estructurados a base de marcos compuestos por trabes y columnas, de 6 y 10 niveles diseñados de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004), con factores de comportamiento sísmico de 2 y 4, así como un edificio de 15 niveles compuesto por un sistema marco-muro de concreto, diseñado con un factor de comportamiento sísmico de 3.

Los resultados muestran la influencia que tiene en el cálculo de la vulnerabilidad sísmica, tanto el criterio que se utilice para calcular la capacidad de deformación de la estructura, como el tipo de estructuración, número de niveles y diseño de la estructura.

ABSTRACT

In the work seismic vulnerability functions are estimated for buildings with different types of structuring. These functions are expressed in terms of quantitative indicators of his failure probability under the action of seismic motions of different intensities, as well as in terms of the economic consequences. Global and local distortions of the system are taken as indicators of performance. These distortions are used to estimate the physical damage of the structure which is then transformed in indicators of economic damage. Two criteria are considered to define the deformation capacity of the system: The first one is obtained from a study of experimental tests, and the second from a pushover analysis. Two frame buildings comprised of beams and columns, six and ten stories high, are under study. Each building is designed in accordance with specifications of the Federal District Building Code and their Complementary Technical Norms (RCDF-2004), with seismic performance coefficients of two and four. Moreover, a building fifteen stories high comprised of concrete frame-wall system is designed with a seismic performance coefficient of three.

The results show the influence on the computation of seismic vulnerability of the criterion used to compute the deformation capacity of the structure, as well as of the type of structuring, number of stories and design of the structure.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Al ocurrir un sismo intenso las estructuras se dañan, esto es muy frecuente ya que son vulnerables. Por ejemplo en México, en el sismo de 1985 se dañaron aproximadamente 90,000 viviendas en varias zonas, en el sismo de Tehuacán de 1999 se dañaron 30,676 viviendas y en el de Colima de 2003, se dañaron 25,353 viviendas, (Ramírez de Alba et al, 2007).

Se espera que sigan ocurriendo sismos intensos, por lo que es necesario, contar con funciones de vulnerabilidad sísmicas, que describan cuantitativamente los daños probables en un sistema en términos de la intensidad del movimiento que los origina, (Ramírez de Alba et al, 2007). Debido a esto el tema de las funciones de vulnerabilidad sísmica ha sido abordado desde diferentes perspectivas por varios investigadores.

Las funciones de vulnerabilidad sísmica a lo largo del tiempo han sido modificadas. Desde hace más de tres décadas se han publicado dichas funciones. Esteva (1963) publicó relaciones de vulnerabilidad sísmica para algunos tipos de construcciones, siendo éstas muy utilizadas por industrias aseguradoras en México, las cuales fijaban tarifas y estimaban pérdidas máximas probables; después de unos años Esteva et al (1988), publicaron nuevas funciones de vulnerabilidad pero esta vez considerando un número mayor de construcciones. Estas funciones también fueron usadas para los mismos fines de seguros. Según Ordaz (1997) estas últimas funciones eran mejores que las publicadas anteriormente, esto por las dos razones siguientes: 1) utilizan como medida de intensidad la máxima ordenada del espectro de respuesta que afecta a la construcción, esto permite tomar en cuenta más racionalmente los efectos de sitio; 2) en estas funciones se incluyen datos de daños observados por el sismo de 1985.

Tomando como base el trabajo de Esteva et al (1988), Ordaz et al (1992) publicaron nuevas funciones de vulnerabilidad sísmicas en las que la intensidad estaba asociada a la ordenada del espectro de respuesta que correspondía al periodo fundamental de la estructura.

Miranda *et al* (1996) propusieron otra forma de estimar las funciones de vulnerabilidad, en éstas el parámetro que se tomaba en cuenta para relacionarla con la intensidad es la distorsión máxima de entrepiso que se presenta en el edificio durante un evento sísmico.

Arellano *et al.* (2003) encuentran relaciones entre la aceleración máxima del terreno y el daño de las estructuras. Ellos estiman, mediante encuestas de campo, el número probable de viviendas dañadas en Chilpancingo, Gro. Considerando tres posibles escenarios sísmicos, encontraron que 73% de las viviendas existentes pueden sufrir daños de diferente cuantía.

Esteva *et al.* (2004), obtuvieron funciones de vulnerabilidad de un conjunto de sistemas de marco de concreto reforzado, aplicando una metodología que considera las relaciones de las distorsiones que se tienen en la estructura, respecto al daño físico que ésta sufre. Transformaron el daño físico en daño económico, para lo cual tomaron en cuenta todos los costos que se tienen en la reparación de la estructura.

Tejeda *et al.* (2004) evaluaron el comportamiento estructural de diferentes tipos de vivienda en Colima durante el sismo de enero de 2003, encontraron relación directa de los daños con la calidad de los materiales, las prácticas de diseño y construcción y la aplicación de la normativa.

Guillén *et al.* (2005) desarrollaron una metodología basada en la inferencia estadística para evaluar la vulnerabilidad en una zona determinada que permite identificar casos que requieren evaluación detallada.

Salgado (2005) desarrolló una metodología para estimar curvas de vulnerabilidad estructural de viviendas construidas con adobe en tres zonas de la República Mexicana, reconoció que se requieren más datos para probar la confiabilidad del método.

Sánchez (2005) determinó el índice de susceptibilidad de daños por sismo como una función del peligro sísmico y obtiene mapas cualitativos de riesgo.

Vega y Lermo (2005) llevaron a cabo un estudio para estimar el efecto de sitio y la vulnerabilidad sísmica en Acatlán, Puebla. Se definieron tres tipologías para el estudio de 438 edificaciones y utilizando un programa de análisis estructural, explicaron los daños ocurridos en la zona debido al sismo de 1999 llamado de Tehuacán, así como su posible extrapolación.

1.2 OBJETIVO GENERAL

Definir funciones de vulnerabilidad, que ayuden a cuantificar los daños ocasionados en los elementos estructurales y no estructurales. Expresar las funciones de vulnerabilidad en términos de sus consecuencias económicas, así como definir un umbral de intensidades que representen un límite de daños aceptables para un conjunto de edificio desplantados en la zona blanda de la ciudad de México.

1.3 OBJETIVO ESPECÍFICO

El objetivo específico de este trabajo es aplicar una metodología para el desarrollo de las funciones de vulnerabilidad para diferentes tipos de edificaciones y con diferentes capacidad de ductilidad, desplantados en la zona blanda de la ciudad de México, y comparar los resultados de las curvas intensidad contra daño, considerando el costo y el daño en cada nivel de la edificación. Esto con el objetivo de tener referencias del costo de reparación en cada nivel, así como niveles de funcionalidad en la estructura.

1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES

En el presente trabajo se busca obtener las funciones de vulnerabilidad sísmica que describan cuantitativamente los daños probables en un sistema, en términos de la intensidad del movimiento que los origina. Se consideran sistemas estructurales ortogonales, con una geometría regular en sus dos direcciones y a lo largo de su altura, despreciando los efectos de torsión y considerando la interacción suelo-estructura. Los sistemas se consideran desplantados sobre un suelo compuesto por arcilla altamente compresible, correspondiente al sitio SCT (Zona IIIb) de la ciudad de México. Para el estudio se seleccionará un conjunto de sistemas representativos de edificios típicos desplantados en la zona blanda. Para la obtención de las funciones de vulnerabilidad, se consideran diferentes tipos de estructuración: sistema compuesto por travesaños y columnas y sistema marco-muro.

CAPÍTULO 2

METODOLOGÍA GENERAL

2.1 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

La función de vulnerabilidad sísmica de una construcción expresa en forma cuantitativa la relación entre la intensidad de un movimiento sísmico que la puede afectar y el tipo y monto de los daños probables. Estos últimos dependen de la importancia de la obra, de la función que desarrolle y de las consecuencias posibles de su falla. El riesgo sísmico que presenta la construcción resulta de combinar su función de vulnerabilidad con un indicador adecuado de la amenaza sísmica, la cual se expresa en términos de las probabilidades de ocurrencia de temblores de diversas intensidades en el sitio donde se desplanta la obra.

La evaluación de las funciones de vulnerabilidad se puede hacer en forma directa si se cuenta con información detallada sobre su proceso de diseño y control de calidad, así como información estadística sobre montos económicos de daños producidos por temblores en el pasado; sin embargo tal información es limitada.

Debido a lo anterior, se hace necesario desarrollar modelos teóricos sobre daños físicos que se utilicen en conjunto con modelos refinados de análisis de respuesta no lineal, para la estimación de las probabilidades de falla que pueden servir para estimar diversos tipos de consecuencias y en la determinación de las funciones de confiabilidad estructural.

En trabajos anteriores (Esteva et al, 2004), se han estudiado estructuras con marcos de edificios, con el fin de determinar sus funciones de vulnerabilidad. Dichos estudios han mostrado la sensibilidad que tienen dichas funciones a la hipótesis y aproximaciones que se hacen, tanto de las relaciones entre la respuesta estructural (distorsiones, deformaciones, etc.) con el daño, como de las relaciones del daño-costo.

En este trabajo se pretende estimar funciones de vulnerabilidad de sistemas estructurales con diferentes tipos de estructuración: sistemas compuestos por trabes y columnas y sistemas marco-muro. Para determinar la vulnerabilidad de los sistemas ante una intensidad dada, se realizan estimaciones de su desempeño esperado, a partir de estimaciones sobre su respuesta dinámica y de relaciones cuantitativas entre dicha respuesta y los daños esperados. De igual forma el riesgo se expresa en términos del valor esperado del monto de las consecuencias del comportamiento del sistema ante un movimiento sísmico con una intensidad igual a la considerada para fines de diseño.

Se considera que los sistemas estructurales pueden experimentar distintas formas de fallas o de daño físico, los que a su vez pueden conducir a consecuencias de diversas clases, entre las que se encuentran los costos directos, los de reparación y los indirectos, así como los asociados a la interrupción de las funciones del sistema, las pérdidas de vidas humanas, la generación de problemas de salud o de diversas formas de impacto socio-económico.

2.2 METODOLOGÍA

De acuerdo con la *Guía Metodológica para el Análisis de Peligro, Vulnerabilidad, Riesgo y Pérdidas Causadas por Desastres Naturales o Antropogénicos y su Reducción y Prevención*, Universidad Nacional Autónoma de México (2003), las funciones de vulnerabilidad sísmica describen cuantitativamente los daños probables en un sistema en términos de la intensidad del movimiento que los origina. Estas funciones pueden expresarse por medio de índices de daño físico o de sus consecuencias, tanto económicas como de otros tipos.

La función de vulnerabilidad, en términos de las consecuencias económicas, puede ser expresada de la siguiente forma, Universidad Nacional Autónoma México (2003):

$$\delta_E(y) = \delta_E(y|S)(1 - P_F(y)) + \delta_{EF}P_F(y) \quad (2.1)$$

En esta expresión una parte de los costos esperados de daños está asociada a la posible falla última del sistema (colapso, falla total), mientras que otra se refiere a daños que se presentan en condiciones de supervivencia del sistema. $\delta_E(y|S)$ es el valor esperado de dicho costo, condicionado a que el sistema sobreviva a la intensidad citada, δ_{EF} es el costo de colapso y P_F la probabilidad de que ocurra el colapso.

Para la evaluación de la ecuación (2.1) se hace primero una estimación del indicador del daño físico. El daño físico que sufre un segmento de un edificio se determina por el máximo valor absoluto de su distorsión angular durante su respuesta al movimiento del terreno. El daño físico del i -ésimo segmento, ante la acción de un temblor con intensidad igual a y , puede estimarse como, Universidad Nacional Autónoma México (2003):

$$\delta_i(y) = g\left(\frac{\bar{\psi}_i(y)}{\bar{\psi}_{ci}}\right) \quad (2.2)$$

En donde ψ_i es la distorsión máxima del i -ésimo segmento asociada con la respuesta sísmica del sistema y ψ_{ci} la capacidad de deformación del mismo segmento, expresada también como distorsión angular; $\bar{\psi}_i(y)$ y $\bar{\psi}_{ci}$ son los correspondientes valores esperados: y es la intensidad del movimiento sísmico considerado y δ_i es el valor esperado del índice de daño físico en el segmento.

2.2.1 Funciones de daño físico

Los daños en los elementos estructurales y no estructurales están correlacionados con el nivel de respuesta del sistema ante una intensidad sísmica determinada, por lo que si se busca tener un control más razonable sobre los niveles de daño que se pueden presentar en una estructura, es necesario buscar planteamientos que relacionen directamente la respuesta estructural con la intensidad asociada a esa respuesta.

Cuantitativamente el daño se puede expresar como un concepto físico, descrito por medidas adecuadas de las respuestas estructurales tanto locales como globales, es decir, en sub-arreglos de miembros estructurales (Ismael, 2003). Un buen indicador de daño son, por ejemplo, las distorsiones máximas en los entresijos. El daño físico también puede ser expresado en términos económicos, por medio de los valores esperados de los costos de daño.

Sin embargo para conocer el valor esperado de los costos de daño se debe conocer primero el daño físico, utilizando los indicadores de daños apropiados. En este trabajo el indicador utilizado son las distorsiones angulares que se presentan en los diferente sub-arreglos, representados por los entrepisos de la estructura, de acuerdo con (Bazan y Meli, 2004) este índice es el más empleado para cuantificar la respuesta de edificios, para comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura misma como en los elementos no estructurales. El daño físico que sufre un elemento de un entrepiso está determinado por el máximo valor absoluto de su distorsión angular durante su respuesta ante el sismo.

De acuerdo con (Esteva et al, 2002), el indicador de daño físico puede calcularse mediante la expresión de la forma:

$$\delta(y) = 1 - e^{-au^m} \quad (2.3)$$

En donde:

$$u = \frac{\bar{\psi}_i(y)}{\bar{\psi}_{ci}} \quad (2.4)$$

En las expresiones anteriores u es la variable de interés normalizada respecto a su valor máximo, es decir, el daño total; $\bar{\psi}_i(y)$ y $\bar{\psi}_{ci}$ son las distorsiones de entrepiso o segmentos y la capacidad de deformación respectivamente; a y m son parámetros obtenidos de estudios experimentales.

Una forma de calcular estos valores es con base en los valores de distorsiones que inician el daño, ϵ_0 , y cuando el daño es total ϵ_u ; definiendo una variable auxiliar $u_1 = \epsilon_0/\epsilon_u$ que relaciona dichas distorsiones, y considerando además, que el valor de $\delta(y)$ es de 0.01 cuando se inicia el daño y de 0.99 cuando el daño es total, con base a lo anterior es posible determinar los parámetros a y m . los valores de ϵ_0 y ϵ_u mencionados anteriormente se pueden obtener de otros estudios como el desarrollado por Reyes (1999) en el cual presenta valores de dichos parámetros para diferentes tipo de estructuraciones. En la tabla 2.1 se presentan los valores ajustados de a y m a partir de la información tomada de Reyes (1999).

Cabe mencionar que para el muro de rigidez, para el caso de efecto de cortante los valores de ϵ_0 y ϵ_u presentados en esa tabla, se toman del trabajo de (Lefas et al, 1990).

Elemento	a	m	Distorsión de entrepiso que inicia el daño ϵ_0	Distorsión de entrepiso para daño total ϵ_u
Marco de concreto	4.6052	2.9466	0.005	0.04
Trabes de conexión	4.6052	2.9466	0.005	0.04
Muros divisorios	4.6052	8.8398	0.004	0.008
Muros de Rigidez (efecto de cortante)	4.6052	3.1364	0.00167	0.01178

Tabla 2.1. Parámetros para las funciones de daño físico para los elementos que se dañan

2.2.1.1 Sistemas duales

Se conoce como sistemas duales o estructuras híbridas, a los sistemas compuestos por marcos-muros. La resistencia de estas estructuras híbridas depende de la respuesta combinada de los marcos y de los muros rigidizantes.

Cuando un marco es sometido a fuerzas laterales, este se deforma en un modo de cortante, mientras que un muro rigidizante se deforma en un modo de flexión. Por lo anterior en los sistemas duales es necesario que exista una compatibilidad de deformaciones, para que el sistema en conjunto tenga el mismo nivel de desplazamientos.

La ventaja principal de este tipo de sistemas es el de resistir fuerzas sísmicas, así como también un buen control en las distorsiones de entrepisos si dichos muros son colocados en posiciones ventajosas en el edificio (Picazo, 2008).

Algunos factores que influyen en la respuesta estructural de los sistemas duales son: la rigidez, la resistencia, la excitación externa, la interacción entre sus elementos, el nivel de rigidez rotacional en la base, la ubicación y distribución de los muros en planta y en altura, el nivel de carga axial y la relación de esbeltez entre otros.

De acuerdo con Ismael (2003), el modelado de los sistemas de pisos es un factor importante al considerar muros de rigidez, ya que los sistemas de pisos son considerados como diafragmas infinitamente rígidos, y esto no siempre es válido en plantas rectangulares alargadas.

2.2.1.1.1 Funciones de daño físico para los muros de concreto

Para determinar las funciones de daño físico en los sistemas duales para el caso de los muros de concreto, se toman en cuenta dos variables significativas: a) la deformación debida a cortante y b) la curvatura debida a la flexión. Superponiendo estos dos efectos se pueden determinar las funciones de daño total para el sistema de muros de concreto, aplicando la siguiente ecuación (Ismael, 2003):

$$d_{wi}(u) = d_V(\psi_i - \bar{\theta}_i) + d_M\left(\frac{\theta_i - \theta_{i-1}}{h_i}\right) \quad (2.4)$$

En la ecuación 2.4, $d_V(\cdot)$ y $d_M(\cdot)$, son las funciones de daño físico, para el efecto de cortante y el efecto debido a la flexión, determinados de acuerdo con la ecuación 2.3; ψ_i es la distorsión angular en el entrepiso i , θ_i y θ_{i-1} , son los giros por flexión del muro en los niveles i e $i-1$, respectivamente, $\bar{\theta}_i = 0.5(\theta_i - \theta_{i-1})$, es el valor promedio de las distorsiones por flexión entre dos pisos consecutivos y h_i es la altura de entrepiso.

Para determinar las funciones de daño físico en el muro de rigidez debido al efecto de cortante, se aplica la ecuación 2.3, utilizando los parámetros a y m de la tabla 2.1 y sustituyendo las expresiones $\bar{\psi}_i(y)$ por $(\psi_i - \bar{\theta}_i)$ y $\bar{\psi}_{ci}$ por ε_u en la ecuación 2.4.

El cálculo de las funciones de daño físico por efecto de flexión es análogo al del efecto de cortante, solo que se sustituyen las expresiones $\bar{\psi}_i(y)$ por $\left(\frac{\theta_i - \theta_{i-1}}{h_i}\right)$ y $\bar{\psi}_{ci}$ por φ_u , en la ecuación 2.4. Para este caso los valores de a y m dependen de la curvatura a la cual inicia el daño, φ_o , y la curvatura cuando el daño es total, φ_u .

Los valores de curvaturas cuando inicia el daño y cuando el daño es total se pueden evaluar de acuerdo a las siguientes consideraciones (Ismael 2003): la curvatura cuando inicia el daño toma el valor de $\varphi_y = \varepsilon_{sy}/0.8d$ y la curvatura cuando el daño es total toma el valor de $\varphi_u = \varepsilon_{cu}/C$, donde φ_y es la curvatura en el muro debido a la fluencia del acero de refuerzo; ε_{sy} es la deformación de fluencia del acero, con un valor de 0.002; d es el peralte efectivo de la sección transversal del muro; ε_{cu} , es la

deformación última del concreto y C es la profundidad del eje neutro calculado a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan en una sección del muro, debido a los elementos mecánicos que actúan sobre dicha sección.

Se puede observar que la curvatura cuando el daño es total, depende del nivel de carga axial a la que se encuentra sometida una sección del muro. Mientras que la curvatura para cuando inicia el daño solo depende de la deformación a la fluencia del acero y no del nivel de carga axial sobre el muro (Ismael, 2003).

En la tabla 2.2 se dan los valores de φ_0 y φ_u para el caso del edificio que se estudia aquí (capítulo 3). De igual forma se dan los valores de a y m ajustados a la ecuación 2.3

Las funciones de daño físico en las traveses de conexión pueden calcularse como la suma de dos componentes: el giro que se desarrolla en la unión de la trabe con el muro y la distorsión en la unión de la trabe con el marco. Para el cálculo de estas dos componentes se aplica la metodología expuestas en el apéndice B, de la tesis de maestría de Ismael (2003).

De acuerdo con Ismael (2003), para evaluar la función de daño físico en los muros $d_w(\cdot)$ debido a los efectos de flexión y de cortante, se debe cumplir la condición $0 \leq d_w(\cdot) \leq 1$, por lo que Ismael (2003), propone la siguiente ecuación para evaluar la función de daño físico.

$$d_w(\mu) = 1 - 0.25(2 - \mu)^2 \quad (2.5)$$

Donde $(\mu) = d_V(\cdot) + d_M(\cdot)$, es la suma de los efectos de cortante y de flexión en el muro de concreto.

Nivel	Curvatura que inicia el daño φ_0	Curvatura para daño total φ_u	A	m
1	4.167E-06	1.818E-05	4.6052	4.1592
2	4.167E-06	2.439E-05	4.6052	3.4675
3	4.167E-06	2.679E-05	4.6052	3.2926
4	4.167E-06	2.703E-05	4.6052	3.2769
5	4.167E-06	2.727E-05	4.6052	3.2615
6	4.132E-06	2.632E-05	4.6052	3.3094
7	4.132E-06	2.963E-05	4.6052	3.1104
8	4.132E-06	3.371E-05	4.6052	2.9192
9	4.132E-06	3.448E-05	4.6052	2.8725
10	4.132E-06	3.371E-05	4.6052	2.9192
11	4.132E-06	3.529E-05	4.6052	2.8569
12	4.132E-06	4.615E-05	4.6052	2.5392
13	4.132E-06	6.383E-05	4.6052	2.2384
14	4.132E-06	7.500E-05	4.6052	2.1138
15	4.132E-06	7.500E-05	4.6052	2.1138

Tabla 2.2. Parámetros para las funciones de daño físico para el efecto de flexión en el muro de concreto.

2.2.2 Valor esperado del costo por daño como función de la intensidad

Los valores $\delta(y)$ para cada segmento o entepiso se deben de transformar en indicadores de daño económico normalizados con respecto al valor del costo inicial del sistema completo. Para hacer esto es necesario tomar en cuenta todos los costos directos de reparación o reposición, así como los indirectos (suspensión de actividades, deficiencia de funcionamiento, trabajos logísticos etc.)

Para calcular los costos directos se debe de tomar en cuenta un umbral de reparación, o valor de $\delta(y)$, por debajo del cual se supone que los daños son tan pequeños que no ameritan reparación. Es necesario mencionar la importancia que los costos de reposición de un elemento estructural o no estructural, resultan mayores que los costos de su construcción inicial, debido a las acciones adicionales o auxiliares que se deben de realizar (Ismael y Esteva, 2003). Para calcular el valor esperado del costo por daño como función de la intensidad condicionada a que la estructura sobreviva se emplea la siguiente expresión, Universidad Nacional Autónoma de México (2003):

$$\delta_E(y/s) = \sum_{i=1}^{N_S} \frac{1}{C_{OT}} \left(1 + \frac{r_1}{c_i}\right) c_i \left[\sum_{j=1}^{N_E} \delta_{ij} C_{OTij} \right] \quad (2.6)$$

En la ecuación 2.6 se incluye la contribución de cada segmento que sufre algún daño, bajo la condición de que se presente un sismo con intensidad y . δ_{ij} y C_{OTij} son, respectivamente, el indicador de daño físico esperado y el costo inicial que se tiene en cada segmento i que contribuyen al daño y para cada tipo de elemento estructural y no estructural j que contribuye al daño en ese segmento; N_S y N_E son el número total de segmentos y el número total de tipos de elementos estructurales y no estructurales que contribuyen al daño, respectivamente. C_{OT} Es el costo inicial de todo el sistema y se calcula de forma aproximada (capítulo 5), pues su cálculo se basa en la cantidad de material o volumen de obra que nos da un diseño preliminar con propiedades nominales.

El término $\left(1 + \frac{r_1}{c_i}\right) c_i$ es un factor que considera los costos indirectos que se tienen cuando se reparan los daños que se tienen en la estructura, los cuales incluyen únicamente costos de funcionamiento y de trabajo logístico sin incluir los costos debidos a pérdidas humanas. r_1 es el cociente de los costos indirectos entre los costos directos. El valor de este cociente varía dependiendo del uso de la construcción, para este trabajo se toma un valor de 1.5; c_i es un factor que toma en cuenta los trabajos logísticos de reparación de la estructura y depende de la suma de los indicadores de daño físico esperados δ_{ij} . Se expresa de la siguiente forma, Universidad Nacional Autónoma de México (2003):

$$c_i = \alpha - \frac{\alpha - \alpha_1}{N_E} \left[\sum_{j=1}^{N_E} \delta_{ij} \right] \quad (2.7)$$

En la ecuación anterior el factor α debe ser mayor que la unidad, el cual toma en cuenta el hecho de que los costos de reparación incluyen la contribución de una cantidad fija, que refleja los costos de los arreglos logísticos que se deben de hacer antes de que el verdadero trabajo de reparación inicie. En este trabajo se toma el valor de 1.5.

el valor de c_i , tiende a α , cuando la sumatoria de los indicadores de daño físico esperados toman valores infinitamente pequeños, por otro lado el valor de c_i disminuye hasta un valor de α_1 , cuando el daño en los elementos es total. Basándonos en Ismael (2003) tomamos el valor de α_1 igual a 1.2, es decir los costos debido al trabajo logístico de reparación estructural son en proporción mayores cuando se tiene poco daño que cuando se tiene un daño mayor, ya que en el primer caso se tiene que realizar casi la misma cantidad de trabajo logístico que en el segundo caso.

2.2.3 Valor esperado del costo a la falla

Para evaluar el valor del costo a la falla δ_{EF} , en caso de que ocurra, se deben de considerar sus consecuencias como en el caso de la reparación de la estructura, de esta manera el costo a la falla será igual a, Universidad Nacional Autónoma de México (2003):

$$\delta_{EF} = \left(1 + \frac{r_1}{c}\right) c \quad ; \quad c = \alpha_1 \quad (2.8)$$

Se supone que este valor corresponde al valor total inicial de la estructura más los gastos correspondientes a los costos indirectos, los cuales en este trabajo se toman iguales a los que se tienen en el caso de reparación de la estructura, sin tomar en cuenta los costos debidos a pérdidas humanas. Cabe aclarar que esta suposición es aproximada ya que la reconstrucción completa de la estructura puede implicar otros factores adicionales o diferentes a los considerados.

2.3.4 Probabilidad de colapso

La probabilidad de colapso p_F , puede estimarse a partir de la distribución de probabilidades del cociente de la capacidad de distorsión global del sistema, Ψ_c , entre la correspondiente distorsión global máxima, Ψ , obtenida ante un sismo de intensidad y , dada. El logaritmo natural del recíproco de este cociente es el llamado *Margen de Seguridad*, y se expresa de la siguiente forma:

$$Z = Ln\left(\frac{\Psi_c}{\Psi}\right) \quad (2.9)$$

Entonces la probabilidad de colapso p_F será igual a la probabilidad de que Z sea menor que cero. Bajo la hipótesis de que esta variable tiene distribución normal con media m_z y desviación estándar σ_z , la probabilidad de colapso del sistema se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$p_F(y) = \Phi(-\beta(y)) \quad (2.10)$$

En donde; $\Phi(\cdot)$ es la función normal estándar de distribución de probabilidades y $\beta(y) = m_z(y)/\sigma_z(y)$, es el valor que adquiere el índice de confiabilidad de Cornell (1969) para una cierta intensidad y .

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS ESTUDIADOS Y LAS INCERTIDUMBRES ASOCIADAS AL ANÁLISIS NO LINEAL

En el presente trabajo, el análisis y diseño de los modelos estudiados, corresponden a una familia de estructuras, en las que se tiene una distribución regular en planta y elevación, como se muestran en las figuras 3.1, 3.2 y 3.3.

Para el análisis y diseño de las estructuras, se toma como base el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Diseño de Estructuras de Concreto y Diseño y Construcción de Cimentaciones 2004, (NTDCS, NTCC y NTCDC). De estos documentos se consideran las disposiciones de seguridad estructural, de las construcciones, así como los parámetros establecidos para el análisis y diseño de los elementos estructurales que componen la edificación.

3.1 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

Los modelos estudiados son tres edificios:

- 1) Edificio de concreto reforzado de 10 niveles, 3 crujiás, con geometría en planta y en altura regular como se muestra en la figura 3.1. La cimentación está compuesta por un cajón de cimentación más pilotes de fricción. Este edificio se diseñó con factores de comportamiento sísmico de $Q=4$ y $Q=2$.
- 2) Edificio de concreto reforzado de 6 niveles, 2 crujiás, con geometría en planta y en altura regular como se muestra en la figura 3.2. La cimentación está compuesta por un cajón de cimentación. Este edificio se diseñó con factores de comportamiento sísmico de $Q=4$ y $Q=2$.
- 3) Edificio de concreto reforzado de 15 niveles con muros de concreto, 3 crujiás, con geometría en planta y en altura regular como se muestra en la figura 3.3. La cimentación está compuesta por un cajón de cimentación más pilotes de fricción. Este edificio se diseñó con un factor de comportamiento sísmico de $Q=3$.

Según su funcionalidad, destinada para uso de oficinas, los tres sistemas estructurales se clasifican en construcciones del grupo B, según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004).

3.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

En cuanto a las propiedades de los materiales se consideró un concreto clase I, con una resistencia a la compresión $f'c$ de 250 kg/cm^2 , un módulo de elasticidad, $E = 14,000\sqrt{f'c}$, $E = 2.2136 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, un peso volumétrico de 2.4 Ton/m^3 , para el acero un esfuerzo a la fluencia, f_y , de 4200 kg/cm^2 y módulo de elasticidad $E_s = 2.00 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

3.3 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El procedimiento y diseño de los sistemas estructurales en este trabajo se realizó empleando los siguientes pasos:

- a) Se realiza un predimensionamiento de los elementos vigas, columnas y muros de concreto mediante el uso del programa ECOgCW, (Corona G., 2007), tomando en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales así como también las acciones permanentes y variables que actúan en los sistemas estructurales para la determinación de las cargas de diseño de acuerdo con el RCDF (2004), siendo los valores de dichas acciones para las losas de azotea de 0.450 ton/m^2 , 0.070 ton/m^2 y 0.100 ton/m^2 y para las losas de entrepiso de 0.550 ton/m^2 , 0.180 ton/m^2 y 0.250 ton/m^2 , para carga muerta CM, carga viva instantánea CVI, y la carga viva máxima CVM, respectivamente.
- b) Se determinan las fuerzas sísmicas laterales reducidas sobre el sistema a partir del espectro elástico de pseudo-aceleraciones, basándose en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo NTDCS (2004), considerando el factor de comportamiento sísmico correspondiente a cada estructura en estudio.
- c) Se consideran los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis sísmico del sistema estructural, considerando que la estructura se encuentra desplantada en la zona IIIb, con un periodo dominante del suelo $T_s=2 \text{ s}$.
- d) El diseño se realiza en forma iterativa, finalizando al cumplir cada sistema estructural con las demandas máximas de desplazamientos relativos de entrepiso que establecen las NTCDS (2004) en su apéndice A, correspondientes a los estados límites de servicio y de colapso, obteniendo así las dimensiones finales para cada sistema estructural. En las tablas 3.1 a 3.5 se muestran las dimensiones de los elementos estructurales para cada estructura estudiada.

3.1.1 Criterios para el diseño de muros estructurales de acuerdo con el RCDF

El diseño de muros estructurales en este trabajo se realizó de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructura de Concreto, NTCC (2004), siguiendo las condiciones establecidas en la misma.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, NTCDS (2004), se definió el factor de comportamiento sísmico, donde nos menciona que en el diseño de estructuras con muros de concreto donde los muros tomen al menos el 80 por ciento de las fuerzas laterales, se debe tomar $Q=3$ y si los muros no cumplen con los requisitos para elementos de extremo se considerará $Q=2$; en este trabajo se consideró $Q=3$.

Según el reglamento mencionado anteriormente, en sus NTCC (2004) establece que para muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas, se considerará para cargas concentradas como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas. Además se debe cumplir que la resultante de la carga vertical de diseño deberá quedar dentro del tercio medio del espesor del muro y su magnitud no deberá de exceder de $0.3f'cA_g$, en donde A_g es el área bruta de la sección del muro.

Para los muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano, las normas establecen que se debe de definir la relación L/t , donde L es la longitud del muro y t es el espesor. Esta relación depende del nivel de carga axial sobre el muro. En las normas el valor de la relación L/t se limita a que esté comprendido entre 70 y 40, dependiendo del nivel de carga axial, si el nivel de carga axial no es muy grande dicha relación no será mayor que 70 y si ocurre lo contrario no menor que 40. También en dichas normas se define que el valor mínimo del espesor del muro no deberá ser menor a 13 cm, ni menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente.

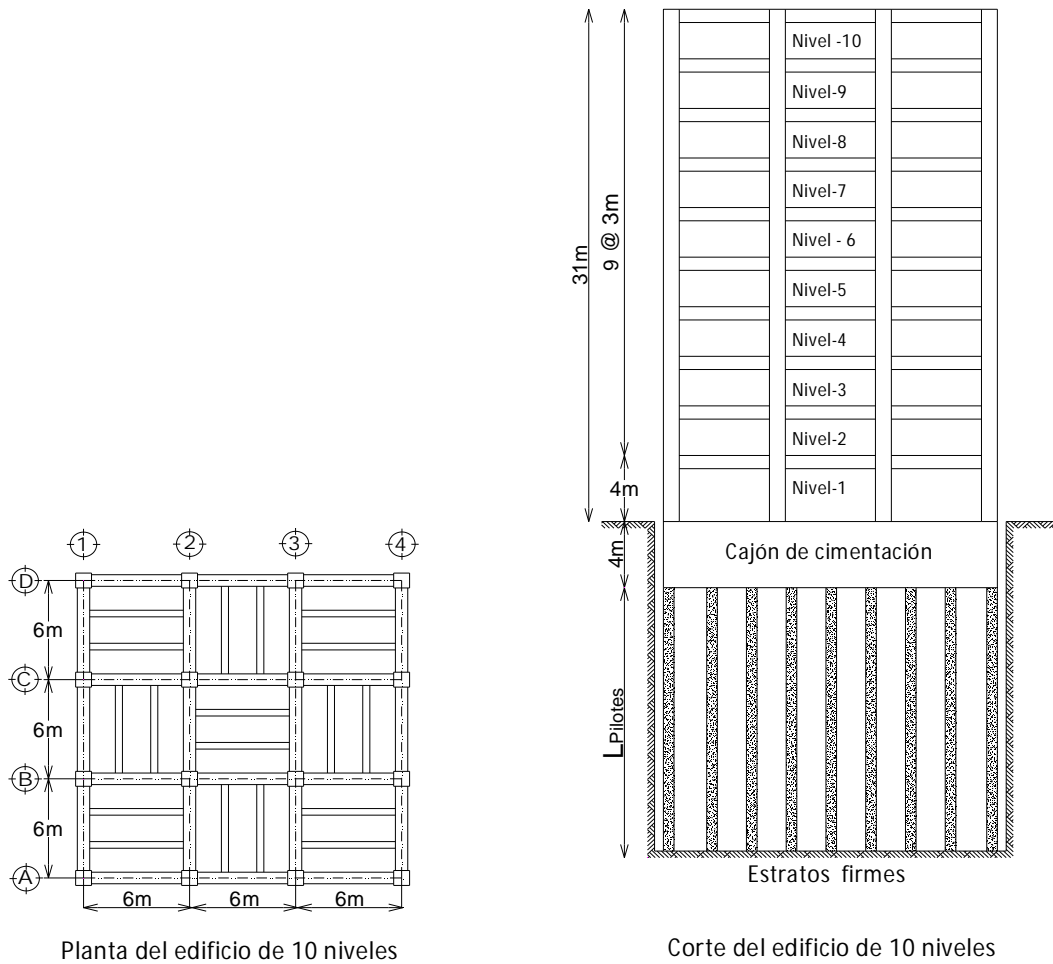


Figura 3.1 Edificio de concreto reforzado 10 niveles.

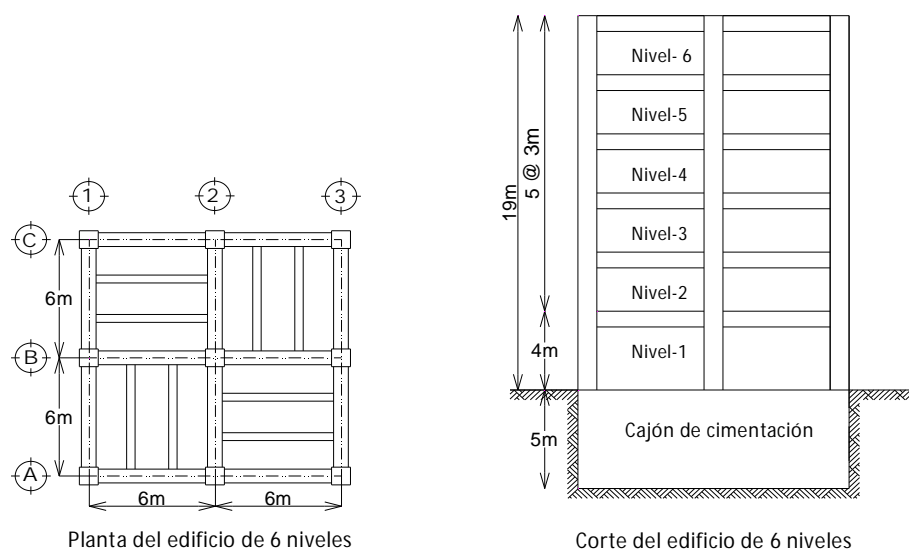


Figura 3.2 Edificio de concreto reforzado 6 niveles.

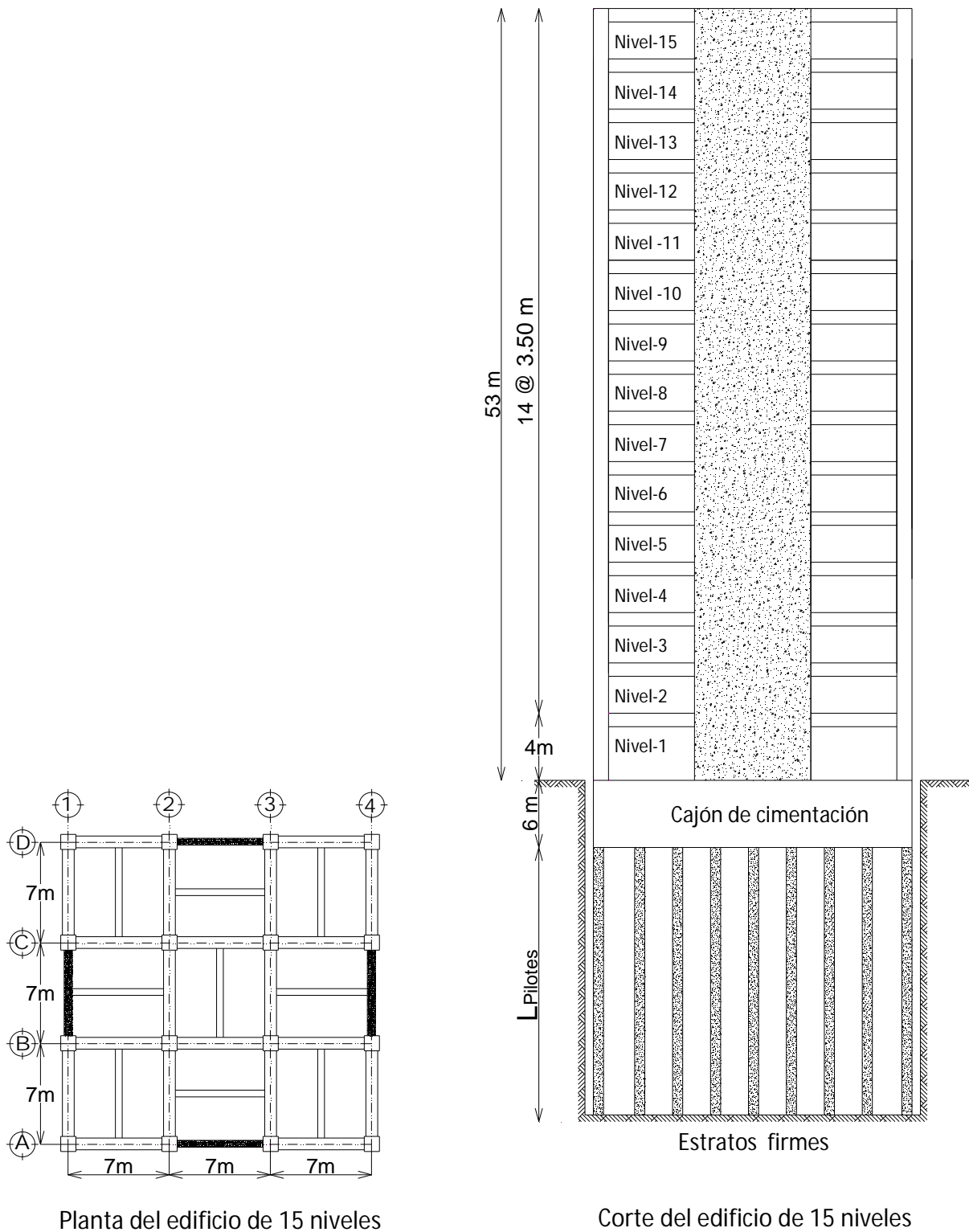


Figura 3.3 Edificio de concreto reforzado 15 niveles, con muros de concreto.

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS ESTUDIADOS Y LAS INCERTIDUMBRES ASOCIADAS AL ANÁLISIS NO LINEAL

Nivel	Columnas		Trabes principales		Trabes secundarias		Losa	Q	Periodos (s)	
	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	Espesor (cm)		Base rígida	Base flexible
1	80	80	45	80	20	45	10	4	1.153	1.302
2	80	80	45	80	20	45	10			
3	80	80	45	80	20	45	10			
4	80	80	45	80	20	45	10			
5	65	65	45	70	20	45	10			
6	65	65	45	70	20	45	10			
7	65	65	45	70	20	45	10			
8	50	50	35	60	20	45	10			
9	50	50	35	60	20	45	10			
10	50	50	35	60	20	45	10			

Tabla 3.1 Secciones de elementos, edificio de concreto reforzado 10 niveles con factor de ductilidad $Q=4$.

Nivel	Columnas		Trabes principales		Trabes secundarias		Losa	Q	Periodos (s)	
	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	espesor (cm)		Base rígida	Base flexible
1	90	90	45	80	20	45	10	2	0.833	1.04
2	90	90	45	80	20	45	10			
3	90	90	45	80	20	45	10			
4	90	90	45	80	20	45	10			
5	90	90	45	80	20	45	10			
6	80	80	35	70	20	45	10			
7	80	80	35	70	20	45	10			
8	80	80	35	70	20	45	10			
9	65	65	35	60	20	45	10			
10	65	65	35	60	20	45	10			

Tabla 3.2 Secciones de elementos, edificio de concreto reforzado 10 niveles con factor de ductilidad $Q=2$.

Nivel	Columnas		Trabes principales		Muro	Trabes secundarias		Losa	Periodos (s)	
	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	espesor (cm)	b (cm)	h (cm)	espesor (cm)	Base rígida	Base flexible
1	95	95	45	95	46	25	45	10	1.083	1.34
2	95	95	45	95	45	25	45	10		
3	95	95	45	95	45	25	45	10		
4	95	95	45	95	40	25	45	10		
5	95	95	45	95	35	25	45	10		
6	90	90	45	90	30	25	45	10		
7	90	90	45	90	30	25	45	10		
8	90	90	45	90	30	25	45	10		
9	90	90	45	90	25	25	45	10		
10	90	90	45	90	25	25	45	10		
11	90	90	45	90	20	25	45	10		
12	90	90	45	90	20	25	45	10		
13	90	90	45	90	20	25	45	10		
14	90	90	45	90	20	25	45	10		
15	90	90	45	90	20	25	45	10		

Tabla 3.3 Secciones de elementos, edificio de concreto reforzado 15 niveles con muros de concreto reforzado, con factor de ductilidad $Q=3$.

Nivel	Columnas		Trabes principales		Trabes secundarias		Losa	Q	Periodos (s)	
	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	espesor (cm)		Base rígida	Base flexible
1	70	70	40	70	20	45	10	4	0.757	0.984
2	70	70	40	70	20	45	10			
3	60	60	40	70	20	45	10			
4	60	60	40	70	20	45	10			
5	40	40	35	70	20	45	10			
6	35	35	25	40	20	45	10			

Tabla 3.4 Secciones de elementos, edificio de concreto reforzado 6 niveles con factor de ductilidad $Q=4$.

Nivel	Columnas		Trabes principales		Trabes secundarias		Losa	Q	Periodos (s)	
	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	espesor (cm)		Base rígida	Base flexible
1	90	90	40	80	20	45	10	2	0.609	0.892
2	90	90	40	80	20	45	10			
3	80	80	40	70	20	45	10			
4	80	80	40	70	20	45	10			
5	60	60	35	70	20	45	10			
6	40	40	25	40	20	45	10			

Tabla 3.5 Secciones de elementos, edificio de concreto reforzado 6 niveles con factor de ductilidad $Q=2$.

3.4 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

La interacción dinámica suelo-estructura se caracteriza por dos efectos: interacción inercial y la interacción cinemática. Estos dos efectos se producen entre la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de este ante una excitación sísmica. De acuerdo con Avilés y Pérez-Rocha (2004) es recomendable, para fines prácticos, considerar los efectos de interacción inercial y cinemática en forma independiente.

De acuerdo con Avilés y Pérez-Rocha (2004), el periodo fundamental de una estructura se incrementa al tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, esto debido a que el sistema acoplado tiene una flexibilidad mayor que la estructura supuesta con base rígida.

Ya que las estructuras en estudio se suponen desplantadas en la zona del lago de la ciudad de México, los efectos de sitios e interacción suelo-estructura durante sismos intensos llegan a alcanzar niveles muy superiores comparados con estructuras desplantadas en otras ciudades asentadas sobre depósitos firmes, por lo que en este trabajo es de gran importancia tomar en cuenta dichos efectos.

De acuerdo con los autores citados anteriormente, para calcular el efecto de interacción suelo-estructura se emplea un modelo que considera que la estructura de varios grados de libertad responde esencialmente como oscilador elemental, desplantado en un suelo estratificado de comportamiento similar al de un manto homogéneo. El modelo mencionado considera que el suelo puede ser reemplazado por resortes lineales y por amortiguadores viscosos dependientes de la frecuencia de excitación.

El cálculo de las rigideces K_x y K_r , así como los coeficientes de amortiguamiento C_x y C_r de la cimentación, se realizó de acuerdo a las consideraciones del apéndice A de las NTCDS (2004). Los resortes lineales y amortiguadores viscosos que sustituyen las propiedades del suelo sobre el cual se encuentran desplantadas las edificaciones en estudio se muestran en la tabla 3.6.

Cabe mencionar que la solución para tomar en cuenta las rigideces traslacional y rotacional despreciando la masa de cimentación y su momento de inercia, consiste en una solución aproximada propuesta por Avilés y Pérez Rocha, especificada en el apéndice A de las NTCDS (2004).

Rigideces y Amortiguamientos (Traslacional y Rotacional)					
Edificio	Factor Q	Rigidez K_x	Rigidez K_r	Amortiguamiento C_x	Amortiguamiento C_r
6 Niveles	2	0.34617040E+06	0.17640050E+12	0.24011890E+05	0.57098130E+10
6 Niveles	4	0.34882330E+06	0.18886010E+12	0.24520310E+05	0.20970190E+10
10 Niveles	2	0.30791830E+07	0.76306150E+13	0.94339380E+05	0.53648560E+10
10 Niveles	4	0.31839123E+07	0.78195434E+13	0.94029134E+05	0.33030304E+10
15 Niveles	3	0.65140000E+07	0.20010000E+14	0.18940000E+06	0.16310000E+11

Tabla 3.6 Rigideces y Amortiguamientos para interacción suelo-estructura.

En este trabajo para tomar en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura en el diseño de los edificios estudiados, se utilizó el programa de Análisis y Diseño ECOgCW, Corona G. (2007). Dicho programa requiere de datos como el tipo de cimentación, mixta o cajón de cimentación, coordenadas de pilotes, niveles de desplantes D , así como también las características del suelo como son: peso volumétrico medio del suelo $\gamma = 1.25 \text{ T/m}^3$, amortiguamiento histerético del suelo $\zeta = 0.03$, relación de Poisson $\nu = 0.45$, profundidad de los depósitos firmes $H_s = 30 \text{ m}$, periodo dominante del suelo $T_s = 2 \text{ s}$, capacidad de carga admisible del suelo $c = 2.00 \text{ T/m}^3$ (Esteva y Mendoza 1989).

Debido a la alta compresibilidad del subsuelo en la zona del lago de la ciudad de México, ya que está conformado por arcillas altamente compresibles, y que el peso de las estructuras transmitida al suelo es considerable, se hace necesario el uso de cajones de cimentación y pilotes de fricción como se muestra en el tipo de cimentación empleada para los edificios de de 10 y 15 niveles, figuras 3.1 y 3.3.

Los pilotes de fricción contribuyen a aumentar la capacidad de la cimentación y reducir los asentamientos diferenciales o totales en las edificaciones. De acuerdo con Zeevart (1972), el uso de pilotes de fricción largos en depósitos firmes de suelos compresibles permite que el suelo encerrado entre los pilotes quede sujeto a una compresión menor. Para el cálculo del número de pilotes por fricción se emplearon las consideraciones especificadas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones NTCDC (2004). Las características del tipo de cimentación para cada edificio se muestran en la tabla 3.7

Edificio	Factor Q	TIPO DE CIMENTACIÓN				
		SOMERA	MIXTA			
		Cajón D (m)	Cajón D (m)	Número	Diámetro (m)	Longitud (m)
6 Niveles	2	5	-	-	-	-
6 Niveles	4	5	-	-	-	-
10 Niveles	2	-	4	70	0.60	30
10 Niveles	4	-	4	70	0.60	30
15 Niveles	3	-	6	81	0.75	30

Tabla 3.7 Tipos de cimentación para los modelos en estudio

3.5 ANÁLISIS Y MANEJO DE INCERTIDUMBRES.

Para fines de estimar respuesta sísmica deberán considerarse los valores esperados a los más probables de las propiedades de la estructura, en vez de los valores nominales supuestos para fines de diseño estructural. Por lo anterior es conveniente realizar un análisis probabilista extenso que incluya la incertidumbre de las propiedades del sistema y las cargas gravitacionales, (Díaz O. et al, 2005).

3.5.1 Incertidumbre en las cargas viva

Para definir la incertidumbre en la carga viva se emplea el modelo de Pier y Cornell (1973). Estos autores propusieron un modelo probabilístico lineal de carga viva, dado por la siguiente ecuación:

$$w(x, y) = m + \gamma_b + \gamma_f + \varepsilon(x, y) \quad (3.1)$$

En la ecuación anterior $w(x, y)$, es la intensidad de la carga viva sostenida sobre un piso dado con coordenadas horizontales (x, y) , m es el valor medio de la carga viva para un conjunto de estructuras que tienen el mismo tipo de ocupación, γ_b y γ_f son variables aleatorias independientes con media cero, que toman en cuenta la variabilidad de la carga media de una estructura a otra, y la variabilidad de la carga de un piso a otro en el mismo edificio, respectivamente, $\varepsilon(x, y)$ es una variable aleatoria con media cero independiente a las anteriores, que representa una variación espacial de la carga sobre un piso dado de una estructura específica, en función de las coordenadas horizontales (x, y) .

Las propiedades estadísticas como la esperanza $E[\cdot]$ y la covarianza $cov[\cdot, \cdot]$, de la intensidad de la carga viva sostenida en dos puntos distintos (x_0, y_0) y (x_1, y_1) sobre un mismo piso, están definidas por las siguientes ecuaciones:

$$E[w(x, y)] = m \quad (3.2)$$

$$cov[w(x_0, y_0), w(x_1, y_1)] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + cov[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] \quad (3.3)$$

En la ecuación 3.3 σ , representa la desviación estándar. El último término de dicha ecuación se puede expresar como:

$$cov[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] = \sigma_{sp}^2 e^{-\frac{r^2}{d}} \quad (3.4)$$

En donde σ_{sp}^2 representa la varianza espacial de $\varepsilon(x, y)$, r es la distancia horizontal entre los dos puntos $(x_0, y_0), (x_1, y_1)$, d es una constante estimada. Se introduce un nuevo factor en la ecuación anterior cuando dos puntos $(x_0, y_0), (x_2, y_2)$, están localizados en diferentes pisos por lo que la ecuación anterior toma la siguiente forma.

$$cov[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_2, y_2)] = \rho_c^2 \sigma_{sp}^2 e^{-\frac{r^2}{d}} \quad (3.5)$$

El nuevo factor introducido ρ_c , es la correlación entre la variación espacial de la intensidad de la carga en dos puntos, pero en diferentes pisos. Esta correlación también se conoce como el “efecto de apilar”, que consiste en la misma forma de cargar los pisos por las personas que lo habitan. Por simplicidad ρ_c se considera constante para un edificio dado, pero se debe de estar consciente de que este factor puede depender del número de pisos.

Es conveniente representar el modelo de carga viva w , sobre un área rectangular en términos de cargas unitarias por unidad de área $U(A)$, por lo que se requiere integrar la función sobre unidad de área y dividirla entre el área de integración, obteniendo así las propiedades estadísticas para un área rectangular y un piso determinado, expresado por las siguientes ecuaciones:

$$E[U(A)] = m \quad (3.6)$$

$$var[U(A)] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_u^2 \frac{K(A)}{A} \quad (3.7)$$

Definiendo los términos que aparecen en la ecuación anterior (3.7)

$$\sigma_u^2 = \pi d \sigma_{sp}^2 \quad (3.8)$$

$$K(A) = \left[erf\left(\sqrt{\frac{A}{d}}\right) - \sqrt{\frac{d}{A\pi}} \left(1 - e^{-\frac{A}{d}}\right) \right]^2 \quad (3.9)$$

$$erf(z) = \frac{2}{\pi} \int_0^z e^{-t^2} dt \quad (3.10)$$

Las ecuaciones 3.6 y 3.7 son válidas para un área rectangular pero para un piso determinado. En el caso de que existan n pisos con área rectangular común las ecuaciones 3.6 y 3.7 toman las siguientes formas:

$$E[U(A_n)] = m \quad (3.11)$$

$$var[U(A_n)] = \sigma_b^2 + \frac{\sigma_f^2}{n} + \sigma_u^2 \frac{K(A)}{nA} + \rho_c \left(\frac{n-1}{n}\right) \frac{\sigma_{sp}^2 K(A)}{A} \quad (3.12)$$

Es necesario estimar los parámetros del modelo de carga unitaria; esto se logra mediante un ajuste de datos reales de los coeficientes de variación, es decir, $\sqrt{var[U(A)]}/m$ contra A , y $\sqrt{var[U(A)]}/m$, contra n .

Pier y Cornell (1973), observaron que la función de densidad de probabilidades de $U(A)$, se distribuye como una función de densidad de probabilidad gamma $G(k, \lambda)$, donde los parámetros k, λ , están definidos por las siguientes ecuaciones:

$$k = \frac{E[U(A)]^2}{var[U(A)]} = \frac{m^2}{\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_u^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (3.13)$$

$$\lambda = \frac{E[U(A)]}{var[U(A)]} = \frac{m}{\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_u^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (3.14)$$

Tomando como referencia el modelo de Pier y Cornell (1973) para hacer la simulación de las cargas vivas y además de observar que los parámetros determinados para el modelo corresponden a edificios construidos en otros países, Alamilla (2001) hace una adecuación de los parámetros con el propósito de que dichos parámetros sean aplicables a las condiciones de edificios desplantados en el Distrito Federal. Él toma el valor medio para cargas vivas en edificios de oficina obtenido por Soriano y Ruiz (1997), $m_o=75.1$ kg/cm². La intención de esta transformación es expresar la incertidumbre en el modelo citado, en términos de coeficientes de variación. La transformación propuesta por Alamilla (2001) es aceptable ya que los datos estadísticos expresados en términos de los coeficientes de variación de cargas vivas en edificios desplantados en la Ciudad de México, se ajustan adecuadamente al modelo ajustado por Pier y Cornell (1973). En este trabajo se emplea el modelo de Pier y Cornell (1973) para la simulación de las cargas gravitacionales que actúan sobre edificios, así como también la metodología propuesta por Alamilla (2001) para tomar en cuenta los datos obtenidos en edificaciones construidas en la Ciudad de México.

3.5.2 Incertidumbre en las cargas muertas en edificio

La variación de la intensidad de las cargas muertas actuantes en los edificios, depende significativamente de la variación de las dimensiones de los elementos estructurales y de los pesos específicos de los materiales que se emplean. En la actualidad no se cuenta con datos estadísticos para estimar la variabilidad de los pesos específicos de los materiales, por la cual solo es posible estimar de forma aproximada las cargas muertas actuantes sobre las estructuras.

En el RCDF (2004), se establece un valor nominal de carga muerta para fines de diseño. De acuerdo con Meli (1976) este valor corresponde a una probabilidad de ser excedida entre dos y cinco por ciento. La expresión que nos relaciona el valor nominal de la carga muerta w_n , entre la media de la carga m_{cm} , es representada por la siguiente ecuación.

$$m_{cm} = \frac{w_n}{1+2Cv} \quad (3.15)$$

En la ecuación anterior Cv , corresponde al coeficiente de variación de la carga muerta, que se toma igual a 0.08.

Como no se cuenta con un modelo probabilístico con el que se determine la variabilidad de la carga muerta sobre los edificios, en este trabajo se emplea la metodología desarrollada por Alamilla (2001), en la que las intensidades de las cargas muertas se consideran como variables aleatorias correlacionadas de piso a piso. Para cada entrepiso se emplea una variable aleatoria que es caracterizada por una función de distribución marginal tipo gamma, usando los parámetros de la ecuación 3.15.

3.5.3 Incertidumbre en las características geométricas de los elementos estructurales de concreto reforzado

Las características geométricas de un edificio están definidas por las dimensiones de los elementos estructurales, como ancho, altura, peralte efectivo, espesor de losas etc. Existe una variación de las dimensiones de los elementos en la etapa del proceso de construcción, aunado al error humano, que difieren de las secciones de diseño, esto debido a un deficiente control de calidad durante el proceso constructivo. Esta variación en las dimensiones reales tiene que ser evaluadas ya que influyen en el comportamiento mecánico del edificio, como en su rigidez, resistencia y deformación de los elementos estructurales.

Mirza y MacGregor (1979a), después de hacer una recopilación de datos, de mediciones en edificios construidos en varios países, incluyendo México, evaluaron a partir de dimensiones reales y de sus correspondientes dimensiones proyectadas, las propiedades estadísticas, media y desviación estándar, de las diferencias o errores en las secciones transversales. Estos errores se consideran como variables aleatorias con distribución de probabilidad normal, en donde la correlación se determina empleando los primeros momentos estadísticos de las variables en estudio y bajo la suposición de que los valores de las propiedades estadísticas provienen de la misma muestra de secciones transversales. Se considera que las variabilidades de los errores son estadísticamente independientes en secciones de diferentes elementos.

En este trabajo se consideran las variaciones en las propiedades geométricas de la sección transversal de columnas, trabes y muros, como son: altura, ancho, espesores de losa y recubrimientos. Para ello se utilizan los resultados obtenidos por Mirza y MacGregor (1979a).

3.5.4 Incertidumbre en la resistencia a compresión del concreto

El diseño estructural de estructuras de concreto reforzado se basa en la resistencia a compresión, f'_c , del concreto. Esta resistencia es calculada en laboratorio a partir de pruebas realizadas en cilindros de concreto a una edad de 28 días de su elaboración. Existen algunos factores que intervienen en la variación en la resistencia a compresión como son: vaciado, transporte, la técnica de curado, relación agua-cemento, temperatura, tipos y calidad de agregados. La incertidumbre que existe en la estimación de la resistencia a compresión del concreto puede ser expresada en forma cuantitativa por las variaciones que existen entre la resistencia nominal a compresión del concreto, f'_c y la resistencia real del cilindro. Cabe mencionar que la resistencia del concreto en una estructura real es menor que la resistencia que alcanzan los cilindros de muestra. Esto debido a que el control de calidad de los cilindros en laboratorios es supervisada. A partir de los estudios realizados por Mendoza (1991), se estimaron las propiedades estadísticas de la resistencia a compresión del concreto en la estructura. Estas propiedades se obtuvieron de un conjunto de pruebas de laboratorios realizadas a cilindros de concreto. Con base en estos ensayos, Mendoza (1991), obtiene:

$$\bar{f}_{co} = 0.95\bar{f}'_c \quad (3.16)$$

$$V_{co} = 1.15V_c \quad (3.17)$$

Donde: \bar{f}_{co} es la resistencia media del concreto a compresión en la estructura, \bar{f}'_c es la resistencia media de ensayos de cilindros de concreto sometidos a compresión, V_{co} es el cociente de la variación de

la resistencia a compresión del concreto en la estructura y V_c es el cociente de variación de la resistencia a compresión que proviene de ensayos de cilindros de concreto.

Meli y Mendoza (1991) estiman los primeros momentos estadísticos de la resistencia a compresión de concretos utilizando pruebas de cilindros de concreto de resistencia nominales especificadas. Esta variable se puede representar con una función de distribución de probabilidad de tipo normal. Estos autores determinan que para una resistencia nominal $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, la resistencia a compresión del concreto en cilindros tiene una media igual a $\bar{f}'_c = 268 \text{ kg/cm}^2$, con un coeficiente de variación $V_c = 0.167$.

En este trabajo se emplea la metodología desarrollada por Alamilla (2001), para obtener los valores simulados de la resistencia a compresión del concreto en elementos estructurales.

3.5.5 Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto

Los elementos de concreto reforzados, sometidos a esfuerzos de tensión, generalmente presentan la presencia de estos esfuerzos en forma de grietas. Cabe mencionar que al igual que en la resistencia a compresión, la resistencia a tensión es afectada por diversos factores como los mencionados con anterioridad en la resistencia a compresión, por lo que es de mucha importancia caracterizar y cuantificar la incertidumbre en la resistencia a tensión de los elementos de concreto, ya que esta influye en el nivel de agrietamiento de los elementos de concreto sometidos a tensión.

De acuerdo con Mendoza (1984), la resistencia a tensión del concreto puede ser estimada a partir de pruebas indirectas de laboratorio en función de la resistencia a compresión. La ecuación que relaciona ambas resistencias es la siguiente:

$$f_t = \phi_t \sqrt{f'_c} \quad (3.18)$$

En la que ϕ_t , es una variable aleatoria con media $\bar{\phi}_t = 1.935$ y un coeficiente de variación $V_{\phi} = 0.20$.

Debido a que la correlación que existe entre la resistencia a compresión y a tensión no ha sido evaluada, y a que dichas resistencias provienen de diferentes muestras de cilindros, Alamilla (2001) propuso una metodología para estimar la correlación que existe entre la resistencia a compresión y la resistencia a tensión, obteniendo así para una resistencia nominal del concreto de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, un coeficiente de correlación de 0.4.

3.5.6 Incertidumbre en el módulo tangente del concreto

Esta propiedad al igual que la resistencia a tensión, está relacionada con la resistencia nominal a compresión del concreto. Este módulo tangente del concreto contribuye de forma importante a la resistencia de los elementos estructurales contra esfuerzos axiales y cortantes. El módulo tangente del concreto se define a partir de la pendiente del tramo recto inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria. La ecuación que relaciona el módulo tangente con la resistencia nominal a compresión es la siguiente.

$$E_c = \phi_E \sqrt{f'_c} \quad (3.19)$$

En donde ϕ_E es una variable aleatoria cuyas propiedades estadísticas se determinan a partir de datos experimentales. Mendoza (1984) estimó que las propiedades de media y coeficiente de variación de ϕ_E son 8500 y 0.12, respectivamente, basándose en el módulo secante de la curva esfuerzo-deformación unitaria, asociado al punto de dicha curva en donde el esfuerzo es igual al cuarenta por ciento de la resistencia máxima a compresión del concreto. Las gráficas de esfuerzo deformación fueron obtenidas a partir de ensayos a compresión de cilindros. Para llevar a cabo la relación probabilística entre el módulo tangente y resistencia a compresión del concreto, se consideran que las variables aleatorias E_C y f'_c , son representadas por M_E y F_C , y relacionadas de la siguiente manera.

$$M_E = \gamma \sqrt{F_C} \quad (3.20)$$

Aquí γ es una variable aleatoria independiente con media $\bar{\gamma}$ y con coeficiente de variación V_γ , dado por las siguientes ecuaciones obtenidas por Alamilla (2001).

$$\bar{\gamma} = E \left[\frac{M_E}{\sqrt{F_C}} \right] = \frac{\bar{\phi}_E \sqrt{f'_c}}{\sqrt{f'_c} \left(1 - \frac{V_c^2}{8} \right)} \quad (3.21)$$

$$\overline{V_\gamma^2} = \frac{V_c^2 \phi_E (8 - V_c^2)^2 - 16 V_c^2}{64 + V_c^4} \quad (3.22)$$

De acuerdo con la ecuación (3.20) y conociendo la resistencia a compresión del concreto, se obtiene por simulación un valor de la variable aleatoria γ y a partir de ella un valor simulado para el módulo tangente del concreto.

3.5.7 Incertidumbre en el comportamiento mecánico de las barras de refuerzo

Existen ciertas incertidumbres en el comportamiento mecánico de las barras de refuerzo, como la capacidad para resistir un determinado nivel de esfuerzos y deformaciones en los elementos de la estructura. Ya que el acero de refuerzo en elementos de concreto proporciona una mayor capacidad de disipar energía ante sollicitaciones que generan el comportamiento no lineal de la estructura, es de importancia estimar los parámetros estadísticos de las funciones que definen las relaciones constitutivas del acero de refuerzo.

Rodríguez y Botero (1996) determinaron el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación de barras de acero fabricadas en México, basados en pruebas experimentales de barras de acero ensayadas a tensión y con carga monotónica. La curva esfuerzo-deformación considerada por estos autores es la mostrada en la figura 3.5.

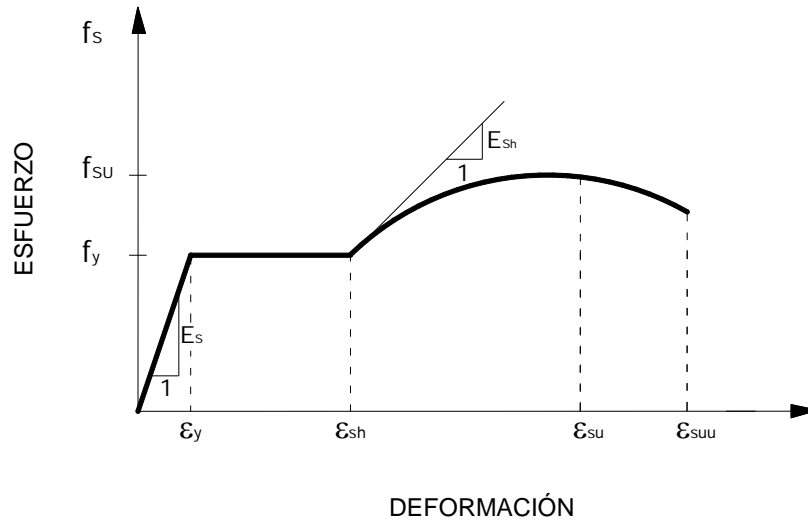


Figura 3.5 Modelo de comportamiento del acero de refuerzo (Rodríguez y Botero, 1996)

Este modelo se encuentra dividido en tres zonas; zona elástica, zona de fluencia y zona de endurecimiento por deformación, las cuales se describen a continuación.

i) Zona elástica

Esta zona está definida por el intervalo $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$, donde ϵ_s y ϵ_y son la deformación de la barra de refuerzo en el intervalo y la deformación de fluencia de la misma, respectivamente, ϵ_y es considerada igual a 0.002. Si E_s es el módulo de elasticidad del acero, el esfuerzo en esta zona se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (3.23)$$

ii) Zona de fluencia

Se encuentra definida por el intervalo $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$, en donde ϵ_{sh} es la deformación del acero asociada al inicio del endurecimiento por deformación. La ecuación que evalúa al esfuerzo en esta zona es la siguiente:

$$f_s = f_y \quad (3.24)$$

iii) Zona de endurecimiento por deformación

Esta zona está definida en el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$, donde ϵ_{su} es la deformación última asociada al esfuerzo máximo en la barra. En esta zona se presenta la ruptura del acero después de haber alcanzado el esfuerzo máximo f_{su} . Esto ocurre para la deformación ϵ_{suu} . Para evaluar el esfuerzo en esta zona se emplea la siguiente ecuación propuesta por Mander (1984), válida para $f_y \leq f_s \leq f_{su}$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^P \quad (3.25)$$

En la ecuación anterior P es un parámetro adimensional que controla la forma de dicha ecuación. Para el proceso de simulación del comportamiento del acero de refuerzo, Alamilla (2001) define un conjunto de variables aleatorias para evaluar el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación, en cada zona de la curva, dichos parámetros son los siguientes:

$$f_y = f_y \quad (3.26a)$$

$$\xi_0 = f_{su} - f_y \quad (3.26b)$$

$$\xi_1 = \varepsilon_{sh} - \varepsilon_y \quad (3.26c)$$

$$\xi_2 = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (3.26d)$$

$$\xi_3 = \varepsilon_{suu} - \varepsilon_{su} \quad (3.26e)$$

Con estas variables se define la matriz de covarianza, y se considera que presentan una función de distribución de probabilidad multivariada del tipo logarítmica normal.

El coeficiente de variación de la resistencia de fluencia del acero para cuando la población de varillas proviene de una fuente en particular, fue estimado por Mirza y MacGregor (1979b). Por otro lado Alamilla (2001) considera la resistencia de un lecho de acero R , como una variable aleatoria definida como $R = R_O R_L$, donde R_O , es una variable aleatoria que representa a la variabilidad de un lote a otro y R_L es la resistencia de las varillas en el lecho L . Para estimar el coeficiente de variación R_O , se emplea la siguiente fórmula.

$$V_{R_O} = \left(\sqrt{1 + V_{F_Y}^2} - 1 \right)^{1/2} \quad (3.27)$$

En la ecuación anterior V_{F_Y} , es el coeficiente de variación de f_y , definido en la ecuación (3.26a).

De acuerdo con Alamilla, (2001), el procedimiento utilizado para obtener los valores simulados de la curva del comportamiento del acero para cada lecho del acero, es el siguiente, a) se simula un valor de R_L , b) para cada lecho de acero en la estructura se simula un valor de R_O y c) dado un valor de la resistencia de fluencia del acero en cada lecho y con base a las ecuaciones 3.26a,b,c,d,e, se simulan los parámetros que definen la curva esfuerzo-deformación del acero en cada lecho.

3.5.8 Incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal

Existe una diferencia entre la cantidad de acero de refuerzo longitudinal determinada a partir de un diseño convencional y la cantidad de acero real colocada en los elementos estructurales, esto debido a que la cantidad real de acero colocada, depende del proceso de detallado y de la variación del diámetro nominal de las varilla empleadas.

De acuerdo con Mirza y MacGregor (1979b), el área de acero transversal se puede representar mediante la variable aleatoria $A_R = \emptyset A_D$, donde \emptyset es una variable aleatoria independiente con media igual a 1.01 y un coeficiente de variación de 0.04, y A_D , es el área que nos proporciona el diseño convencional y por lo tanto es una variable determinista. Se puede obtener el valor de A_R simulando de forma independiente los valores \emptyset para cada lecho de acero, empleando una función de distribución lognormal propuesta por los autores antes mencionados (Alamilla, 2001).

3.6 EXCITACIÓN SÍSMICA

Para los análisis de las funciones de vulnerabilidad sísmica, se necesita contar con un conjunto de acelerogramas que nos proporcionen una historia de aceleraciones del terreno en donde será desplantada la edificación.

Para obtener la información necesaria para la estimación de dichas funciones, es necesario contar con una muestra suficientemente grande de temblores registrados. Como no se tienen datos extensos de registros sísmicos reales para eventos de magnitud grande, se ha optado por la generación de acelerogramas sintéticos.

Existen diversos métodos para la generación de registros de sismos simulados, dada la distancia de la fuente al sitio de interés R y la magnitud M . Uno de estos métodos está basado en el uso de las funciones de atenuación generalizadas, que describen en términos estadísticos las intensidades evolutivas instantáneas y propiedades de frecuencias en términos de magnitud y distancia, de la fuente al sitio (Alamilla et al., 2001a).

Otro método para obtención de sismos simulados se basa en el uso de funciones empíricas de Green (Ordaz et al., 1995).

Ismael y Esteva (2006) proponen un método híbrido para la elaboración de sismos sintéticos que se basa en los dos métodos mencionados anteriormente. Este método consiste en la utilización de los registros disponibles en el sitio de interés para desarrollar ecuaciones de atenuación generalizadas dependientes de la distancia. Dichas ecuaciones son utilizadas para establecer factores de escalas que se aplican a los registros reales, para transformarlos y que correspondan a la distancia correcta de la fuente al sitio, antes de ser utilizados como funciones de Green convencional. Como una aplicación del método propuesto, en su trabajo obtienen sismos sintéticos para lo cual consideraron veinticuatro eventos reales, registrado en el sitio de SCT, localizado en la zona del lago del valle de México. Estos eventos han sido registrados desde 1985 con magnitudes M_s entre 4.9 y 8.1. Con ellos se calculan las funciones de atenuación generalizada para el sitio. Simularon parejas de valores de M y R , correspondientes a un valor de la intensidad en el sitio de SCT, en términos de la ordenada espectral para un periodo estructural de 0.965 segundos. Dicha ordenada fue de 490 cm/s^2 , que corresponde a un periodo de retorno de 485 años. Tomaron dos combinaciones de parejas M y R simuladas: $M=8.2$ y $R=308$ kilómetros y $M=8.2$ y $R=400$ kilómetros. Como función de Green fue escogida la componente EW del sismo del 25 de abril de 1989, con $M_s=6.9$ y $R=310$ kilómetros. Para la primera combinación tomaron un valor de escala para la función de Green de 1.0, ya que las distancias eran casi iguales. Para la segunda, usando la relación de atenuación, encontraron un factor de escala de 0.743, por lo que la función de Green original fue escalada para obtener los sismos sintéticos.

Para la obtención de las funciones de vulnerabilidad en este trabajo se tomó el grupo de acelerogramas obtenidos de acuerdo al método propuesto por Ismael y Esteva (2006), ya que se consideraron representativos de los sismos a los cuales estarán expuestas las estructuras estudiadas. En la figura 3.6 se muestra uno de los acelerogramas simulados obtenidos por medio del uso de las funciones de Green, para cada una de las combinaciones de M y R .

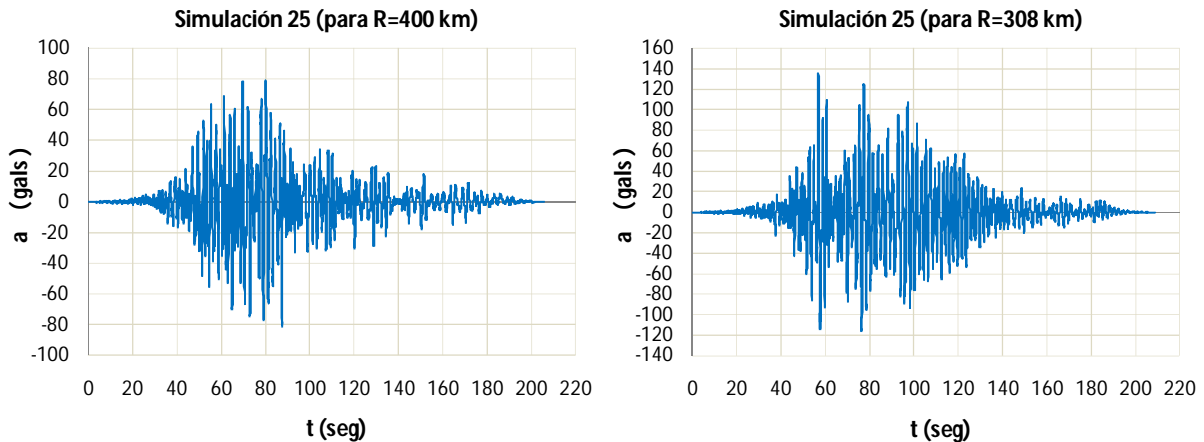


Figura 3.6 Acelerogramas de registros sintéticos obtenidos a partir de las funciones de Green empíricas para $M=8.2$ y $R=400$ km y $M=8.2$ y $R=308$ km

3.6.1 Intensidad sísmica

Existen diferentes formas de relacionar la intensidad sísmica con las funciones de vulnerabilidad, tales como las ordenadas espectrales para periodos dados, Universidad Nacional Autónoma de México (2003). Un buen indicador de la intensidad del movimiento es la ordenada espectral del espectro de pseudo-aceleraciones, para un periodo (T) igual al que domine la respuesta dinámica del sistema. De acuerdo con Universidad Nacional Autónoma de México (2003), en esta tesis este es el indicador que se toma y corresponde a la ordenada espectral de la respuesta lineal para el periodo fundamental del sistema para un amortiguamiento del 5% del crítico. De igual forma se toman los sismos tal y como se simularon ya que estos cubren un amplio intervalo de intensidades.

3.7 COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En el diseño de estructuras sismo-resistentes se establecen diferentes límites de desempeño asociados a un cierto nivel de daño esperado en la estructura y, por cuestión de costos, se busca un diseño que no sea puramente elástico. Es por tal motivo que se requiere que una estructura desarrolle un comportamiento dúctil mediante un mecanismo tal que permita la disipación de energía en los miembros principales de la estructura. Para esto el mecanismo deseado es la generación de articulaciones plásticas en las secciones críticas de los extremos de las vigas y de la base de las columnas y/o muros.

Por lo anterior para estimar la respuesta no lineal de los elementos estructurales de concreto reforzado, se considera un tipo de comportamiento histerético de trabes, columnas y muros, en el cual se supone que los elementos estructurales presentan un deterioro de la rigidez y de la resistencia ante cargas cíclicas.

3.7.1 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado

Campos y Esteva (1997) desarrollaron un modelo de histéresis para la evaluación del daño en elementos de concreto reforzados, con base en curvas histeréticas de sistemas de vigas en voladizo ensayadas en laboratorio y en el modelo de Wang y Shah (1987). En dicho modelo se considera que el deterioro de los elementos se presenta por articulaciones plásticas en sus extremos.

En cada ciclo de carga se produce una deformación diferente en curvatura o en rotación, la cual modifica el estado actual de rigidez y resistencia del elemento; por lo tanto el daño resultante que se genera en el elemento depende estrictamente de la historia de las deformaciones en número y amplitud, siendo la articulación física completa el límite superior del daño en una sección dada (falla de la sección). En este modelo se emplea la relación momento-rotación, la cual puede ser transformada en momento-curvatura directamente.

El modelo propuesto por Campos y Esteva (1997), considera el deterioro de la rigidez y la resistencia con base en un índice de daño, ε , que a su vez depende de la acumulación en amplitudes en curvatura o rotación alcanzadas en cada ciclo de carga para el elemento en cuestión. Las amplitudes acumuladas se toman en cuenta con un parámetro de daño acumulado, D . Los parámetros ε y D se describen en las siguientes expresiones:

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{\theta_i}{\theta_F} \quad (3.28)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (3.29)$$

Donde, α , es una constante de ajuste igual a 0.0671 y ε toma valores en el intervalo de 0 a 1; θ_i es la rotación plástica máxima en la estructura en el ciclo i y θ_F es la rotación plástica de falla.

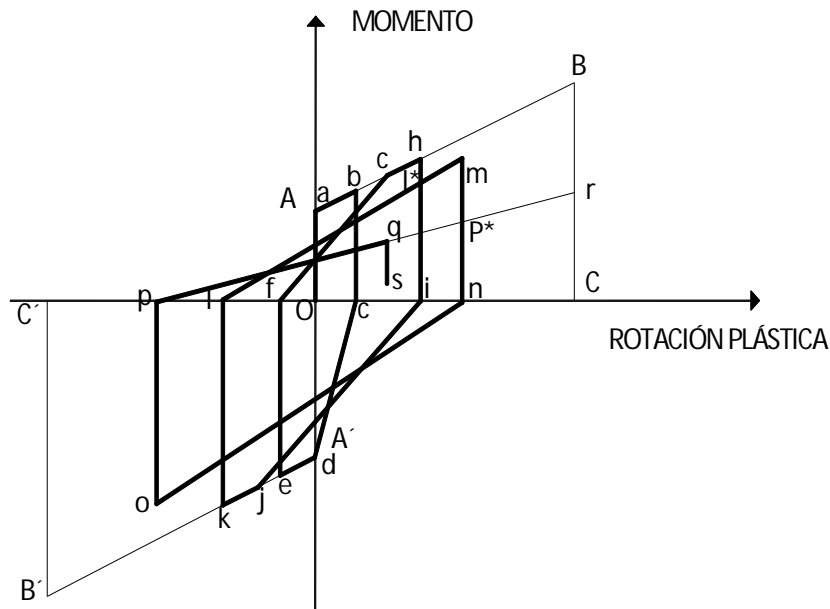


Figura 3.7 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado, Campos y Esteva (1997).

La figura 3.7 corresponde al modelo de comportamiento histerético utilizado, el cual corresponde a un diagrama de momento-rotación plástica, que a su vez se obtiene de una curva envolvente que relaciona el momento y la curvatura, dada una carga monotónica creciente.

Se han observado algunos patrones que presentan los elementos de concreto reforzado cuando son sometidos ante una carga cíclica, por ejemplo, que en ningún ciclo se supera el diagrama de momento-curvatura obtenido ante carga monotónica creciente.

En el desarrollo del modelo se supone que el diagrama momento-curvatura se caracteriza por una función bilineal, donde solamente aparecen dos puntos, el de fluencia, punto A, y el de falla, punto B, por lo que el punto de agrietamiento no es tomado en cuenta ya que se considera que el daño en el intervalo lineal de la deformación es nulo. Dicho lo anterior es posible pasar de un diagrama momento-curvatura a uno de momento-rotación plástica utilizando las siguientes relaciones:

$$\theta = lp(\phi - \phi_y) \text{ para } \phi_y \leq \phi \leq \phi_F \quad (3.30)$$

$$\phi_F = lp(\phi_F - \phi_y) \quad (3.31)$$

En donde: θ es la rotación plástica, θ_F es la rotación plástica de falla; lp es la longitud de articulación plástica que se considera constante. ϕ_y, ϕ, ϕ_F son las curvaturas de fluencia, post-fluencia y de falla, respectivamente. Las otras variables ya fueron descritas con anterioridad.

3.8 SIMULACIÓN DE ESTRUCTURAS

El proceso de simulación de una estructura consiste en reproducir una posible estructura real, en la cual se toman en cuenta las incertidumbres asociadas a las propiedades mecánicas de la estructura y las cargas gravitacionales actuantes.

Para poder realizar los análisis no lineales de las estructuras, en este trabajo se partió de las propiedades nominales derivadas del diseño inicial, y a partir de estas propiedades nominales se determinan los sistemas con propiedades medias y simuladas. Para esto se emplea un programa de cómputo llamado “SIMESTRU.EXE” y desarrollado en el instituto de ingeniería (Alamilla, 2001), el cual tiene sus bases en los criterios de la simulación de Monte Carlo y considera las incertidumbres mencionadas en el párrafo anterior.

En el presente trabajo, se realizaron 100 simulaciones de estructuras, a partir del diseño con propiedades nominales obtenido con el programa ECOgCW, (Corona G., 2007).

3.9 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE ESTRUCTURAS

El cálculo de la capacidad de deformación de las estructuras resulta laborioso, ya que depende de la capacidad de deformación de los elementos individuales, del modo en que esta se deforme y del tipo y distribución de carga que soporte (monotónica o cíclica). La capacidad de deformación de la estructura puede estar representada ya sea por la capacidad de deformación de los elementos individuales, la de los entresijos o por la de la estructura total, que sería la capacidad de deformación global. (Díaz O. et al, 2001).

En este trabajo se busca hacer estimaciones teóricas de la capacidad de deformación máxima en las estructuras, por lo que se consideran dos diferentes criterios que son comúnmente utilizados en los estudio de respuesta estructural: la capacidad de deformación global y la capacidad de deformación de entrepiso.

3.9.1 Capacidad de deformación global

La capacidad de deformación global de la estructura se define como la deformación máxima en la azotea, la cual se puede obtener mediante un análisis de empuje lateral. La capacidad de deformación global se calcula como la deformación a la cual se tiene una disminución del 20 por ciento del cortante basal máximo que se alcanza en la estructura. La deformación global tiene una importante relación con la falla de los entrepisos ya que una vez que alguno de los entrepisos falla su respuesta predomina en los demás llevando al sistema a la falla, sin que los demás entrepisos muestren incrementos considerables de daño.

Esta capacidad de deformación global también se puede representar mediante la capacidad de distorsión global ψ_g , la cual se obtiene dividiendo a la deformación máxima en la azotea entre la altura total de la estructura.

Una forma de obtener la capacidad de deformación global de la estructura es mediante un análisis de empuje lateral. En esta tesis el análisis de empuje lateral o pushover se realiza sometiendo a la estructura a un vector de fuerzas horizontales gradualmente crecientes hasta llevar a la estructura a la falla. Lo anterior se puede realizar en forma dinámica sometiendo a la estructura a una rampa de aceleraciones que crece monótonicamente con el tiempo.

Para considerar la forma de la distribución del vector de cargas en la altura se supone una distribución de masas equivalentes a dicha distribución. Esta forma de distribución se puede tomar como la correspondiente a la que se obtiene de un análisis modal espectral del sistema para una combinación de modos como por ejemplo la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. En la figura 3.8 se presenta un ejemplo del análisis de empuje lateral.

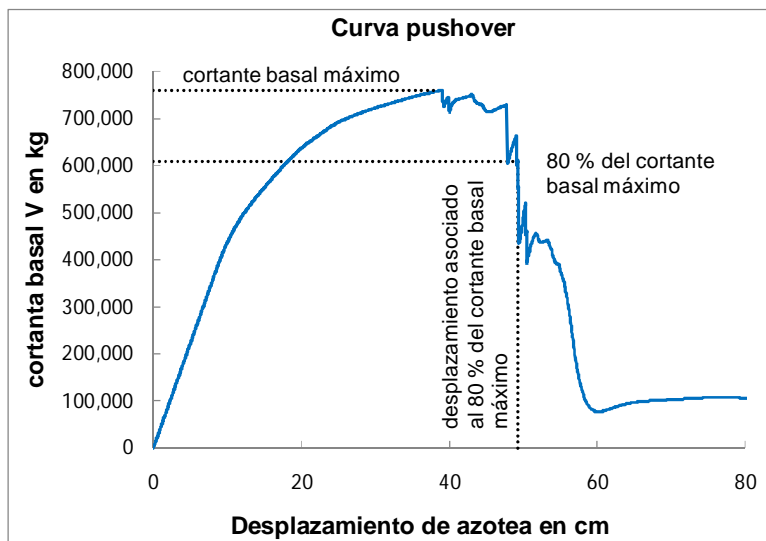


Figura 3.8 Gráfica representativa de un análisis de empuje lateral (pushover).

3.9.2 Capacidad de deformación de entrepiso

El cálculo de la capacidad de deformación de los entrepisos no se determina de manera directa, como en el caso de la capacidad de deformación global, ya que no es posible obtener esta capacidad de deformación por un análisis de empuje lateral dinámico, tal y como se puede hacer con la capacidad de deformación global. Esto se debe porque al tratar de calcular la capacidad de deformación de los entrepisos mediante dicho empuje lateral, no es posible obtener todas las curvas cortante-deformación de todos los entrepisos, debido que el sistema generalmente alcanza un mecanismo de falla local antes de que fallen todos los entrepisos por lo que la estructura se inestabiliza y termina el análisis.

En (Díaz O. et al, 2001), se ha propuesto una forma de calcular la capacidad de deformación de entrepiso, la cual consiste en modelar cada uno de los entrepisos de la estructura como una sub-estructura. Esta forma de modelado tiene la restricción de tener que hacer suposiciones sobre los puntos de inflexión de los elementos estructurales (columnas) que se encuentran arriba y abajo del entrepiso estudiado, lo cual puede afectar la respuesta real de la estructura.

Dados los problemas que se tienen para obtener la capacidad real global y de entrepiso de las estructuras, en este trabajo se optó por tomar los valores de la distorsión de entrepisos dados en el trabajo de Reyes (1999). En dicho estudio se dan los valores que pueden considerarse para la distorsión en el inicio del daño y para la distorsión en el daño total basados en pruebas experimentales, para diferentes tipos de estructuraciones y elementos estructurales.

La suposición anterior puede ser muy debatible, pero al no contar con un procedimiento confiable para su estimación, se toman como valores bastantes aceptables los propuestos por Reyes (1999).

CAPITULO 4

ANÁLISIS DE RESPUESTA

4.1 FUNCIONES DE DAÑO FÍSICO

Se obtuvieron funciones de daño físico global y de entrepiso para las estructuras estudiadas. Esto se hizo aplicando métodos de simulación de Monte Carlo, con el cual se simularon 100 estructuras para cada uno de los casos analizados. A cada una de las estructuras simuladas se les asignó un temblor, también simulado, de acuerdo al subcapítulo 3.6.1. La intensidad de los temblores fue tal que se cubriera un amplio intervalo de intensidades, con el fin de obtener la variación del daño en función de la intensidad sísmica.

De los análisis de respuesta se obtuvieron las distorsiones globales y de entrepiso. Para calcular los valores del daño físico en la estructura de acuerdo con la ecuación. 2.3, es necesario conocer el valor de la capacidad de distorsión, ψ_c , del sistema. Como se vio en el capítulo 3, no es posible establecer de manera adecuada esta capacidad de distorsión, por lo que en este trabajo se toman los valores dados por Reyes (1999) y Lefas et al (1990), presentados en las tablas 2.1 y 2.2.

Teniendo lo anterior, se calculó el daño físico en los diferentes elementos estructurales (segmentos) que contribuyen al daño de las estructuras. Para el caso de los sistemas a base de marcos (trabes-columnas) estos corresponden al propio sistema marco formado por trabes y columnas y a los muros divisorios. En el caso del sistema dual (marco-muro) estos corresponden al sistema de marco formado por trabes y columnas, excluyendo las trabes que conectan al sistema de marco con el muro de concreto, las trabes de conexión, el muro de concreto y los muros divisorios.

En las figuras 4.1 a 4.17 se presentan los resultados de las funciones de daño físico para los casos estudiados.

Las figuras 4.1 y 4.2 corresponden al caso del sistema de 6 niveles diseñado con $Q=4$. Las figuras muestran el daño físico por entrepiso y global. La figura 4.1 corresponde al caso del daño en el marco (trabe-columna) y la figura 4.2 al caso del daño en los muros divisorios. Iguales resultados se presentan en las figuras 4.3 y 4.4 pero para el caso en que se tiene un diseño con $Q=2$.

En la figuras 4.5 y 4.6, corresponden al caso del sistema de 10 niveles diseñados con $Q=4$, en estas figuras se muestra el daño físico solo para los entrepisos. La figura 4.5 corresponde al caso del daño en el marco (trabe-columna), mientras que en la figura 4.6, corresponde al caso del daño en los muros divisorios, de igual manera se presentan los resultados en las figuras 4.7 y 4.8 pero para el caso en que se tiene un diseño con $Q=2$.

En la figura 4.9, se muestran los resultados del daño físico global, para el edificio de 10 niveles diseñado con $Q=4$, para los casos del daño en el marco (trabe-columna) y el daño en el muro divisorio. De la misma manera en la figura 4.10 se muestran los resultados pero para el caso del edificio de 10 niveles diseñado con $Q=2$.

Las figuras 4.11 a 4.17, corresponden al daño físico para el sistema dual estudiado en este trabajo. Como se mencionó anteriormente, el daño físico en los sistemas duales depende del número de elementos estructurales y no estructurales que contribuyen al daño, por lo tanto de acuerdo a la

metodología de la sección 2.2.1 de este trabajo, se obtienen las funciones de daño físico para el sistema dual, para los casos de muro divisorio, marco formado por traveses y columnas, excluyendo las traveses que conectan al sistema de marco con el muro de concreto y por último el daño físico en las traveses de conexión.

Para la obtención del daño físico en los muros de concreto, se emplea la metodología expuesta en la sección 2.2.1.1.1 de este trabajo, obteniendo así para los muros de concreto del sistema dual, los índices de daño físico por efecto de cortante y flexión en el muro de concreto, por lo que el daño físico total en los muros de concreto de los sistemas duales está dado por la superposición de estos dos efectos.

En la figura 4.11 se muestran las funciones de daño físico de los entrepisos, para el caso de las traveses de conexión del sistema dual estudiado en este trabajo.

La figura 4.12 corresponde a las funciones de daño físico de los entrepisos, para el caso del marco formado por traveses y columnas, excluyendo las traveses que conectan al sistema de marco con el muro de concreto.

Las funciones de daño físico de los entrepisos, que corresponden a el caso de los muros divisorios, se muestran en la figura 4.13.

Con base en la superposición de los efectos de cortante y de flexión en el muro, mostrados en las figuras 4.14 y 4.15, respectivamente, se obtienen finalmente las funciones de daño físico en el muro de concreto, las cuales se muestran en la figura 4.16.

En la figura 4.17 se muestran los resultados de el daño físico global, para el sistema dual diseñado con $Q=3$, para los casos de las traveses de conexión, el marco formado por traveses y columnas, excluyendo las traveses que conectan al sistema de marco con el muro de concreto, los muros divisorios y por último para el caso del efecto de cortante en el muro de concreto.

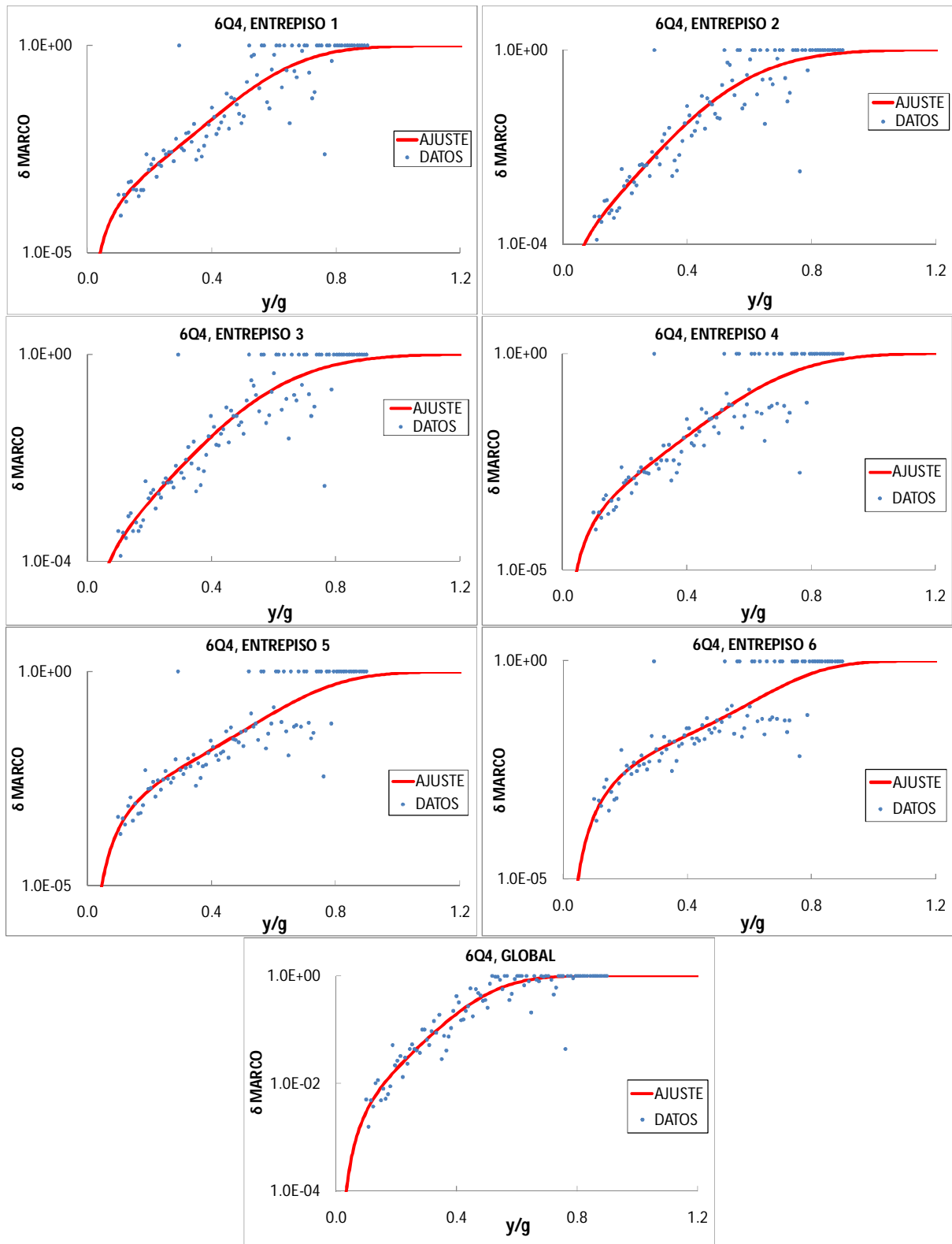


Figura 4.1. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 6 niveles, con $Q=4$, para el caso del marco (trabes y columnas), para los entresijos y global.

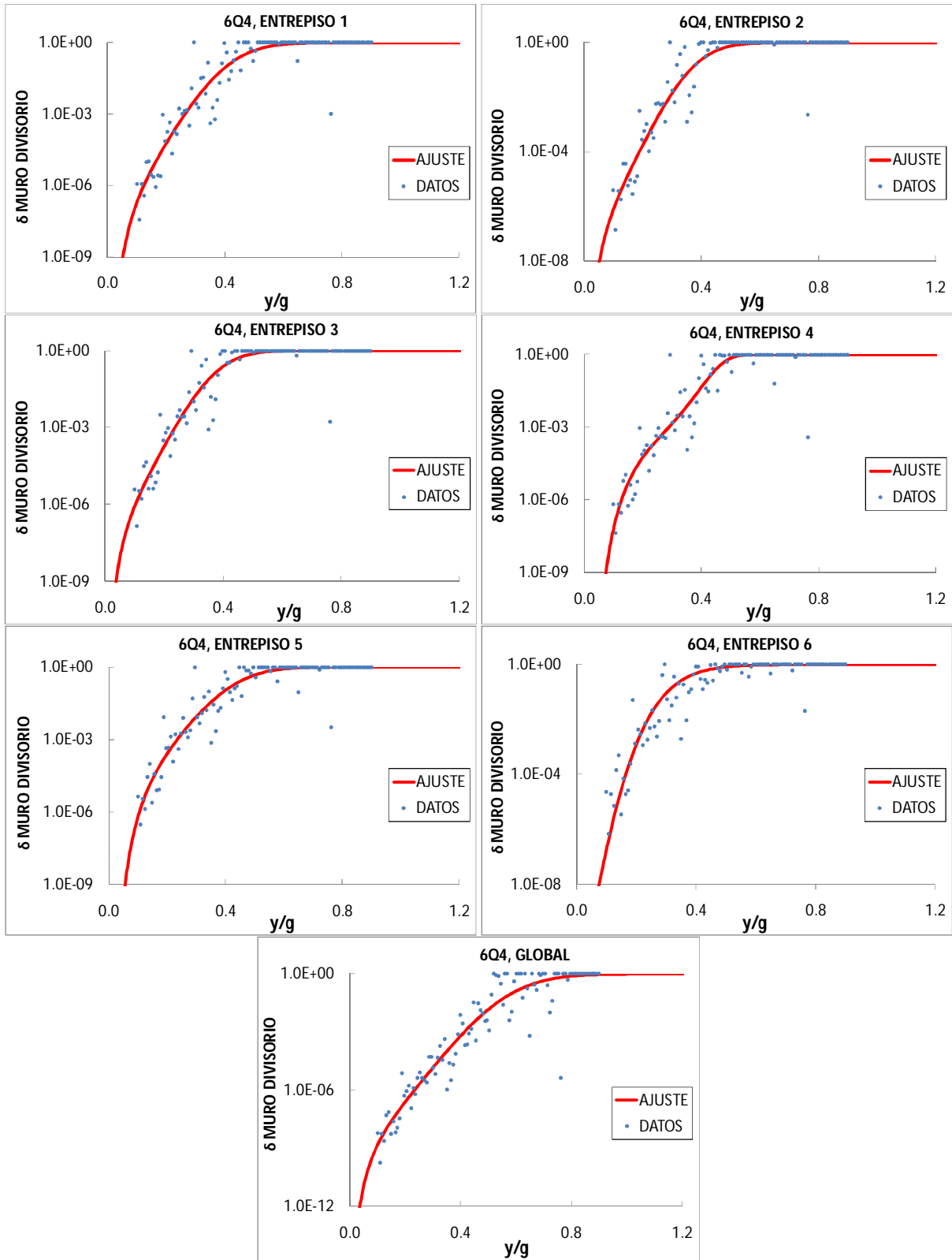


Figura 4.2. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 6 niveles, con $Q=4$, para el caso del muro divisorio (tablarroca), para los entresijos y global.

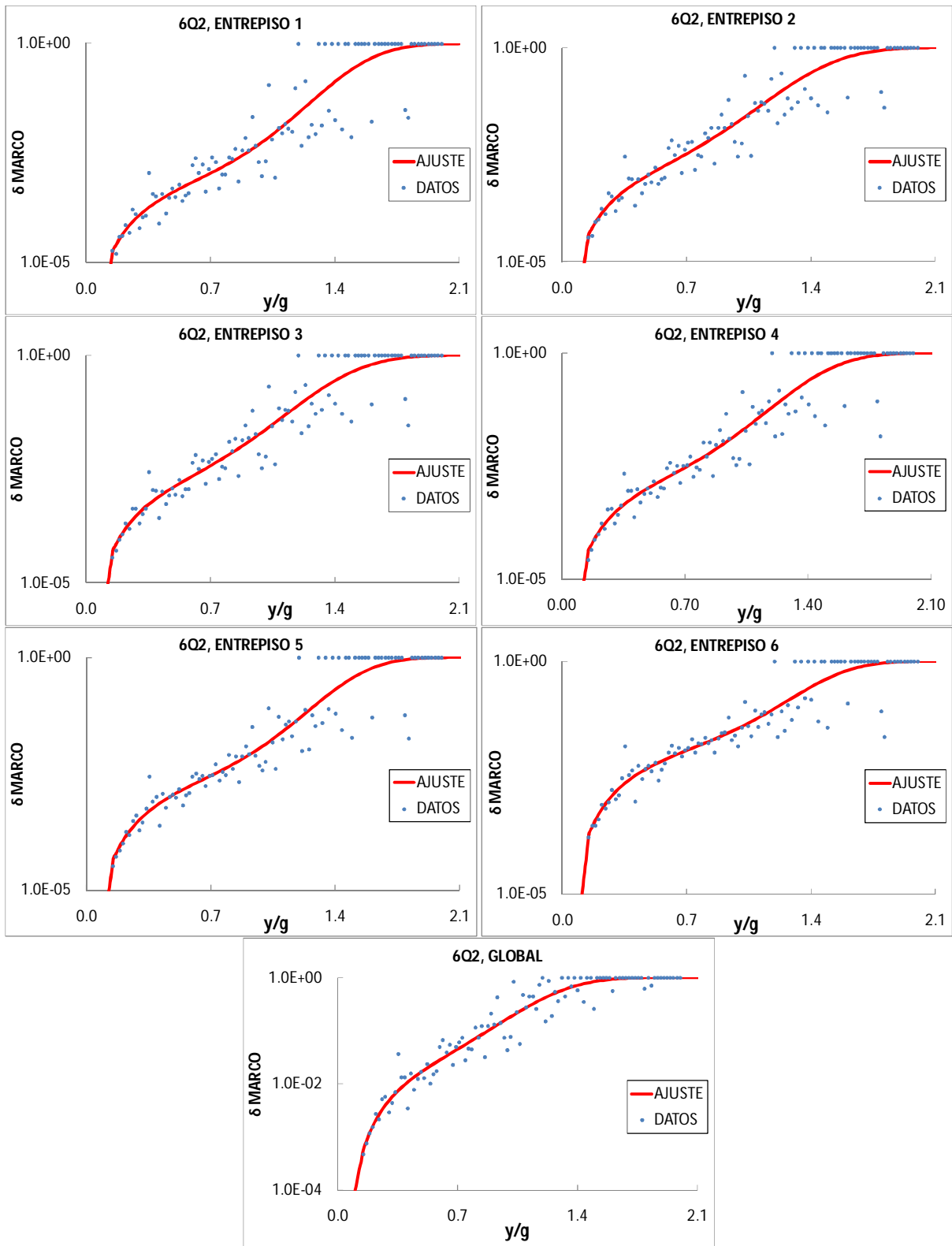


Figura 4.3. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 6 niveles, con $Q=2$, para el caso del marco (trabes y columnas), para los entrepisos y global.

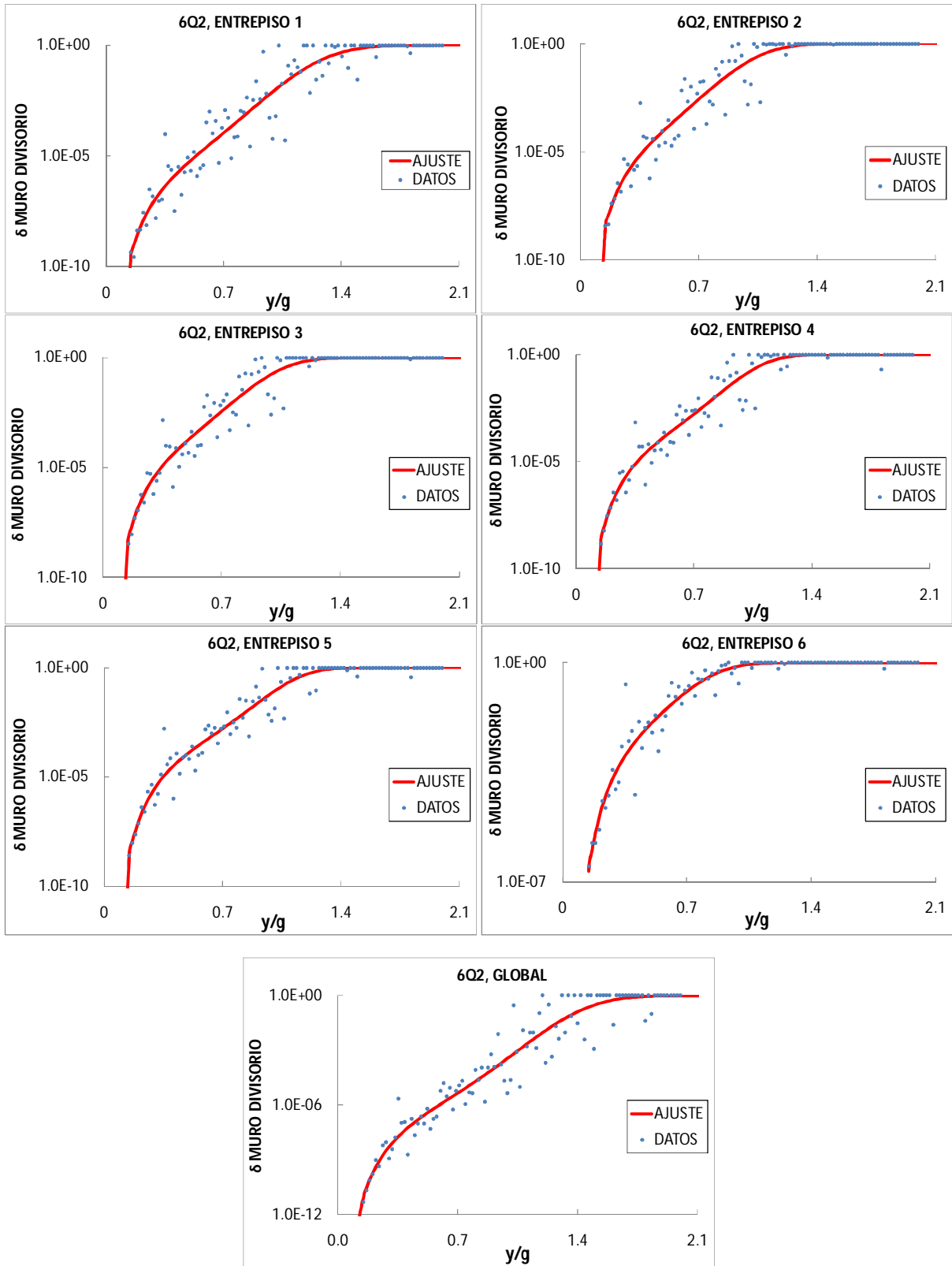


Figura 4.4. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 6 niveles, con $Q=2$, para el caso del muro divisorio (tablarroca), para los entrepisos y global.

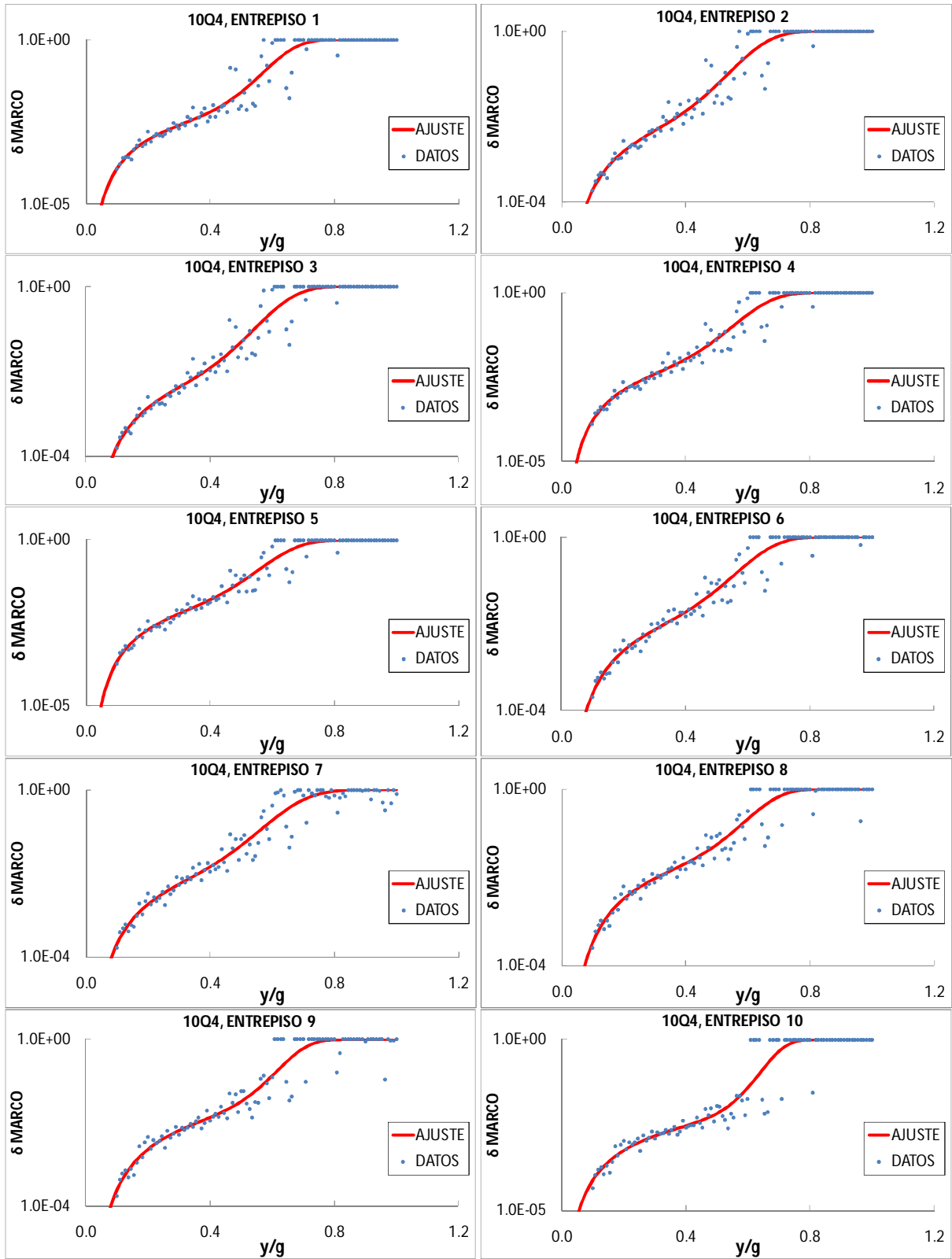


Figura 4.5. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 10 niveles, con $Q=4$ para el caso del marco (trabes y columnas), para los entresijos.

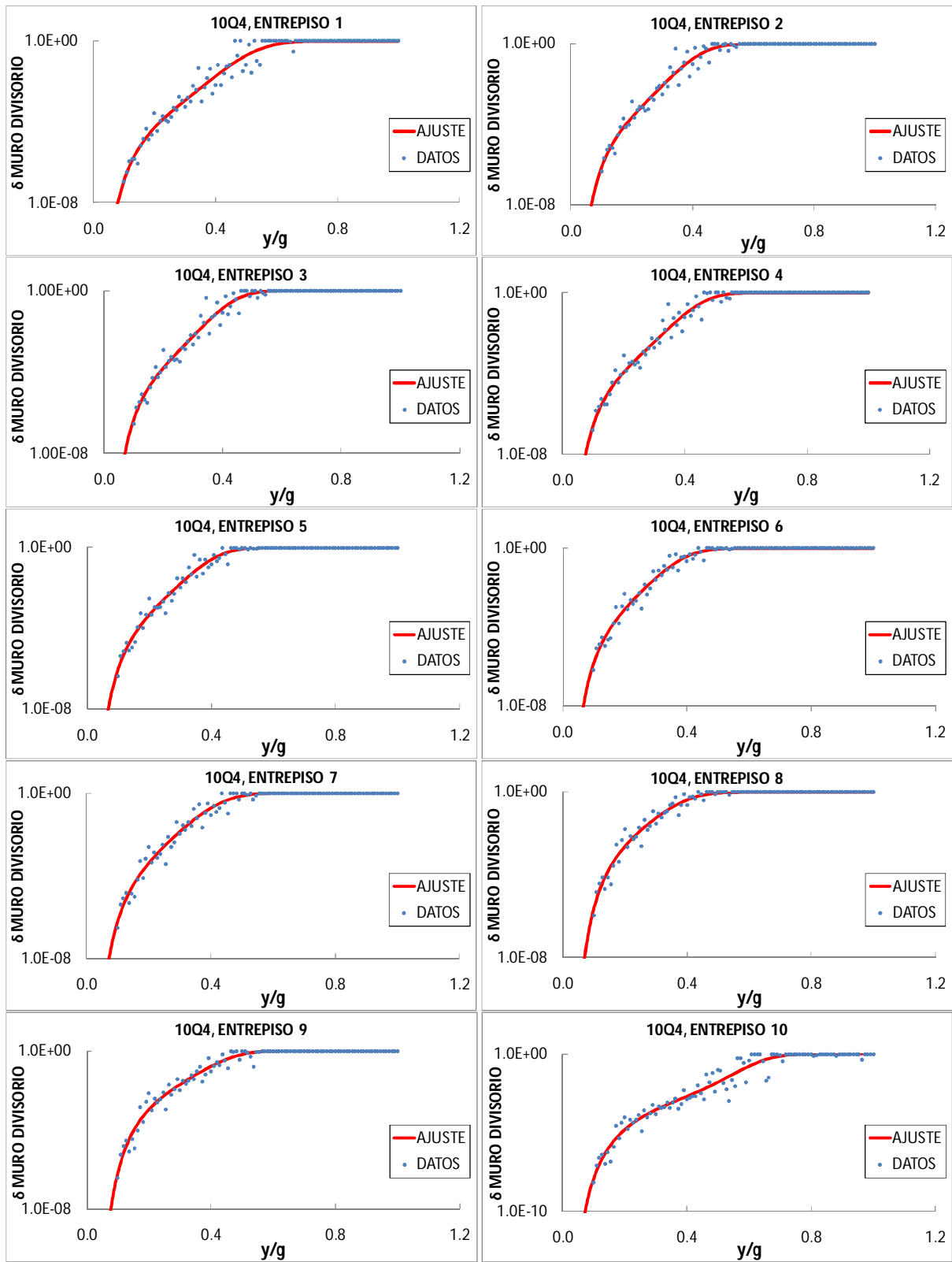


Figura 4.6. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 10 niveles, con $Q=4$, para el caso del muro divisorio (tablarroca), para los entresijos.

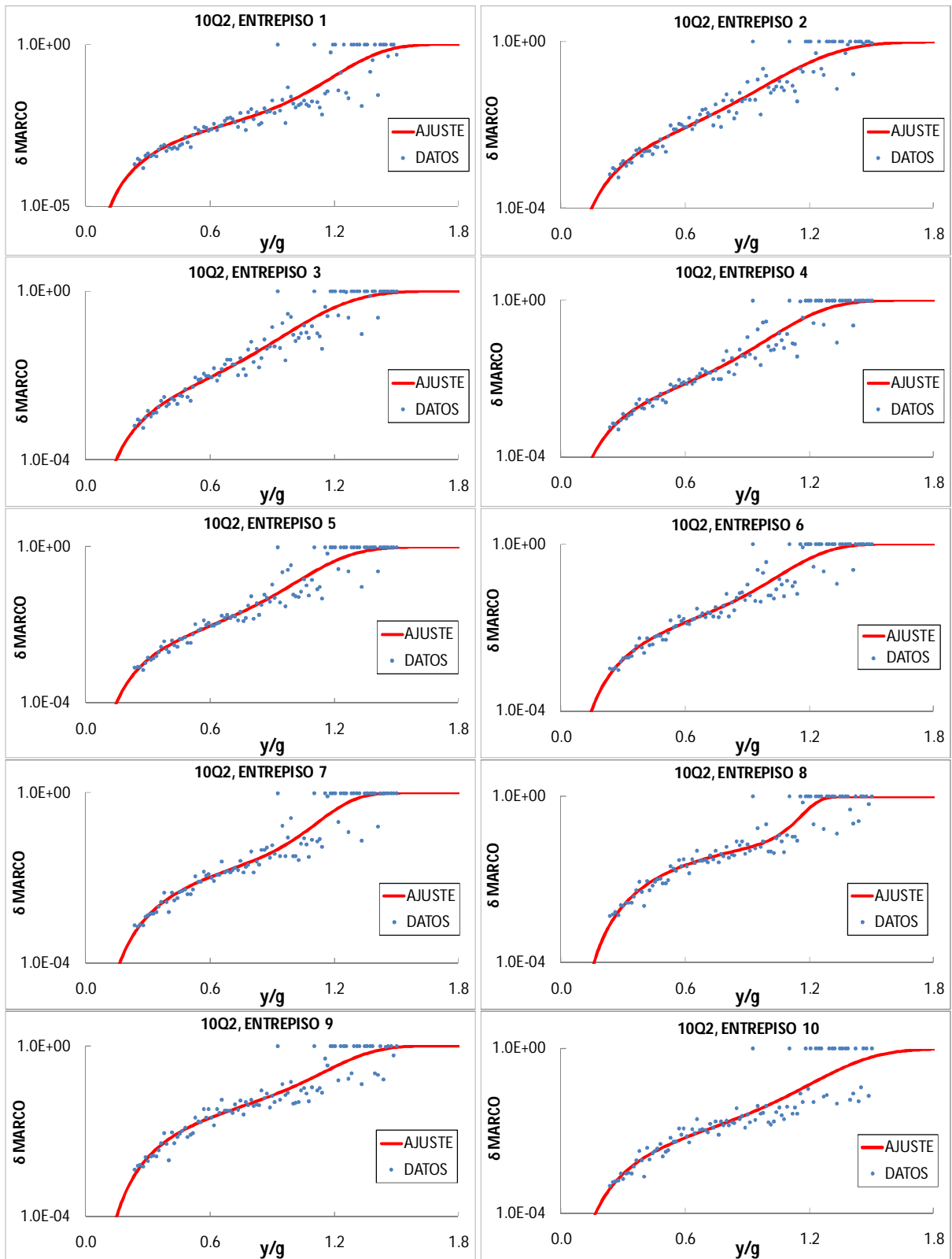


Figura 4.7. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 10 niveles, con $Q=2$, para el caso del marco (trabes y columnas), para los entresijos.

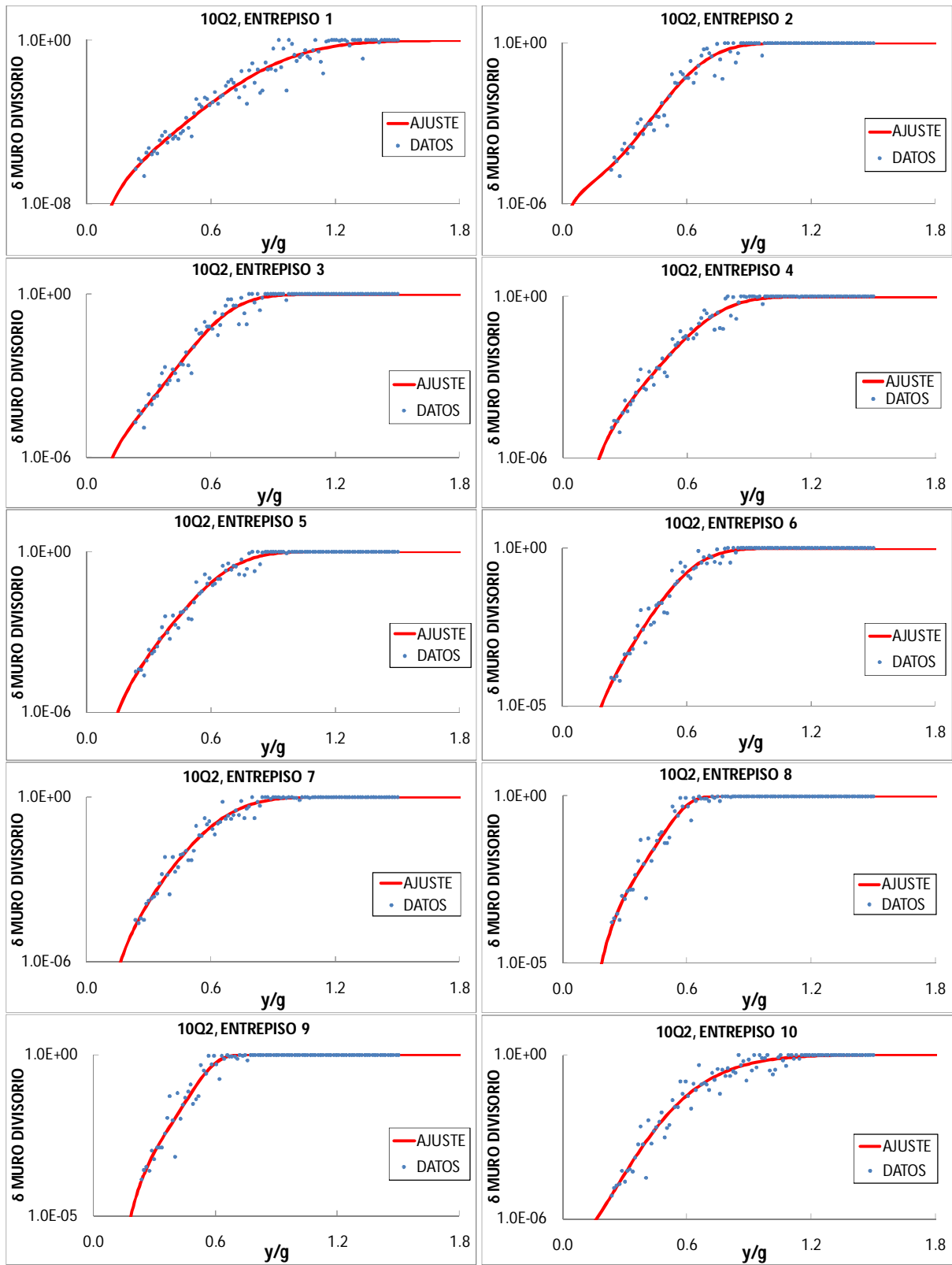


Figura 4.8. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 10 niveles, con $Q=2$ para el caso del muro divisorio (tablarroca), para los entresijos.

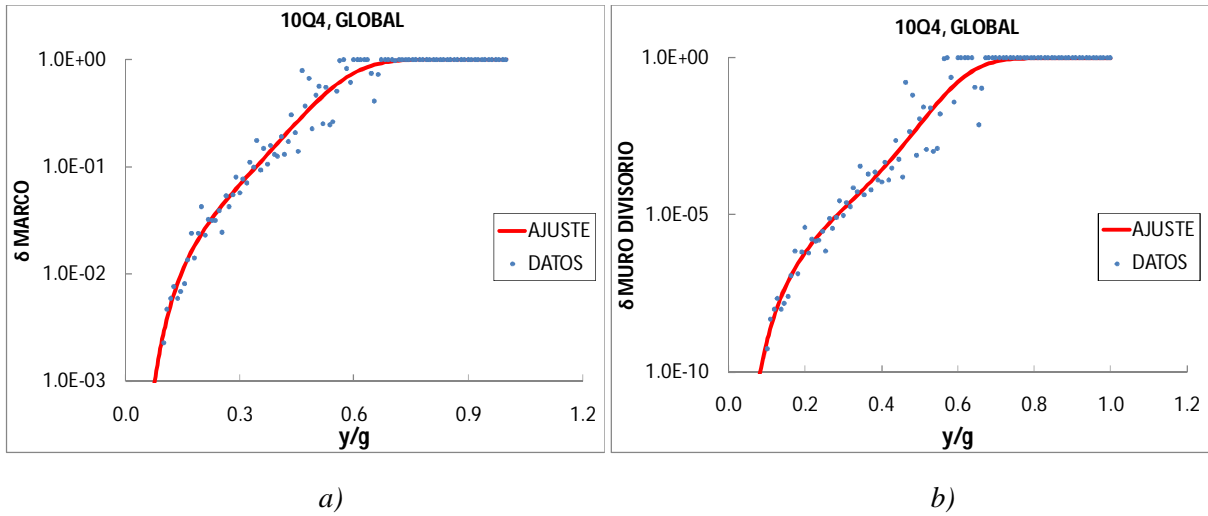


Figura 4.9. Gráficas de funciones de daño físico global del edificio de 10 niveles con $Q=4$, para los casos de: a) Marco (trabes y columnas) y b) Muros divisorios (tablarroca).

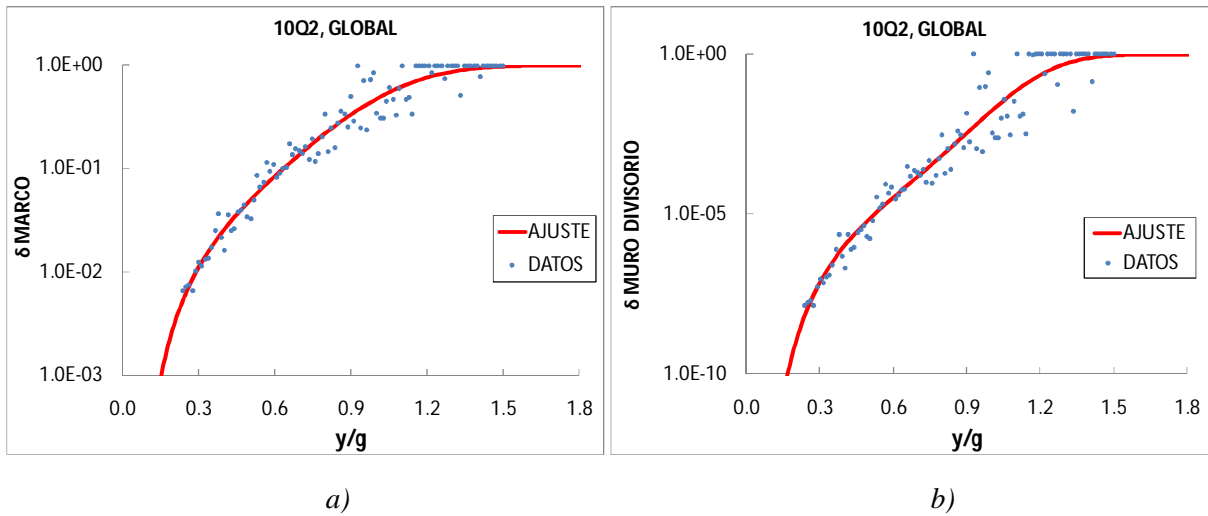


Figura 4.10. Gráficas de funciones de daño físico global del edificio de 10 niveles con $Q=2$, para los casos de: a) Marco (trabes y columnas) y b) Muros divisorios (tablarroca).

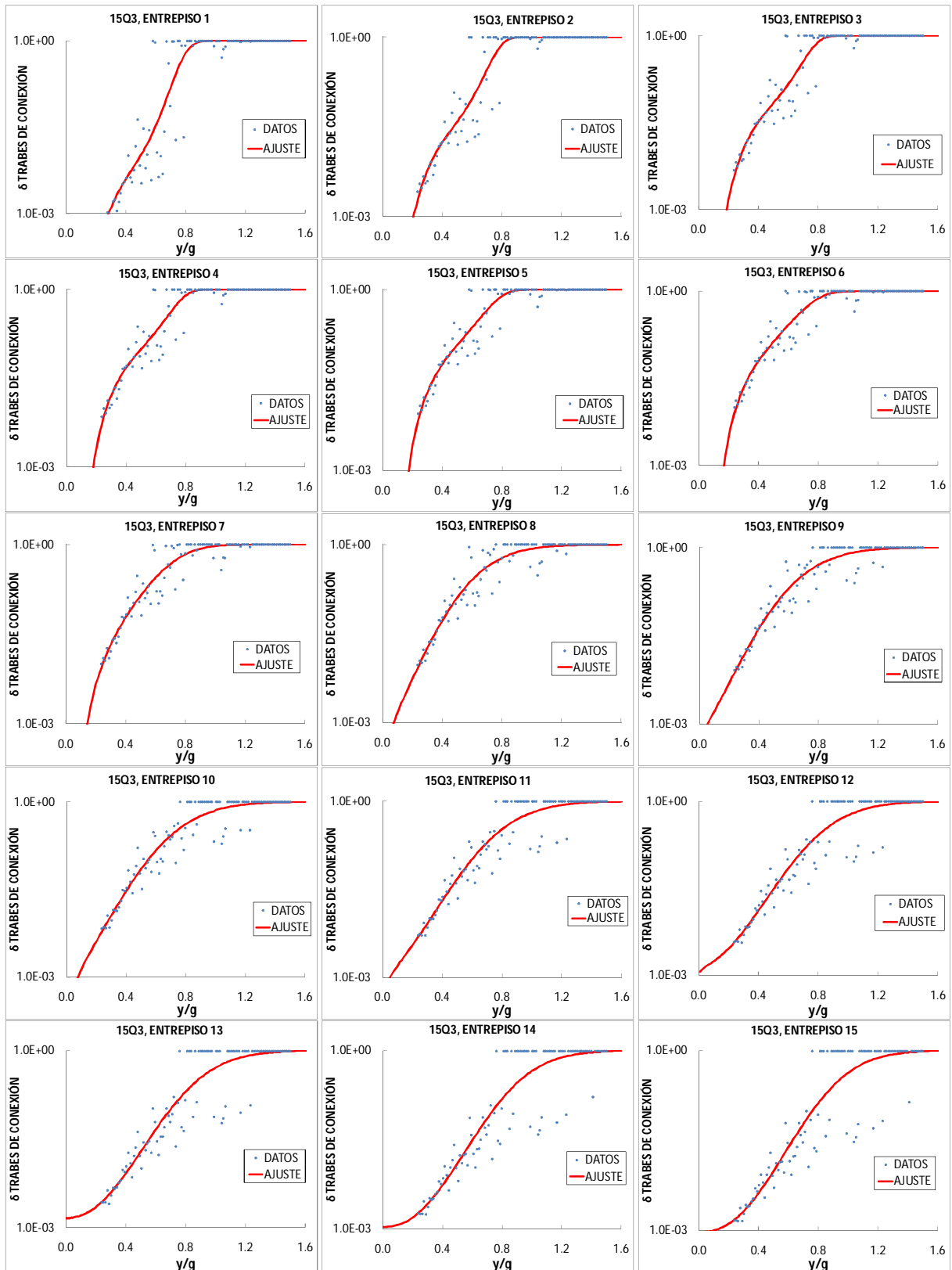


Figura 4.11. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 15 niveles con muro de concreto con $Q=3$, para el caso de Trabes de conexión, para los entrepisos.

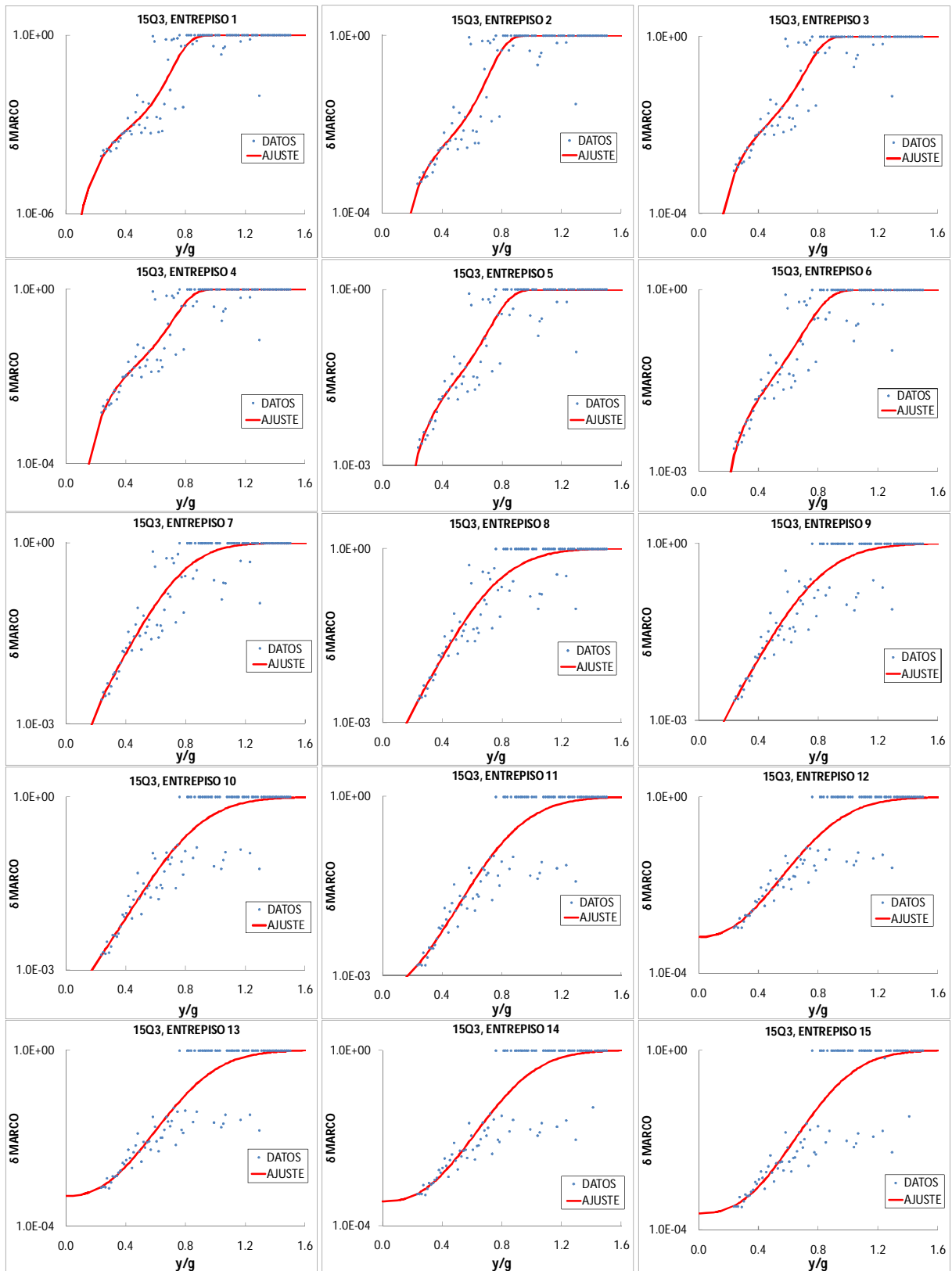


Figura 4.12. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 15 niveles con muro de concreto con $Q=3$, para el caso de marco (excluyendo las traves de conexiones), para los entresijos.

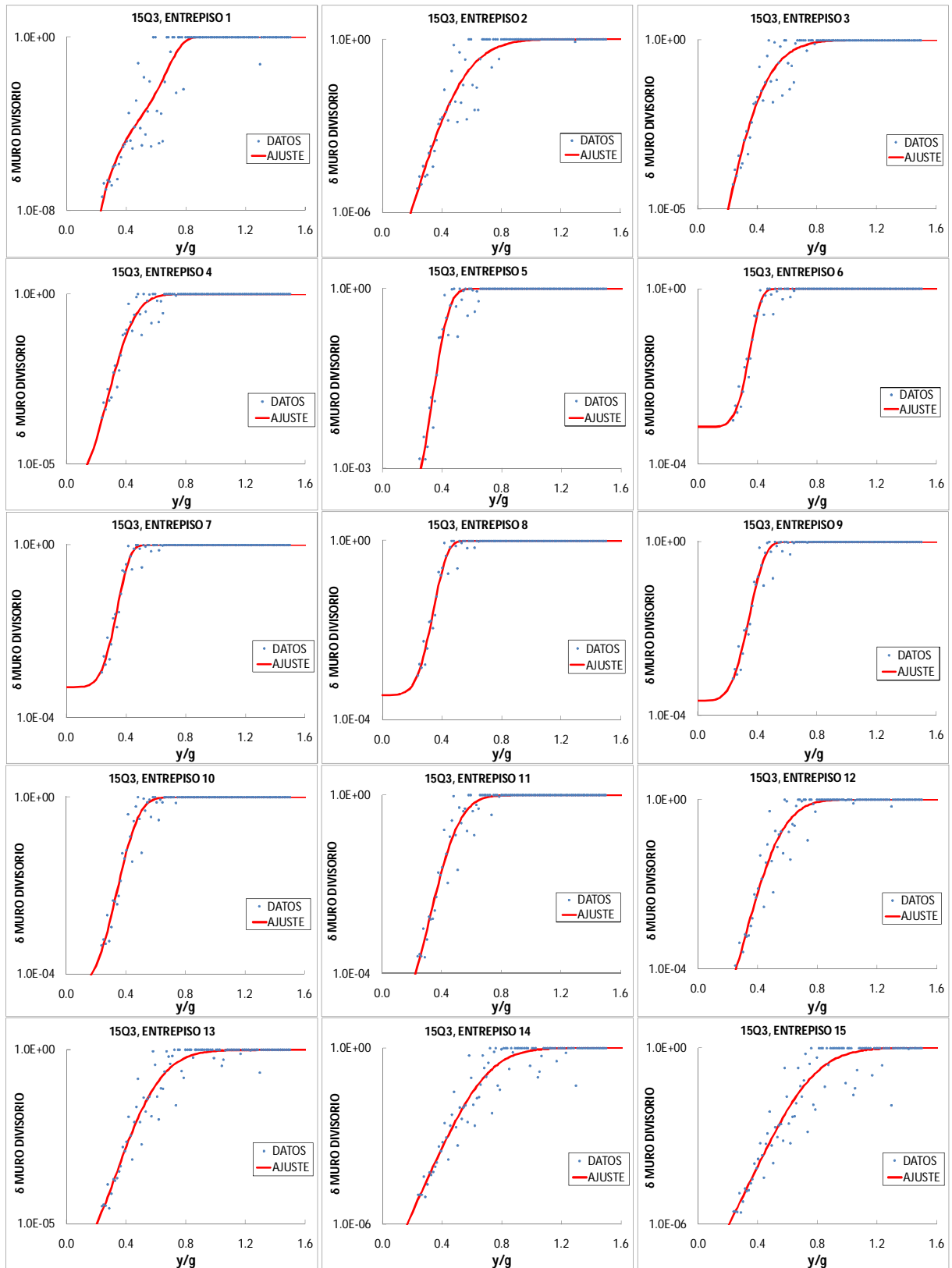


Figura 4.13. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 15 niveles con muro de concreto con $Q=3$, para el caso de muros divisorios, para los entrepisos.

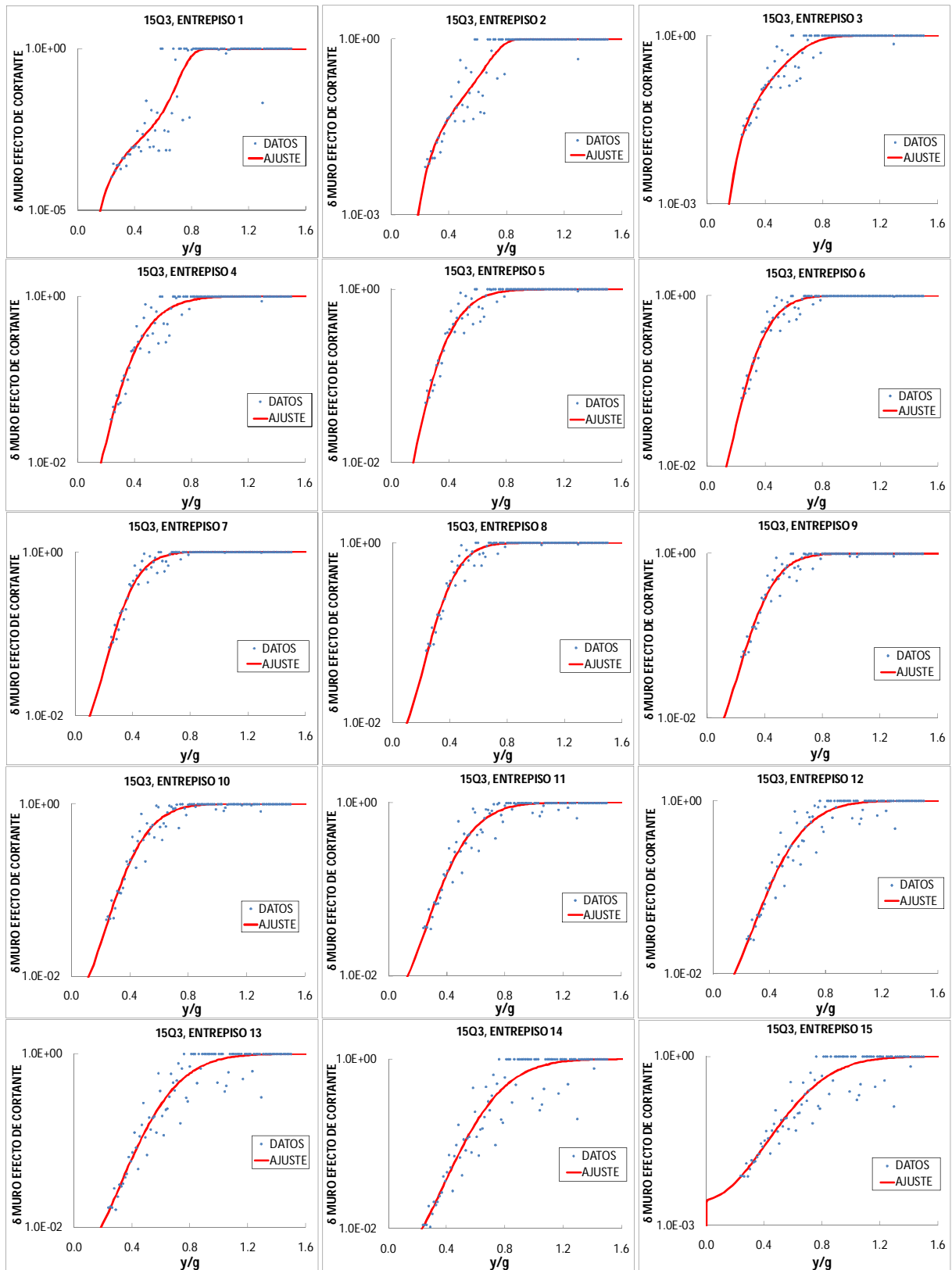


Figura 4.14. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 15 niveles con muro de concreto con $Q=3$, para el caso de muros efecto por cortante (Lefas), para los entrepisos.

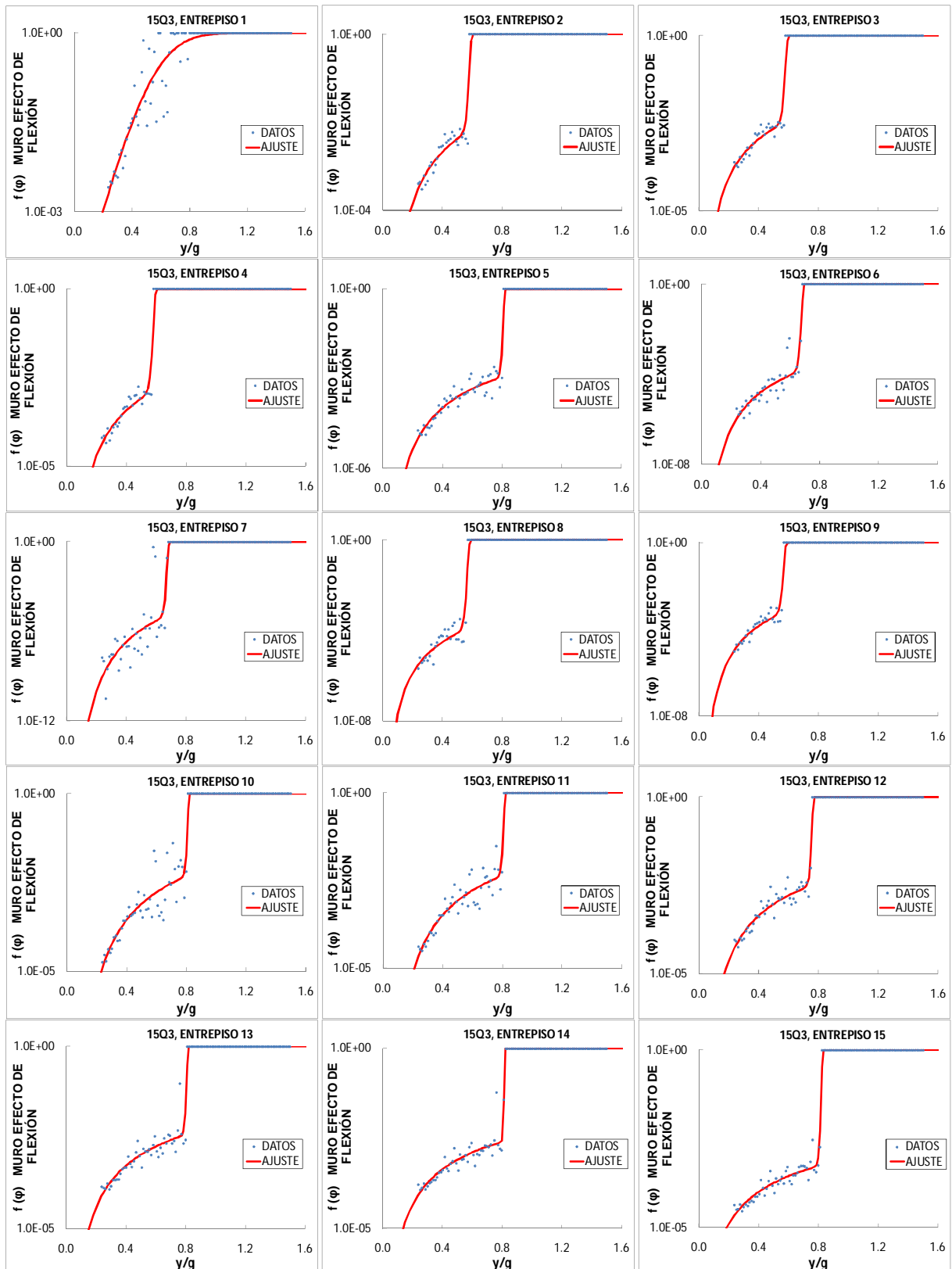


Figura 4.15. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 15 niveles con muro de concreto con $Q=3$, para el caso de muros efecto por flexión, para los entrepisos.

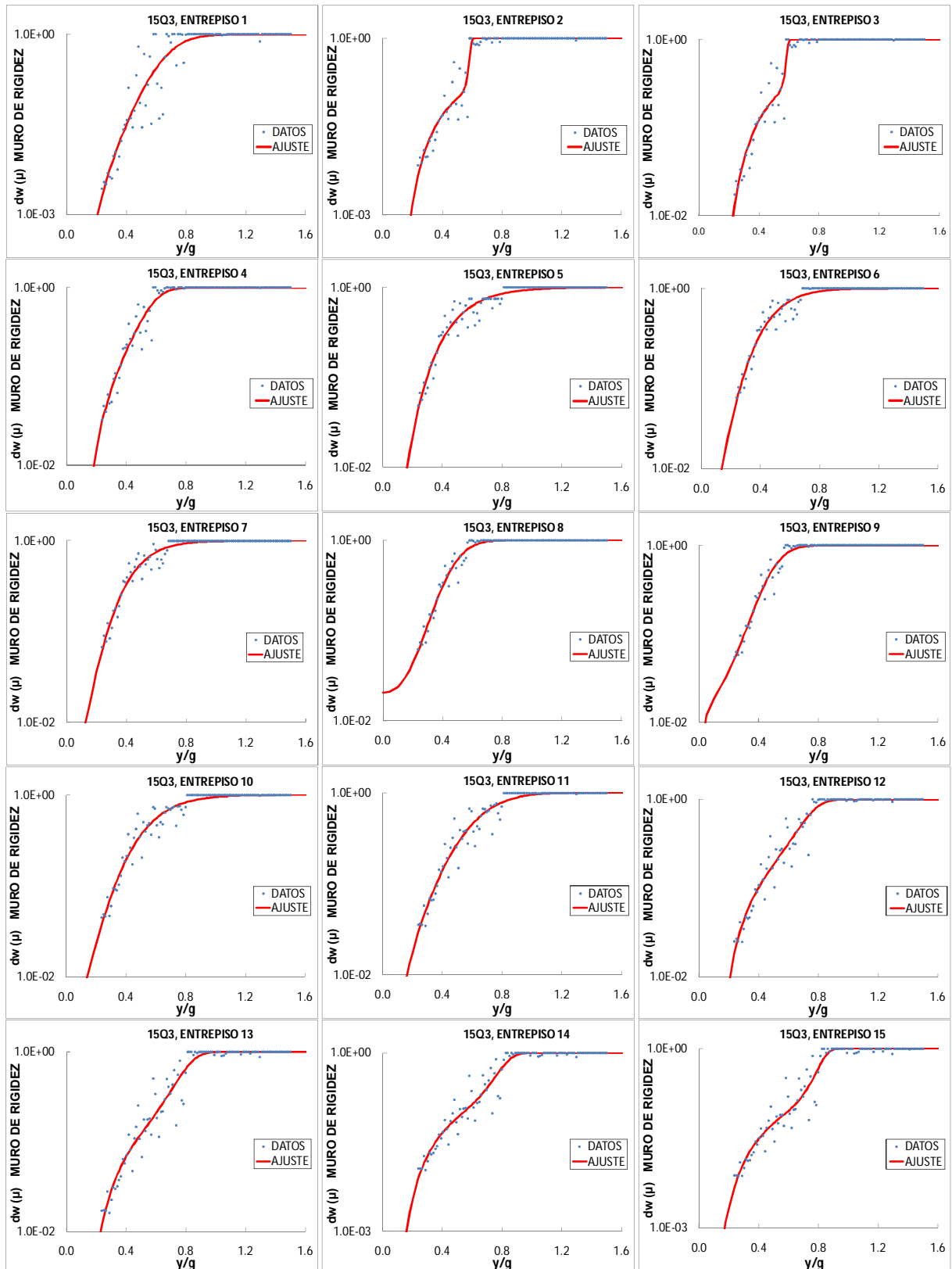


Figura 4.16. Gráficas de funciones de daño físico del edificio de 15 niveles con muro de concreto con $Q=3$, para el caso superposición de efectos de flexión y de cortante, para los entrepisos.

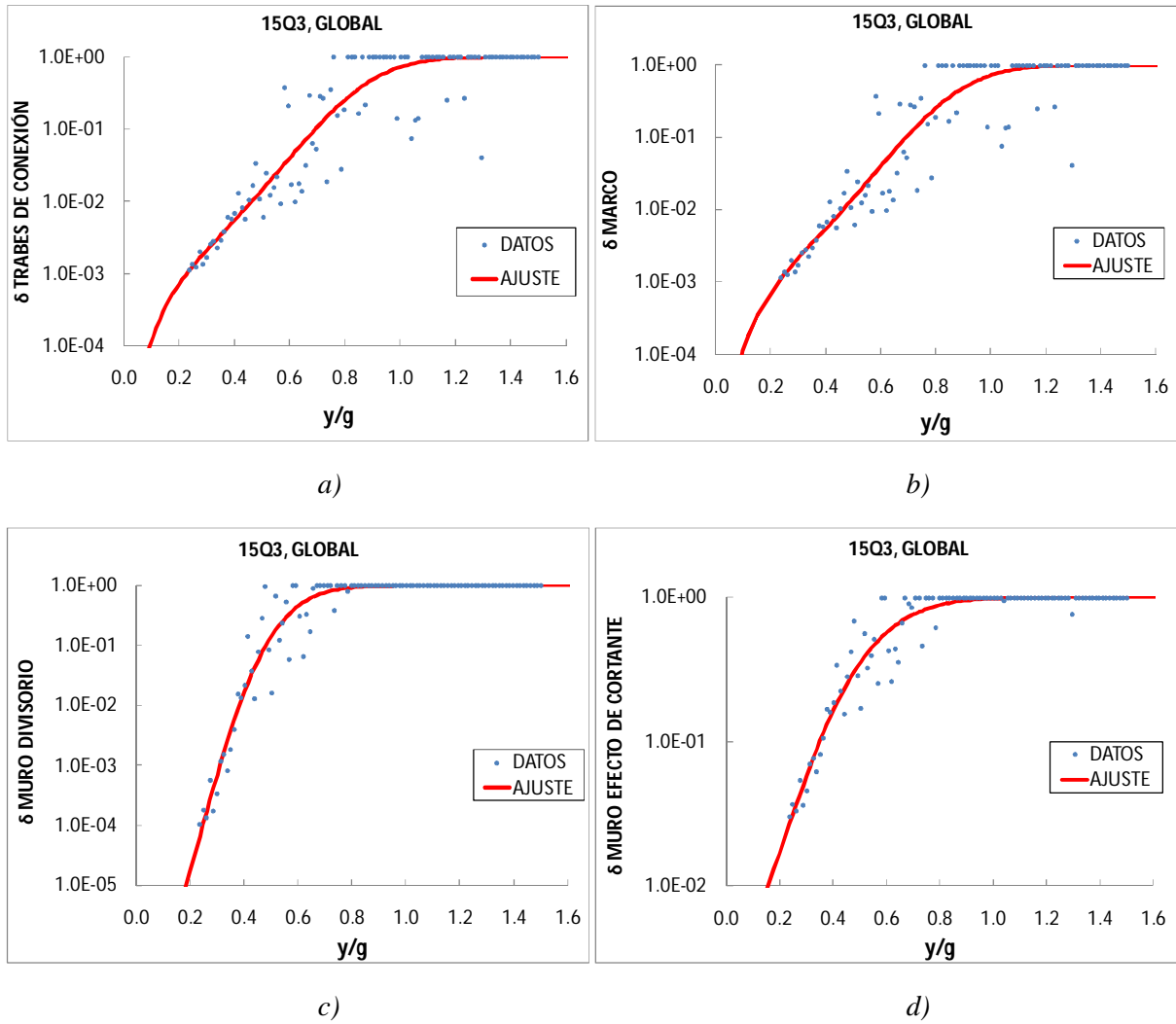


Figura 4.17. Gráficas de funciones de daño físico globales del edificio de 15 niveles, para los casos de: a) Trabes de conexión, b) Marco (excluyendo las trabes de conexión), c) Muros divisorios y d) Efecto de cortante.

A los resultados de daño físicos de todos los sistemas estructurales mostrados con anterioridad, se les ajustó para el valor esperado de daño físico la siguiente expresión:

$$\delta(y) = e^{-Ax^{-B}} e^{-Cx^D} \quad (4.1)$$

En las figuras 4.1 a 4.17 se presentan los ajustes de las funciones de daño físico para los casos estudiados. Los parámetros de ajustes de la ecuación 4.1, para los diferentes entresijos de cada sistema estudiado se muestran en las tablas 4.1 a 4.6.

La tabla 4.1 corresponde al caso del sistema de 6 niveles diseñado con Q=4. En dicha tabla se muestran los parámetros de ajuste de los entresijos y global para los casos de marco (trabe y columna) y muros divisorios. Iguales resultados se presentan en tabla 4.2 pero para el caso en que se tiene un diseño con Q=2.

CONSTANTES	Parámetros de ajuste, para el caso marco(columnas-trabes), del edificio de 6 niveles Q=4						
	Niveles						
	1	2	3	4	5	6	GLOBAL
A	4.697480	5.556380	5.206810	4.491900	3.381020	2.753580	2.218650
B	0.280360	0.195540	0.221970	0.306730	0.402060	0.473120	0.429010
C	5.045390	4.488610	3.940330	3.588830	3.761930	3.967000	9.550800
D	2.781940	2.112470	2.139400	2.717410	3.508060	4.283610	2.875600
CONSTANTES	Parámetros de ajuste, para el caso muros divisorios, del edificio de 6 niveles Q=4						
	Niveles						
	1	2	3	4	5	6	GLOBAL
A	6.170180	6.280280	6.280230	2.961430	3.558470	19.000000	10.476310
B	0.414870	0.367380	0.367380	0.746190	0.607760	0.100000	0.297320
C	15.034210	22.335240	22.335430	219.141030	14.375520	13.000000	6.742340
D	2.661910	2.740050	2.740070	6.381940	2.868730	1.480000	2.604430

Tabla 4.1. Parámetros de ajuste para las funciones de daño físico para el edificio de 6 niveles, Q=4. Para los casos del marco (trabes y columnas) y muros divisorios.

CONSTANTES	Parámetros de ajuste, para el caso marco(columnas-trabes), del edificio de 6 niveles Q=2						
	Niveles						
	1	2	3	4	5	6	GLOBAL
A	6.46851	5.61141	5.45084	5.60009	5.43784	3.92684	2.99308
B	0.27790	0.31099	0.31945	0.31339	0.32534	0.41633	0.48387
C	0.23251	0.35586	0.34769	0.30447	0.22265	0.17887	0.53532
D	4.53713	3.85774	3.97078	4.20645	4.79094	5.05385	3.91185
CONSTANTES	Parámetros de ajuste, para el caso muros divisorios, del edificio de 6 niveles Q=2						
	Niveles						
	1	2	3	4	5	6	GLOBAL
A	9.31069	6.97052	6.26474	6.36355	5.98348	2.79719	11.71310
B	0.45044	0.54041	0.59122	0.60057	0.62840	0.89713	0.40820
C	0.66935	1.32597	1.30606	1.05654	0.84636	2.54724	0.40821
D	3.72075	3.73410	4.03454	4.62591	4.88112	4.07987	4.07558

Tabla 4.2. Parámetros de ajuste para las funciones de daño físico para el edificio de 6 niveles, Q=2. Para los casos del marco (trabes y columnas) y muros divisorios.

En la tabla 4.3 se muestran los parámetros de ajuste de los entrepisos y global para el valor esperado de las funciones de daño físico que corresponde al caso del sistema de 10 niveles diseñado con $Q=4$. Para los casos de marco (trabe y columna) y muros divisorios. De igual manera en la tabla 4.4 se muestran dichos parámetros pero para el caso en que se tiene un diseño con $Q=2$.

Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso marco(columnas-trabes), del edificio de 10 niveles $Q=4$										
	Niveles										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	GLOBAL
A	3.9402	3.42669	3.49121	3.56407	3.1055	2.89145	3.19563	2.64775	2.92047	4.29273	1.37251
B	0.35961	0.39735	0.39462	0.39131	0.43476	0.45822	0.42343	0.48202	0.45285	0.34644	0.63441
C	25.75605	17.65196	17.58443	17.76781	16.93684	16.18957	11.98583	19.91608	27.783	43.96685	17.65292
D	6.34434	5.31955	5.38798	5.54364	5.55158	5.54975	5.16758	6.37251	7.47583	8.94666	4.42249
Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso muros divisorios, del edificio de 10 niveles $Q=4$										
	Niveles										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	GLOBAL
A	3.51751	3.22318	3.18422	3.14334	2.43301	2.27887	2.4639	1.32157	1.34196	3.49715	6.02014
B	0.65829	0.64569	0.66168	0.67967	0.76145	0.77453	0.76431	0.99872	1.02529	0.71597	0.53854
C	22.91614	47.98126	53.50041	52.25834	57.14174	57.16866	35.60876	53.41975	50.63143	24.6649	21.76307
D	4.25568	4.04582	4.28109	4.45043	4.17019	3.92827	3.80823	4.0278	4.77735	6.21627	5.22415

Tabla 4.3. Parámetros de ajuste para las funciones de daño físico para el edificio de 10 niveles, $Q=4$. Para los casos del marco (trabes y columnas) y muros divisorios.

Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso marco(columnas-trabes), del edificio de 10 niveles $Q=2$										
	Niveles										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	GLOBAL
A	5.01741	4.07587	4.07471	4.16485	3.84913	3.42301	3.49679	2.71113	2.88045	3.9836	2.21946
B	0.39324	0.43115	0.42712	0.42459	0.45932	0.51947	0.53725	0.67083	0.61505	0.47023	0.60152
C	0.23814	0.55007	0.64232	0.59384	0.55177	0.47054	0.30582	0.09801	0.25628	0.22923	1.08926
D	6.04429	4.22346	4.33356	4.88438	5.1809	5.69727	7.42805	14.22515	6.25562	5.27542	3.31136
Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso muros divisorios, del edificio de 10 niveles $Q=2$										
	Niveles										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	GLOBAL
A	9.48036	9.79106	7.06343	5.1723	5.66272	4.99198	5.32494	2.0733	2.26832	16.77077	8.19351
B	0.32213	0.11759	0.32895	0.57249	0.48163	0.5219	0.54599	1.02799	0.96162	2.83846E-13	0.58346
C	1.65381	5.3886	5.50039	3.96567	4.58796	6.36443	4.2335	32.70944	34.01272	3.6234	0.68976
D	2.52969	2.81887	3.15987	3.41235	3.01177	3.13521	2.7894	5.79798	5.72543	1.62979	4.58611

Tabla 4.4. Parámetros de ajuste para las funciones de daño físico para el edificio de 10 niveles, $Q=2$. Para los casos del marco (trabes y columnas) y muros divisorios.

La tabla 4.5 corresponde al caso del sistema dual estudiado en este trabajo. En dicha tabla se muestran los parámetros de ajuste de los entrepisos y global para los casos de marco (trabe y columna, excluyendo las trabes de conexión), las trabes de conexión y muros divisorios.

En la tabla 4.6 se muestran los parámetros de ajuste para el caso del muro de concreto del sistema dual, para el caso de los efectos de cortante, de flexión y la superposición de ambos efectos.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE RESPUESTA

Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso marco(columnas-trabes) excluyendo las trabes de conexión.															
	Niveles															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	GLOBAL
A	4.90899	3.54039	2.8851	2.43994	2.20916	2.14656	4.17612	5.43444	5.40776	5.61475	6.60699	7.31477	7.60785	7.93625	8.3573	4.43576
B	0.46376	0.56239	0.636	0.70559	0.74776	0.74659	0.30263	0.16366	0.17148	0.14254	0.05119	1.9E-24	3.8E-14	1.5E-13	4.1E-37	0.31302
C	8.48959	7.83132	7.2348	6.56024	5.54962	4.24938	2.60881	2.52806	2.27102	2.13324	2.14305	2.11585	2.0217	1.9373	1.86704	2.59469
D	6.99696	6.99952	7.02284	6.96667	6.63518	5.81785	2.49933	2.08051	2.0839	2.22453	2.19558	2.26585	2.39489	2.4932	2.5659	3.31874
Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso trabes de conexión.															
	Niveles															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	GLOBAL
A	3.20516	1.98331	1.50024	1.23382	1.1206	1.148	1.87696	5.36225	6.08533	5.20044	5.64432	6.2035	6.54202	6.84034	6.98212	4.43576
B	0.6097	0.7975	0.91801	1.00648	1.04348	1.00675	0.67767	0.11423	0.05484	0.12063	0.07087	0.01969	7.5E-15	3.6E-27	1.4E-14	0.31302
C	10.1304	11.7287	10.9981	9.25232	7.12489	5.1686	3.3624	3.45725	3.1558	2.70823	2.53805	2.41728	2.2881	2.15333	2.09925	2.59469
D	7.2304	7.79296	7.72408	7.26244	6.41731	5.24017	3.02174	1.75066	1.65778	1.84597	1.93147	2.03259	2.17484	2.27222	2.35384	3.31874
Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso muros divisorios															
	Niveles															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	GLOBAL
A	4.73361	14.2745	18.7681	12.9759	8.97147	7.27452	7.58874	7.93922	8.43985	9.93442	11.9184	12.9519	13.8236	9.55049	10.9262	15.1807
B	0.9214	0.11087	6.1E-14	1.7E-47	2.7E-22	1.1E-53	2.8E-15	2.1E-14	7.9E-51	1.7E-35	1.4E-15	8.4E-14	1.5E-12	0.23152	0.19426	9.5E-26
C	15.913	5.15807	6.89502	14.5375	62.3635	331.749	163.926	118.127	74.0483	24.7445	11.3981	7.30203	5.23516	3.89239	3.11459	8.19203
D	8.13482	1.93095	1.67709	2.46352	4.04808	5.73354	4.95812	4.68916	4.3352	3.3009	2.5403	2.24453	2.1036	2.45043	2.41229	2.01078

Tabla 4.5. Parámetros de ajuste para las funciones de daño físico para el edificio de 15 niveles, diseñado con $Q=3$, para los casos de: Marco (trabes-columnas), excluyendo las trabes de conexión, trabes de conexión y muros divisorios.

Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso muro de concreto (Efecto de cortante).															
	Niveles															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	GLOBAL
A	4.22834	1.24269	0.96444	6.98976	6.9423	6.11499	5.24337	5.156	5.31316	5.29975	5.34899	5.34218	5.48219	5.58915	5.73504	5.83645
B	0.53728	1.01835	1.04134	8.5E-13	1.3E-36	8.4E-22	8.8E-24	8.9E-24	8.7E-14	1.4E-12	5.7E-26	5.4E-28	1.4E-12	1.2E-09	0.0055	5.5E-16
C	13.0851	10.5251	4.77778	5.74539	6.79943	8.20473	9.49372	8.98411	7.68986	6.25335	5.12472	4.19451	3.49212	3.08628	2.78471	5.56748
D	7.9592	6.89481	3.84205	1.46646	1.49485	1.67036	1.88334	1.9117	1.83598	1.78455	1.7453	1.75885	1.79014	1.90387	1.99534	1.70675
Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso muro de concreto (Efecto de flexión).															
	Niveles															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	GLOBAL
A	4.90933	3.81782	4.46236	5.18348	6.18321	7.5038	9.08504	7.31425	5.66985	4.66846	4.82416	5.07615	5.06542	5.50168	7.0429	
B	0.28872	0.52244	0.46108	0.45914	0.43395	0.42117	0.58181	0.38478	0.48619	0.61098	0.55629	0.46037	0.43333	0.37118	0.29224	
C	4.96801	2.8E+10	1.5E+10	1.4E+10	1.5E+10	3.9E+09	1.8E+11	3.7E+10	3.2E+10	2.1E+10	1E+10	8.7E+09	1.5E+10	2.3E+21	2.1E+09	
D	2.30296	44.3603	43.0129	42.9558	109.621	56.7495	65.1729	42.9033	42.6909	111.139	107.778	81.6664	109.931	237.683	107.486	
Parámetros	Parámetros de ajuste, para el caso muro de concreto (Efecto de flexión más efecto de cortante)															
	Niveles															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	GLOBAL
A	2.71898	1.09369	0.59884	0.88728	10.6633	7.23476	6.68404	3.89742	3.06288	6.21208	2.21798	0.9147	1.14182	1.40744	1.64002	
B	0.62251	1.10865	1.38266	0.96881	2.8E-22	3.8E-16	1.6E-12	1.2E-13	0.12362	2.8E-13	0.4477	1.02839	0.94628	0.86598	0.81955	
C	4.79059	1.7E+10	2.9E+10	13.8574	5.18876	6.05092	6.34769	11.4638	12.1196	4.80069	3.72506	7.45584	5.66938	7.32754	11.9378	
D	2.94455	43.7278	44.8126	4.3175	1.00538	1.31104	1.37648	2.47821	2.81968	1.40325	2.12246	6.27179	6.97161	8.57907	11.2213	

Tabla 4.6. Parámetros de ajuste para las funciones de daño físico para el edificio de 15 niveles, diseñado con $Q=3$, para el muro de concreto para los casos: efecto de cortante, efecto de flexión y la superposición de ambos efectos.

CAPITULO 5

ANÁLISIS DE COSTOS

5.1 COSTO INICIAL DE LOS MATERIALES

En el costo inicial de una estructura, que aquí en adelante definiremos como costo total C_{OT} , intervienen varios costos parciales que son: el costo directo, el costo indirecto y la utilidad a la que se hace acreedora la persona física o moral que ejecuta la construcción.

El análisis del costo total es dinámico, ya que depende de diversos factores tales como el mejoramiento constante de los materiales, equipos, procesos constructivos, técnicas de planeación, incrementos de costos de adquisición y otros, por lo que es necesario realizar una actualización constante de los análisis de costo. Con base en lo anterior, en este trabajo se realiza una evaluación aproximada del costo total de la estructura.

El costo directo se puede estimar en forma aceptable y con buena aproximación a partir de los volúmenes de obra que nos arroja el diseño de la estructura. En este trabajo los volúmenes de obra se obtienen a partir de los edificios de propiedades nominales del diseño final, con las secciones mostradas en las tablas 3.1 a 3.5.

Si se conoce el volumen de obra (del concreto y del acero) de los elementos estructurales (trabes, columnas, muros etc.) se puede estimar el costo directo de los elementos estructurales, y si a estos se les suma el costo directo del sistema de piso, podremos tener el costo directo del sistema estructural-sistema de piso.

En forma general, el costo directo se forma a partir del costo de los materiales empleados y el costo de la mano de obra. El costo del material, en este caso de estructuras de concreto reforzado, podemos dividirlo en tres grupos; el costo del concreto, del acero y la cimbra. De acuerdo con Suárez (1971) el costo de la cimbra tiene un peso importante en el costo directo. Debido a ello el costo de la cimbra se evalúa en forma separada del costo del concreto y el acero.

En lo que sigue se hace una evaluación de la contribución del costo de los materiales (acero, concreto y cimbra), en el costo total de la estructura. Según estudios previos (Sierra, 2002 e Ismael, 2003):

sea

$$C_{OM} = C_{DM} + C_{IM} + U_M \quad (5.1)$$

En donde C_{OM} es el costo total de los materiales, C_{DM} el costo directo de los materiales, C_{IM} el costo indirecto de los materiales y U_M la utilidad de los materiales.

Una estimación aproximada para el costo indirecto de los materiales, C_{IM} , es que éste corresponde al 20% del costo directo de los materiales

$$C_{IM} = 0.20C_{DM} \quad (5.2)$$

Por otra parte, la utilidad se puede tomar como un porcentaje de la suma del costo directo y el indirecto, como a continuación se muestra.

$$U_M = (C_{DM} + C_{IM})\gamma \quad (5.3a)$$

$$U_M = (1.20C_{DM})\gamma \quad (5.3b)$$

Donde γ es un porcentaje expresado en forma decimal. Los valores de γ dependen del tipo de construcción y volumen de obra, pero el intervalo se encuentra entre el 10% y el 20%.

Sustituyendo las ecuaciones 5.2 y 5.3b en la ecuación 5.1, tenemos el costo total de los materiales expresado en términos del costo directo.

$$C_{OM} = (1.20C_{DM})(1 + \gamma) \quad (5.4)$$

Como se mencionó anteriormente, el costo directo lo forman el costo de los materiales (acero, concreto, cimbra) y el costo de la mano de obra. Este último costo generalmente se puede tomar como proporcional a la cantidad de obra. Una aproximación de este costo es la de tomarlo igual al 40% del costo de los materiales. Por lo tanto el costo directo de los materiales resulta.

$$C_{DM} = 1.4(C_{ac} + C_{ci}) \quad (5.5)$$

Donde C_{ac} es el costo del acero y concreto empleado en la obra y C_{ci} es el costo de la cimbra empleada en obra.

Sustituyendo la ecuación 5.5 en la ecuación 5.4, se obtiene.

$$C_{OM} = 1.68(C_{ac} + C_{ci})(1 + \gamma) \quad (5.6)$$

Se puede observar de la ecuación anterior que el costo total de la estructura varía significativamente, de acuerdo al valor que se le asigne a γ . En este trabajo se utilizó un valor de 15%. La ecuación 5.6 puede aplicarse tanto para evaluar el costo total de los materiales como de los sistemas de piso y acabados.

En las tablas 5.1 a 5.5 se muestran los costos totales en función de los materiales de los casos estudiados para cada elemento estructural y no estructural calculados a partir de la ecuación 5.6. Para el caso del edificio de 15 niveles se incluyen además los costos de las trabes de conexión y de los muros de concreto.

5.2 COSTO INICIAL DE LOS DIFERENTES SUBSISTEMAS DE LA ESTRUCTURA.

El costo total inicial de la estructura C_{OT} , está compuesto por el costo inicial de los materiales tanto de los elementos estructurales que forman los marcos como del sistema de piso, así como por el costo inicial de los acabados y las instalaciones.

Como se vio anteriormente, el costo inicial de los materiales se puede calcular de manera bastante aproximada, sin embargo, el costo de los acabados e instalaciones no es tan fácil.

Debido a lo anterior en este trabajo se utilizan relaciones entre los diferentes costos que intervienen en el costo total inicial de la estructura. Sean C_{OED} el costo inicial de todos los subsistemas estructurales y no estructurales que forman la estructura (trabes, columnas, muros de rigidez y muros divisorios), C_{OSP} el costo inicial del sistema de piso, el cual se supone no sufre daño (pero que se incluye cuando se

tiene el colapso de la estructura), C_{OA} el costo inicial de los acabados y C_{OI} el costo inicial de las instalaciones. De acuerdo con estudios previos (Sierra 2002 e Ismael 2003), se suponen las siguientes relaciones.

$$C_{OED}/C_{OT} = 0.30 \quad (5.7)$$

$$C_{OSP}/C_{OT} = 0.20 \quad (5.8)$$

$$C_{OA}/C_{OT} = 0.25 \quad (5.9)$$

$$C_{OI}/C_{OT} = 0.25 \quad (5.10)$$

De este modo el costo total de una estructura queda definido por la siguiente ecuación:

$$C_{OT} = C_{OED} + C_{OSP} + C_{OA} + C_{OI} \quad (5.11)$$

Las relaciones de los costos de los subsistemas estructurales y no estructurales $C_{OED}/C_{OT} = 0.30$ y del sistema de piso $C_{OSP}/C_{OT} = 0.20$ se propusieron haciendo un cálculo aproximado de los costos de tales sistemas.

En el caso de los acabados y de las instalaciones, dado que no se tiene información precisa, se supuso que cada uno contribuía en igual cantidad, es decir 0.25 del costo inicial total.

En las tablas 5.1 a 5.5 se muestran los costos totales para cada subsistema en función al costo de los materiales C_{OM} . En las mismas tablas se presentan los valores del costo inicial total C_{OT} de los elementos muros divisorios, marco, traveses de conexión y muros de concreto de las estructuras estudiadas, global y por entrepiso. Estos costos son los que se utilizan posteriormente para la obtención de las funciones de vulnerabilidad.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE COSTOS

Nivel	C _{OM} (costo total de la estructura en función de los materiales)			costos iniciales \$			costos iniciales, para cada elemento estructural y no estructural		
	(muros)	(materiales)	total (muros + materiales)	subsistemas	sistema de piso	acabados e instalaciones	muros divisorios	marco	total \$\$\$
							(muros)	(materiales)	(muros + materiales)
	C _{OM}	C _{OM}	C _{OM}	C _{OED}	C _{OSP}	C _{OA} Y C _{OI}	C _{OT}	C _{OT}	C _{OT}
1	47159	338966	386125	386125	257417	321771	157197	1129887	1287085
2	29717	306920	336637	336637	224425	280531	99056	1023068	1122124
3	30277	291672	321950	321950	214633	268291	100925	972240	1073165
4	30277	290147	320424	320424	213616	267020	100925	967155	1068080
5	31399	253411	284810	284810	189873	237342	104663	844703	949366
6	33745	208658	242403	242403	161602	202003	112484	695527	808011
total	202575	1689774	1892349	1892349	1261566	1576958	675250	5632582	6,307,831

Tabla 5.1. Costos iniciales de los elementos estructurales y no estructurales. Para el edificio de 6 niveles con Q=4.

Nivel	C _{OM} (costo total de la estructura en función de los materiales)			costos iniciales \$			costos iniciales, para cada elemento estructural y no estructural		
	(muros)	(materiales)	Total (Muros + Materiales)	subsistemas	sistema de piso	acabados e instalaciones	muros divisorios	marco	total \$\$\$
							(muros)	(materiales)	(muros + materiales)
	C _{OM}	C _{OM}	C _{OM}	C _{OED}	C _{OSP}	C _{OA} Y C _{OI}	C _{OT}	C _{OT}	C _{OT}
1	44758	413068	457826	457826	305217	381522	149193	1376894	1526087
2	27352	359109	386461	386461	257641	322051	91174	1197030	1288204
3	28522	329434	357956	357956	238637	298297	95074	1098113	1193187
4	29156	326373	355529	355529	237019	296274	97187	1087911	1185097
5	30277	269226	299504	299504	199669	249587	100925	897421	998346
6	33447	205793	239239	239239	159493	199366	111489	685976	797465
total	193512	1903004	2096516	2096516	1397677	1747097	645041	6343345	6,988,387

Tabla 5.2. Costos iniciales de los elementos estructurales y no estructurales. Para el edificio de 6 niveles con Q=2.

Nivel	C _{OM} (costo total de la estructura en función de los materiales)			costos iniciales \$			costos iniciales, para cada elemento estructural y no estructural		
	(muros)	(materiales)	total (muros + materiales)	subsistemas	sistema de piso	acabados e instalaciones	muros divisorios	marco	total \$\$\$
							(muros)	(materiales)	(muros + materiales)
	C _{OM}	C _{OM}	C _{OM}	C _{OED}	C _{OSP}	C _{OA} Y C _{OI}	C _{OT}	C _{OT}	C _{OT}
1	91274	881898	973172	973172	648781	810976	304246	2939659	3243905
2	55778	761714	817492	817492	544995	681244	185928	2539046	2724974
3	55778	762168	817947	817947	545298	681622	185928	2540562	2726490
4	55778	758979	814758	814758	543172	678965	185928	2529931	2715859
5	57595	684458	742053	742053	494702	618377	191982	2281528	2473510
6	58875	680919	739793	739793	493196	616495	196248	2269730	2465978
7	58875	677952	736826	736826	491218	614022	196248	2259840	2456088
8	61873	566570	628443	628443	418962	523703	206244	1888568	2094811
9	63190	559912	623102	623102	415401	519251	210632	1866374	2077006
10	63190	562490	625679	625679	417119	521399	210632	1874965	2085597
total	622205	6897061	7519266	7519266	5012844	6266055	2074016	22990203	25,064,219

Tabla 5.3. Costos iniciales de los elementos estructurales y no estructurales. Para el edificio de 10 niveles con Q=4.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE COSTOS

Nivel	C _{OM} (costo total de la estructura en función de los materiales)			costos iniciales \$			costos iniciales, para cada elemento estructural y no estructural		
	(muros)	(materiales)	total (muros + materiales)	subsistemas	sistema de piso	acabados e instalaciones	muros divisorios	marco	total \$\$\$
	C _{OM}	C _{OM}	C _{OM}				(muros)	(materiales)	(muros + materiales)
				C _{OED}	C _{Osp}	C _{OA} y C _{OI}	C _{OT}	C _{OT}	C _{OT}
1	89516	1069149	1158665	1158665	772444	965555	298386	3563832	3862218
2	55240	836334	891575	891575	594383	742979	184135	2787781	2971916
3	55240	822094	877335	877335	584890	731112	184135	2740314	2924449
4	55240	810074	865314	865314	576876	721095	184135	2700247	2884381
5	57044	742433	799477	799477	532985	666231	190148	2474776	2664924
6	58312	710984	769296	769296	512864	641080	194374	2369945	2564319
7	58312	705084	763396	763396	508931	636163	194374	2350279	2544653
8	61298	581285	642583	642583	428389	535486	204328	1937616	2141944
9	62603	567857	630460	630460	420307	525383	208675	1892858	2101534
10	62603	548546	611149	611149	407433	509291	208675	1828487	2037163
total	615410	7393841	8009251	8009251	5339501	6674376	2051366	24646136	26,697,503

Tabla 5.4. Costos iniciales de los elementos estructurales y no estructurales. Para el edificio de 10 niveles con Q=2.

Nivel	C _{OM} (costo total de la estructura en función de los materiales)					costos iniciales \$			Costos iniciales, para cada elemento estructural y no estructural				
	(t. de conex)	(marco)	(muro div)	(muro Conc)	total	subsistemas	sistema de piso	acabados e instalaciones	(t. de conex)	(marco)	(muro div)	(muro Conc)	total \$\$\$
	C _{OM}	C _{OM}	C _{OM}	C _{OM}	C _{OM}				C _{OED}	C _{Osp}	C _{OA} y C _{OI}	C _{OT}	C _{OT}
1	118729	1040464	86651	187633	1433477	1433477	955651	1194564	395764	3468214	288837	625442	4778256
2	122457	946940	62684	161043	1293123	1293123	862082	1077603	408191	3156466	208946	536808	4310410
3	126371	921396	62684	161043	1271494	1271494	847662	1059578	421238	3071320	208946	536808	4238312
4	130936	912179	62684	144527	1250325	1250325	833550	1041938	436453	3040597	208946	481756	4167751
5	134774	908265	62684	130937	1236659	1236659	824439	1030549	449246	3027549	208946	436456	4122197
6	129103	851792	64441	118092	1163428	1163428	775619	969523	430342	2839308	214803	393640	3878093
7	130474	836113	64441	116002	1147030	1147030	764687	955859	434913	2787044	214803	386674	3823434
8	131358	836924	64441	115166	1147889	1147889	765259	956574	437860	2789746	214803	383888	3826296
9	131301	837494	64441	101464	1134700	1134700	756467	945583	437671	2791646	214803	338213	3782334
10	130568	837036	64441	101464	1133510	1133510	755673	944591	435228	2790121	214803	338213	3778365
11	129000	835996	64441	87762	1117199	1117199	744799	930999	429998	2786655	214803	292539	3723995
12	127341	834772	64441	86508	1113062	1113062	742041	927551	424468	2782575	214803	288359	3710206
13	125072	833424	64441	86508	1109446	1109446	739630	924538	416908	2778082	214803	288359	3698152
14	123578	832559	64441	86508	1107086	1107086	738057	922572	411927	2775197	214803	288359	3690287
15	120324	830129	64441	86508	1101401	1101401	734268	917834	401079	2767096	214803	288359	3671338
total	1911385	13095484	981795	1771163	17759828	17759828	11839885	14799857	6371284	43651615	3272651	5903877	59,199,427

Tabla 5.5. Costos iniciales de los elementos estructurales y no estructurales. Para el edificio de 15 niveles con Q=3.

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

6.1 CONCEPTOS GENERALES DE CONFIABILIDAD

La teoría de la confiabilidad parte de que toda obra de ingeniería está sujeta al riesgo de experimentar el colapso total o parcial, o de ser incapaz de cumplir con algunas de sus funciones. Cada una de las formas en que el sistema puede fallar se designa como modo de falla. Asociada a cada uno de dichos modos puede establecerse una correspondiente probabilidad de falla. A cada modo de falla corresponden ciertas consecuencias, las que pueden ser de diversos tipos; pueden incluir entre otros conceptos, daños a personas o pérdidas de vidas, daños de materiales, costo de reparación e interrupción de actividades. El complemento de la probabilidad de que ocurra un cierto modo probable de falla es la confiabilidad; es decir, la probabilidad de que dicho modo de falla no se presente. (Esteva, 2006).

Definiendo a la confiabilidad como, \mathfrak{R} , entonces tenemos que $\mathfrak{R} = 1 - p_F$, en donde p_F , es la probabilidad de falla de la estructura. La determinación de la probabilidad de falla, p_F , implica estimar la probabilidad de que, para cualquiera de dichos modos de falla, la deformación demandada por la respuesta dinámica exceda la correspondiente capacidad de deformación (Rangel E., 2008).

Esteva y Ruiz (1989) presentaron un procedimiento para estimar un índice de confiabilidad β semejante al propuesto inicialmente por Cornell (1969).

$$\beta = \frac{E[Z]}{\sigma[Z]} = \frac{m_Z}{\sigma_Z} \quad (6.1)$$

En donde Z , es el margen de seguridad definido en la ecuación 2.9, $E[\cdot]$ y $\sigma[\cdot]$ denotan el valor esperado del margen de seguridad (media) y la desviación estándar del margen de seguridad. Bajo la suposición de que Z tiene una distribución normal, por lo tanto la probabilidad de falla se calcula mediante la ecuación 2.10

En esta sección se desarrollan las funciones de probabilidad de falla para cada sistema en estudio, basándonos en el criterio de capacidad de deformación. De acuerdo con este criterio la estructura falla cuando la deformación máxima del sistema supera su capacidad de deformación.

6.2 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD β .

Para el cálculo del índice de confiabilidad β , se emplea la ecuación 6.1. Este se obtiene a partir de los resultados obtenidos en el capítulo 4, para el caso de la respuesta global del sistema. De los análisis de respuesta se obtuvieron valores de las distorsiones máximas de azotea. La capacidad de deformación del sistema se toma, como se dijo anteriormente, igual al valor de distorsión máxima dado por Reyes (1999) para el caso de sistemas de marcos (trabes-columnas) y sistema con muros de concreto (duales), de acuerdo con la tabla 2.1. Estos resultados se utilizan para calcular el margen de seguridad para cada sistema estructural aplicando la ecuación 2.9 en función de la intensidad sísmica. Las gráficas del margen de seguridad para cada sistema estructural se muestran en la figura 6.1.

A estos valores se les ajustó una expresión dada por las ecuaciones 6.2 y 6.3. El ajuste se hizo por el método de máxima verosimilitud con el fin de poder incluir los casos en que la estructura falla ($Z=0$). En el apéndice A de este trabajo se plantea la metodología de este método, empleado para los edificios estudiados.

Los parámetros de ajuste aplicando el método de máxima verosimilitud se muestran en la tabla 6.1.

La expresión que se empleó para representar el valor esperado o media del margen de seguridad está definida por la ecuación 6.2 (Díaz O. et al 2005).

$$\bar{Z}(y) = m_Z = -Ln(1.0 - e^{-a_1 y^{a_2}}) - a_3 y^{a_4} \quad (6.2)$$

Para la varianza del margen de seguridad se tomó la expresión (Díaz O. et al 2005).

$$\sigma^2_z(y) = b_1 y^{b_2} \quad (6.3)$$

En la figura 6.1 se presentan las curvas ajustadas para la media del margen de seguridad para cada estructura estudiada. En la figura 6.2 se muestran los resultados de la curva ajustada para el caso de la varianza del margen de seguridad para cada estructura estudiada.

Con la media y desviación estándar calculadas con anterioridad, se aplicó la ecuación 6.1 para obtener los índices de confiabilidad β para cada sistema estructural, mostrados en la figura 6.3. En la figura 6.5 se muestran estos resultados ($\beta - y$) en una sola gráfica para todos los casos en estudio. En la figura 6.6, se muestran estos mismos resultados de los índices de confiabilidad pero en función de la intensidad normalizada con respecto a la aceleración de fluencia, dada en la tabla 6.2. Iguales resultados se presentan en la figura 6.7 esta vez en función del periodo de recurrencia de la intensidad sísmica, T_R . Este periodo de recurrencia se calcula según se describe en el subcapítulo 7.2.

Una vez obtenidas las curvas de índice de confiabilidad, es posible determinar la probabilidad de falla de cada sistema estructural aplicando la ecuación 2.10 (suponiendo que el margen de seguridad tiene una distribución del tipo normal).

En la figura 6.4 se muestra la variación de la probabilidad de falla en función de la intensidad sísmica para cada caso estudiado. En la figura 6.8 se presentan todos los resultados anteriores graficados en una misma figura. La figura 6.9 muestra estos últimos resultados pero en función de la intensidad sísmica normalizada con respecto a la aceleración de fluencia.

Parámetros de ajustes	Máxima verosimilitud				
	6 NIVELES		10 NIVELES		15 NIVELES
	Q=2	Q=4	Q=2	Q=4	Q=3
a ₁	1.66E-01	6.34E-01	2.44E-01	6.34E-01	5.94E-01
a ₂	1.15E+00	1.37E+00	1.14E+00	1.35E+00	1.79E+00
a ₃	1.27E-01	1.65E+00	2.21E-01	1.26E+00	3.00E-01
a ₄	3.76E+00	3.81E+00	5.01E+00	3.13E+00	1.62E+00
b ₁	2.03E-01	5.56E-01	3.40E-01	4.00E-01	2.50E-01
b ₂	1.80E+00	1.26E+00	3.66E+00	1.49E+00	1.14E+00

Tabla 6.1. Parámetros de ajuste para la media y la varianza del margen de seguridad, utilizando el método de máxima verosimilitud.

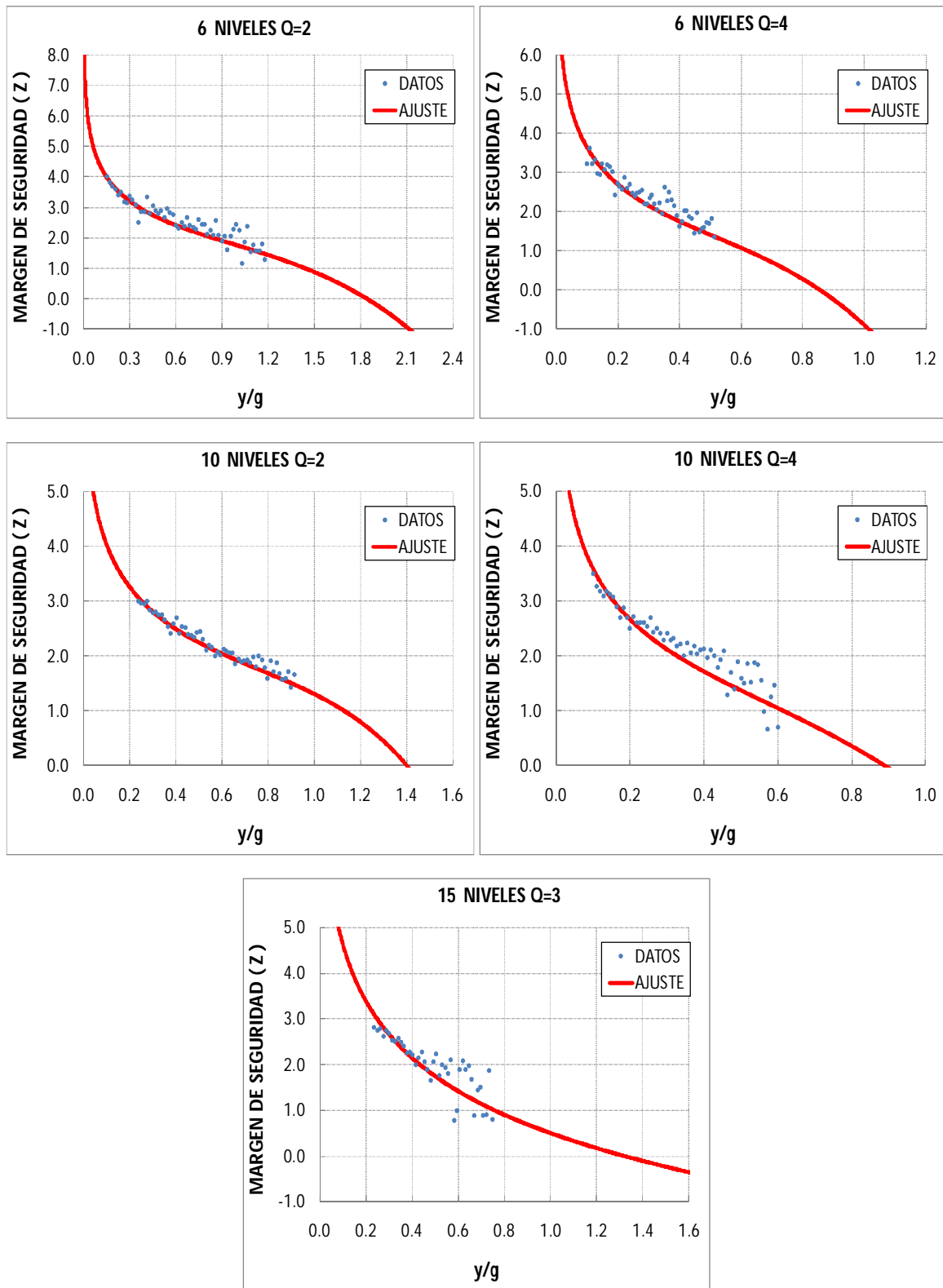


Figura 6.1. Gráficas del valor esperado del margen de seguridad, de los sistemas estudiados.

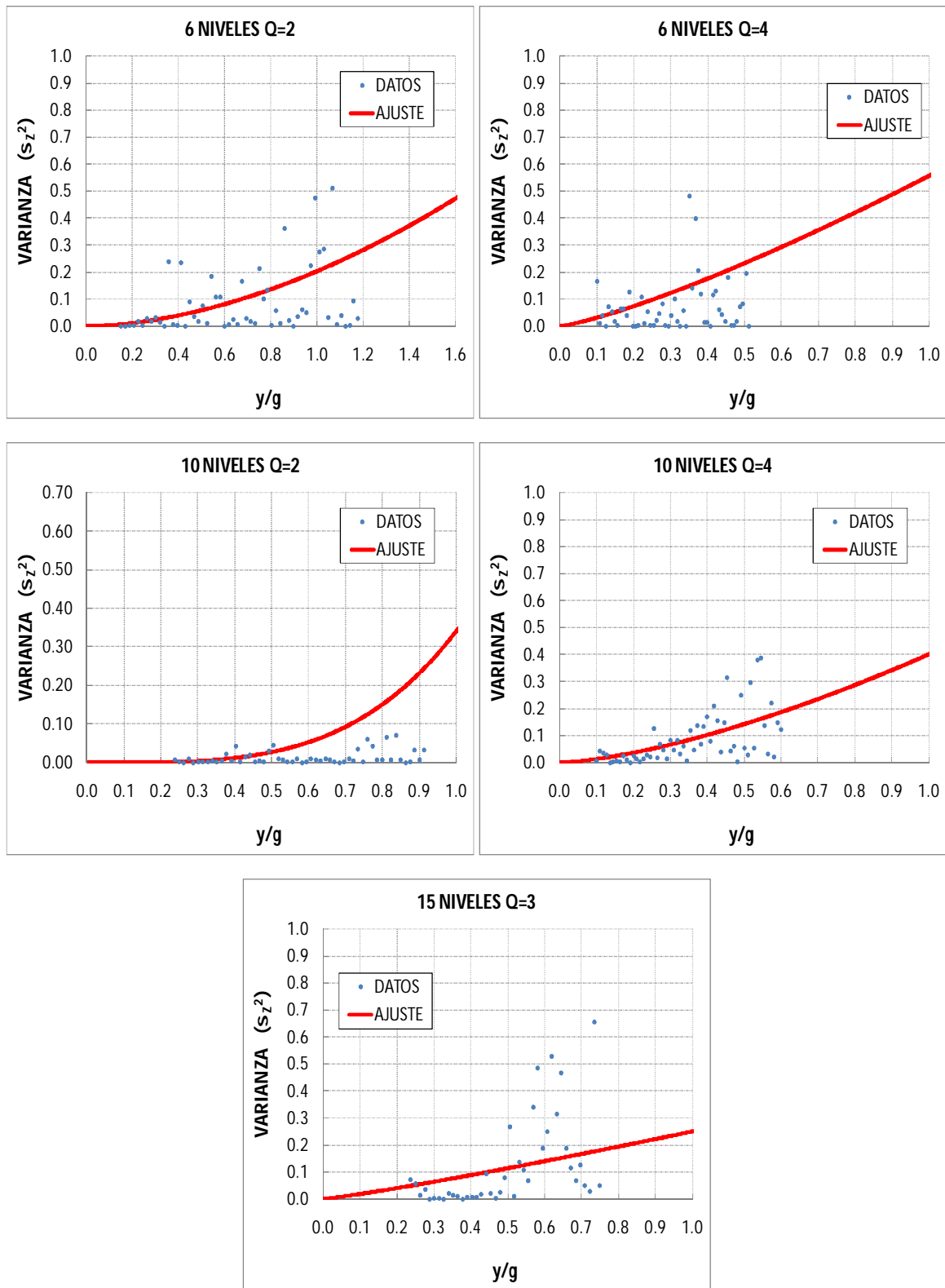


Figura 6.2. Gráficas de la varianza del margen de seguridad, de los sistemas estudiados.

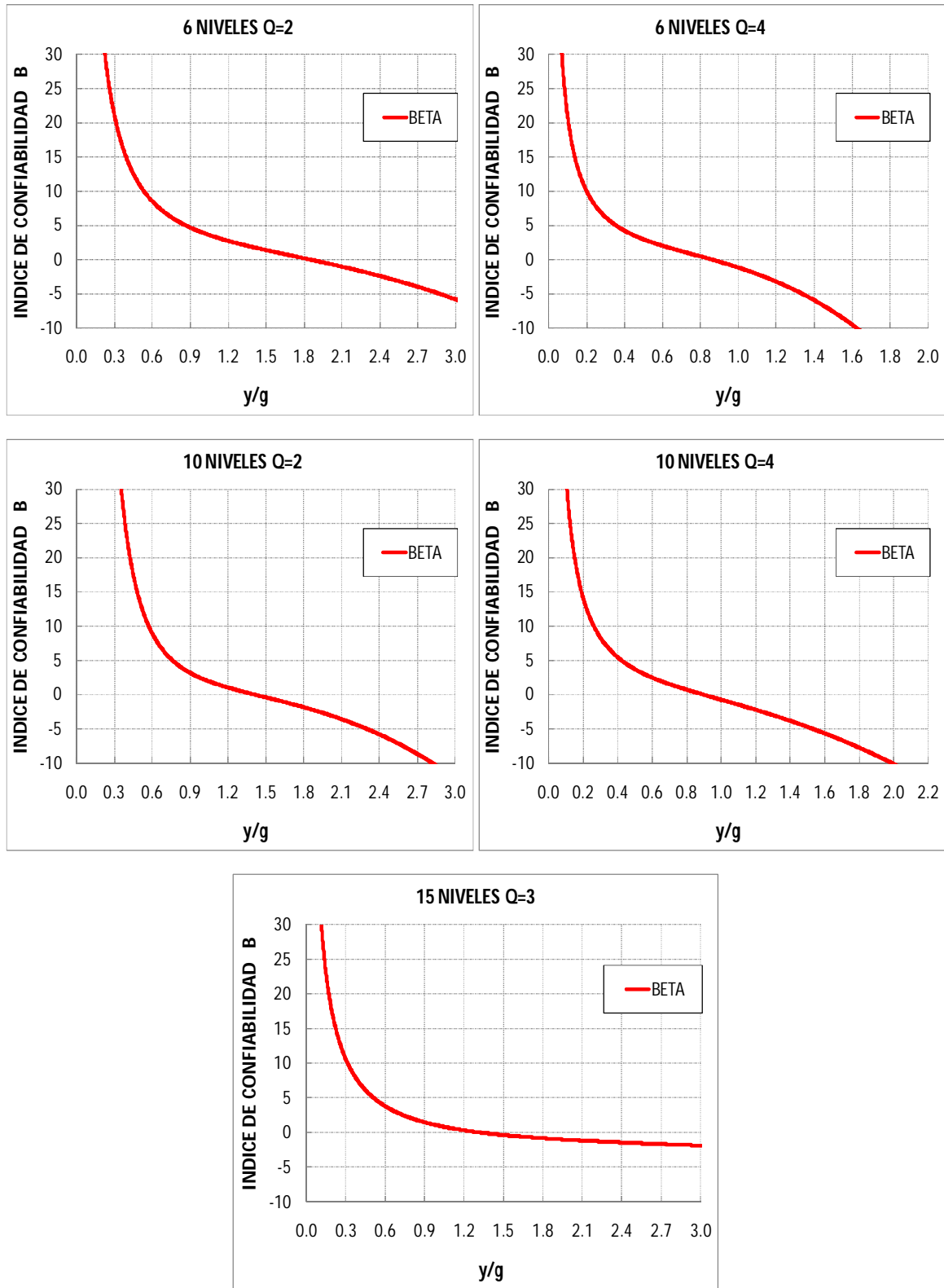


Figura 6.3. Valores del índice de confiabilidad, para los sistemas estudiados.

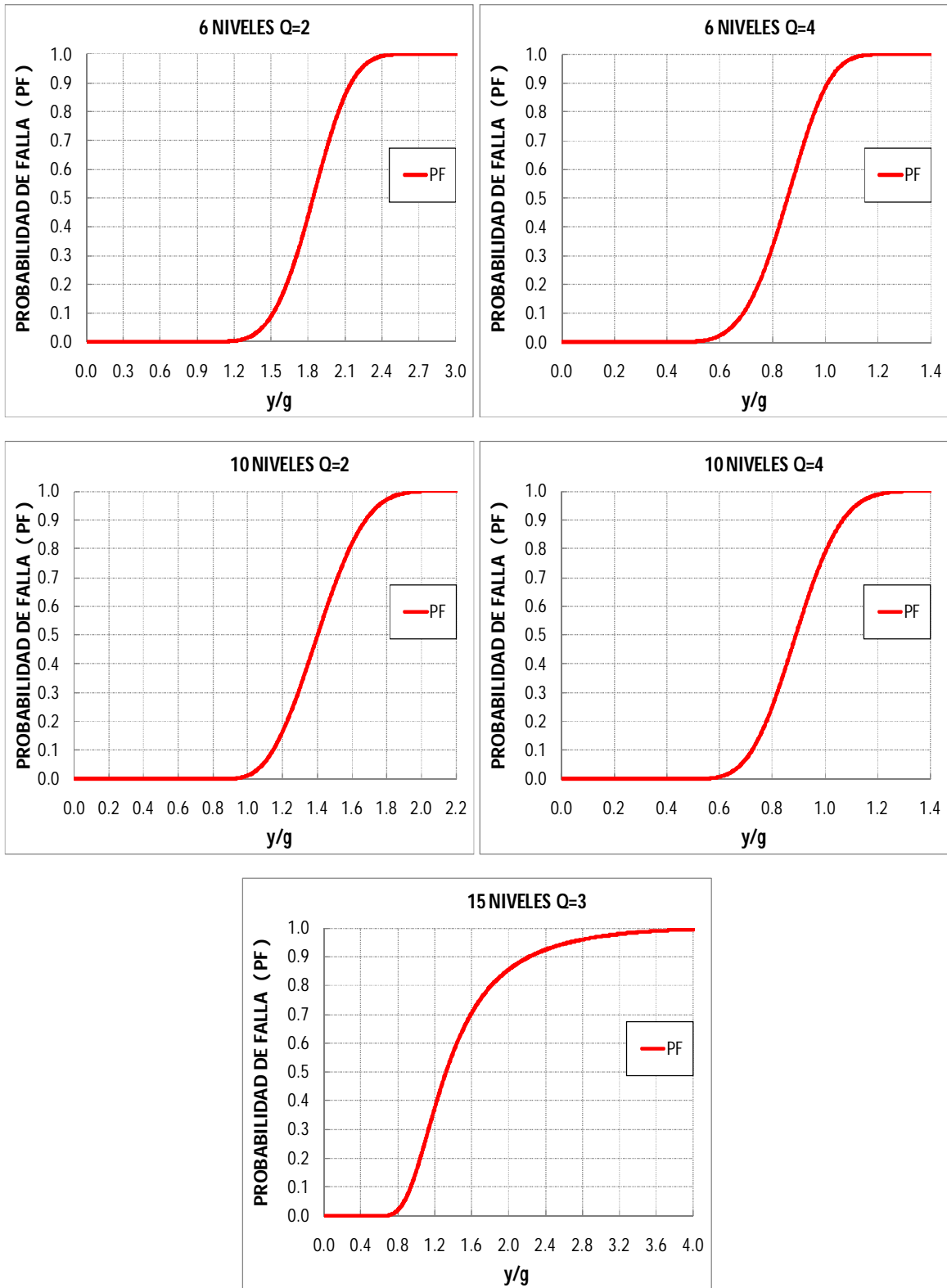


Figura 6.4. Valores de probabilidad de falla, para los sistemas estudiados.

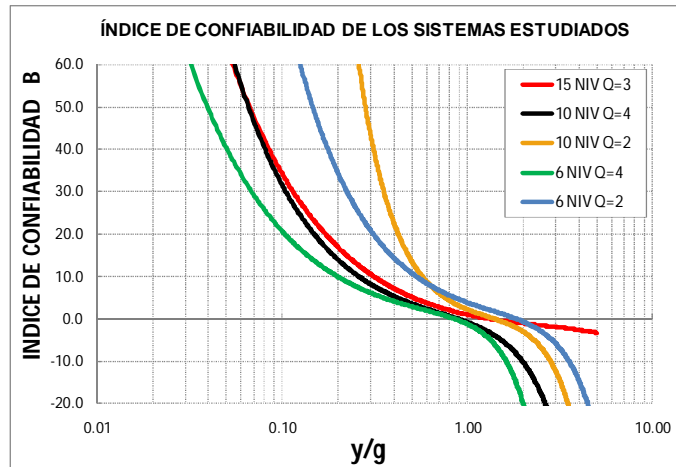


Figura 6.5. Valores del índice de confiabilidad, para los sistemas estudiados, representadas por la intensidad sísmica normalizada respecto a la aceleración de la gravedad.

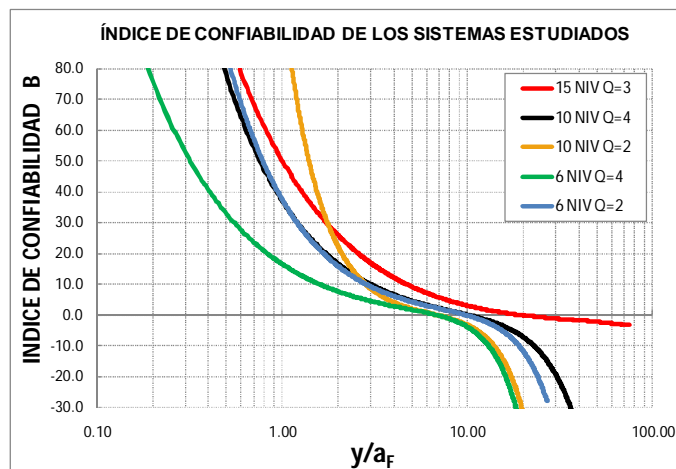


Figura 6.6. Valores del índice de confiabilidad, para los sistemas estudiados, representadas por la intensidad sísmica normalizada respecto a la aceleración de fluencia de cada sistema.

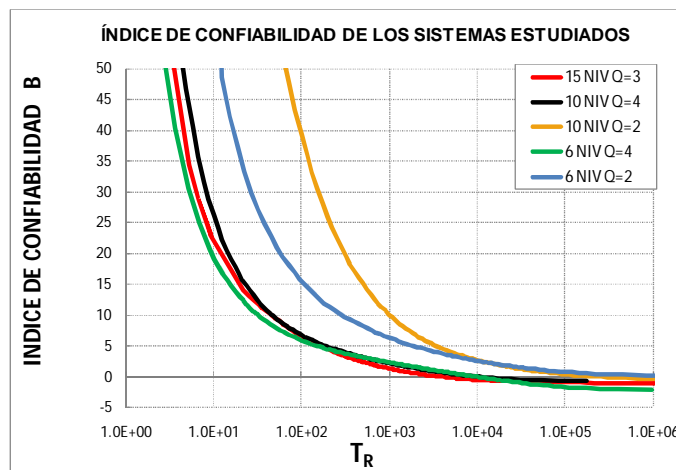


Figura 6.7. Valores del índice de confiabilidad, para los sistemas estudiados, representadas en función del periodo de recurrencia de la intensidad sísmica.

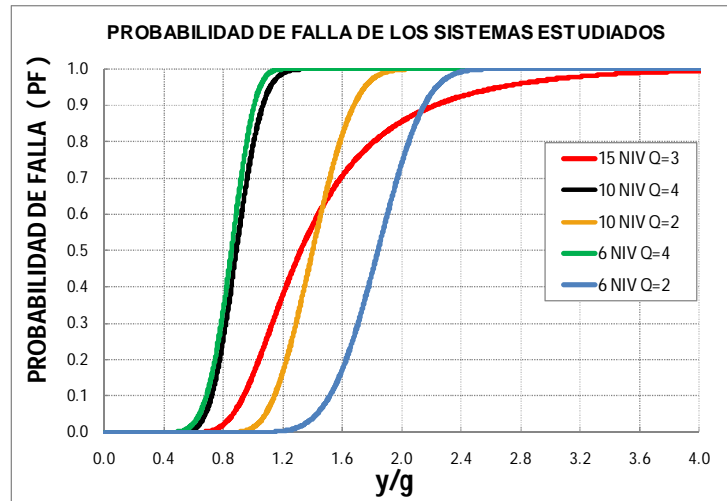


Figura 6.8. Valores de probabilidad de falla, para los sistemas estudiados, representadas por la intensidad sísmica normalizada respecto a la aceleración de la gravedad.

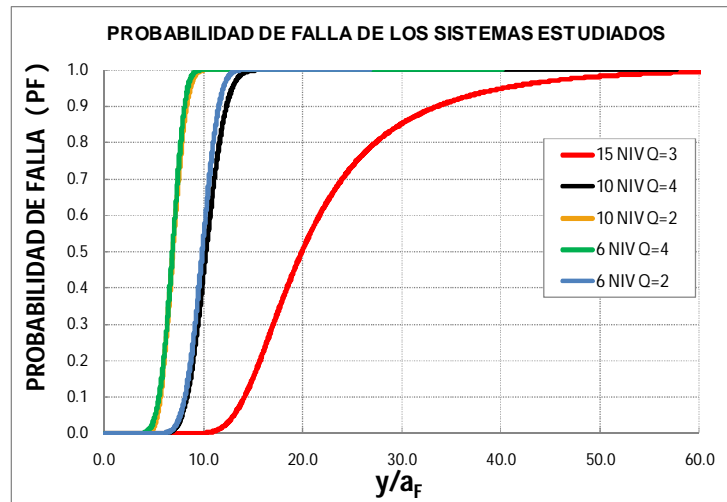


Figura 6.9. Valores de probabilidad de falla, para los sistemas estudiados, representadas por la intensidad sísmica normalizada respecto a la aceleración de fluencia de cada sistema.

6.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Los resultados presentados en el subcapítulo anterior corresponden al caso en que se tomó como capacidad de deformación global a la obtenida del trabajo de Reyes (1999), dados en la tabla 2.1.

Estos resultados se comparan con los que se obtienen si se considera como capacidad de deformación global, a la que se obtiene mediante un análisis de empuje, de acuerdo a lo presentado en el subcapítulo 3.9.1.

La capacidad de deformación global se obtiene a partir de la estructura con propiedades medias. En la figura 6.10 se muestran los resultados del análisis de empuje lateral que se realiza para cada una de las estructuras estudiadas. Se presenta la relación cortante basal y el desplazamiento de azotea que se

obtiene de dichos análisis. Como se dijo en el subcapítulo 3.9.1, la capacidad de deformación se establece como la deformación a la cual se tiene una reducción del cortante en la base de un 20% del máximo alcanzado. En la tabla 6.2 se dan los valores de capacidad de deformación global que se tiene para cada estructura estudiada. Los resultados muestran que se obtienen valores de capacidad de deformación menores que los dados en la tabla 2.1 (como de la mitad), en la misma tabla se dan los valores del cortante basal y la aceleración de fluencia, obtenidos a partir de los edificios con propiedades medias, de los sistemas estudiados.

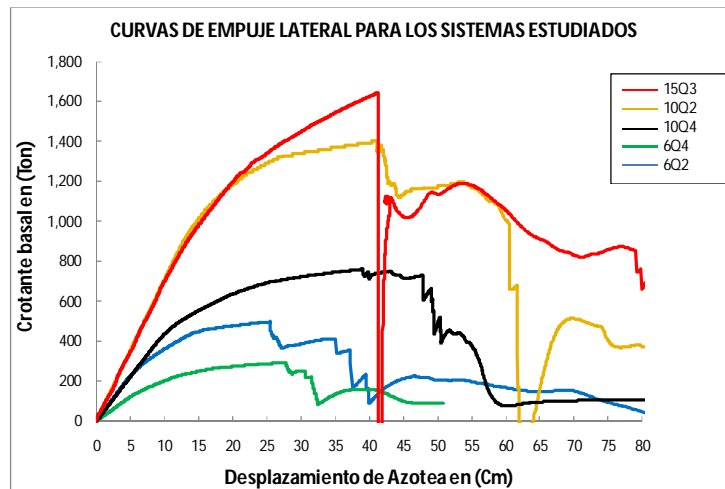


Figura 6.10. Análisis de empuje lateral para las estructuras estudiadas, para los edificios con propiedades medias.

Niveles	Q	capacidad de deformación	cortante a la fluencia (Ton)	aceleración a la fluencia (cm/seg ²)
6	2	0.01657895	216.470	182.321
	4	0.01618421	130.056	121.744
10	2	0.01845161	832.000	197.767
	4	0.01590323	358.495	84.810
15	3	0.00776700	681.650	65.039

Tabla 6.2. Valores de la capacidad de deformación global, cortante basal y aceleración a la fluencia, obtenidos a partir de los análisis de empuje lateral de las estructuras estudiadas, para los edificios con propiedades medias.

En la figura 6.11 se muestra la variación de la probabilidad de falla en función de la intensidad sísmica, para todas las estructuras estudiadas. En la figura 6.12 se presentan los resultados para el valor del índice de confiabilidad.

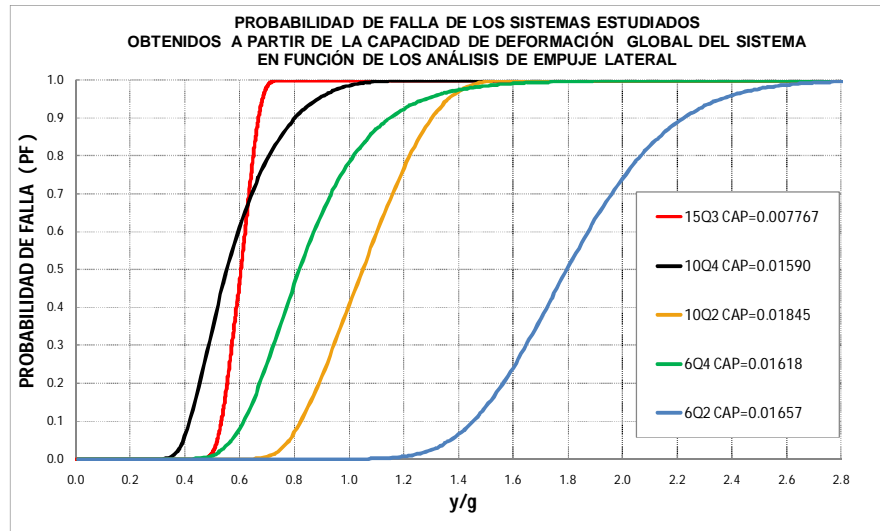


Figura 6.11. Valores de probabilidad de falla, para los sistemas estudiados obtenidos a partir de la capacidad de deformación global del sistema en función de los análisis de empuje lateral.

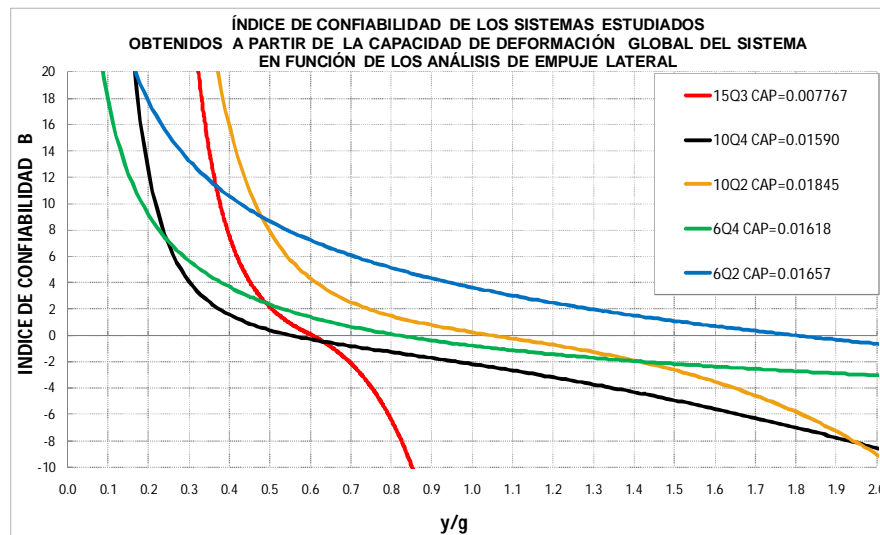


Figura 6.12. Valores del índice de confiabilidad, para los sistemas estudiados, obtenidos a partir de la capacidad de deformación global del sistema en función de los análisis de empuje lateral.

En la figura 6.14 se muestra una comparación entre el valor del índice de confiabilidad calculado considerando la capacidad de deformación obtenida por el análisis de empuje lateral y la que se toma de acuerdo con la tabla 2.1. En la figura 6.13 se presenta la comparación para la probabilidad de falla.

Los resultados presentados aquí muestran la influencia que se tiene en el cálculo de la confiabilidad de las estructuras, la forma en que se define la capacidad de deformación de las estructuras. La figura 6.13 nos muestra menor diferencia entre las probabilidades de falla de los sistemas de 6 niveles calculadas con los dos criterios de capacidad de deformación. En este caso las probabilidades de falla son en general mayores cuando se calcula con la capacidad de deformación obtenida con el análisis de empuje lateral, aunque al aumentar la intensidad sísmica esta tendencia cambia. En los edificios de 10 niveles se tienen diferencias bastante mayores. En este caso siempre se tienen probabilidades de falla

mayores cuando se calculan con la capacidad de deformación obtenida con el análisis de empuje lateral. En el edificio de 15 niveles se tiene la misma tendencia que para el edificio de 10 niveles, aunque aquí las diferencias son bastante más grandes. Un comportamiento semejante se refleja en el valor del índice de confiabilidad (figura 6.14).

La menor diferencia en los resultados que se presenta en los edificios de 6 niveles puede deberse a la forma que se tuvo del ajuste de las estimaciones probabilísticas del margen de seguridad, con el criterio de capacidad de deformación mediante el análisis de empuje lateral. Los resultados de estos ajustes utilizando el método de máxima verosimilitud, aunque presentaron diferencias sensibles en la estimación de la media del margen de seguridad, se tuvieron estimaciones menores para la dispersión (desviación estándar). Esto puede ser la causa de que no se tuviera mucha diferencia en los valores de la probabilidad de falla e índice de confiabilidad entre los dos criterios de capacidad de deformación.

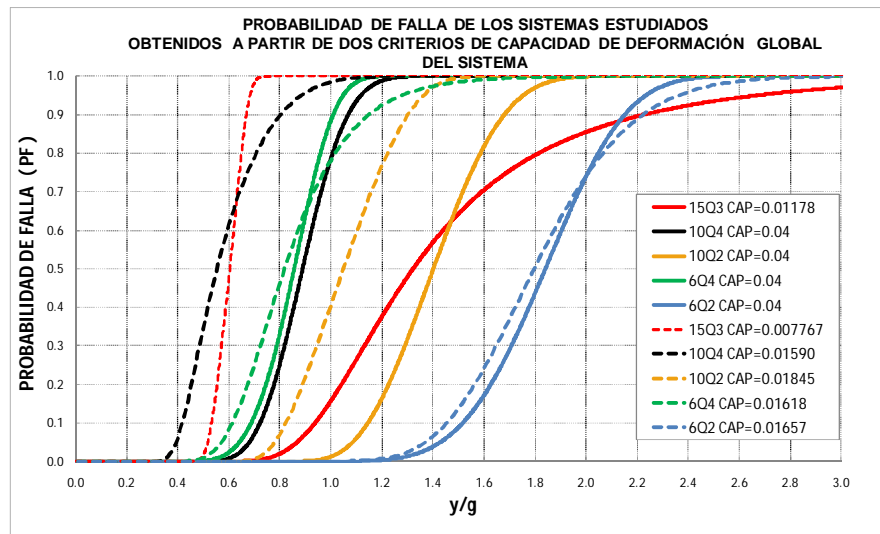


Figura 6.13. Valores de probabilidad de falla, para los sistemas, obtenidos a partir de los dos criterios de capacidad de deformación.

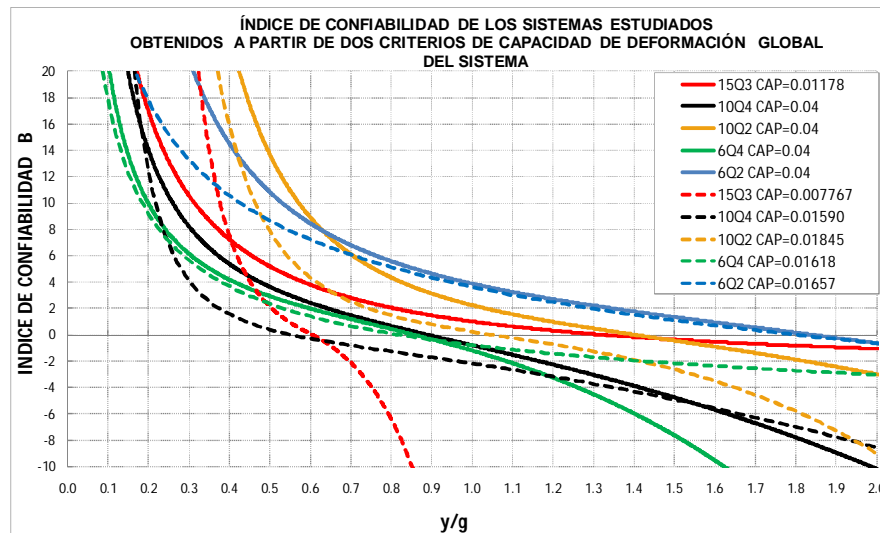


Figura 6.14. Valores del índice de confiabilidad, para los sistemas estudiados, obtenidos a partir de los dos criterios de capacidad de deformación.

CAPÍTULO 7

FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

7.1 VALOR ESPERADO DEL COSTO POR DAÑO PARA LOS DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES

Para el cálculo de las funciones de vulnerabilidad expresadas en término de las consecuencias económicas para los diferentes sistemas estructurales, se emplea la metodología descrita en la sección 2.2 de este trabajo, aplicando la ecuación 2.1.

En la figura 7.1 se presenta el valor del costo esperado de daño dado que la estructura sobrevive $\delta_E(y|S)$ para cada uno de los casos estudiados. En la figura 7.2 se presentan los mismos resultados pero en una sola gráfica. Ahí mismo se da el costo a la falla de la estructura. En ambas figuras el costo está normalizado con respecto al costo inicial de la estructura.

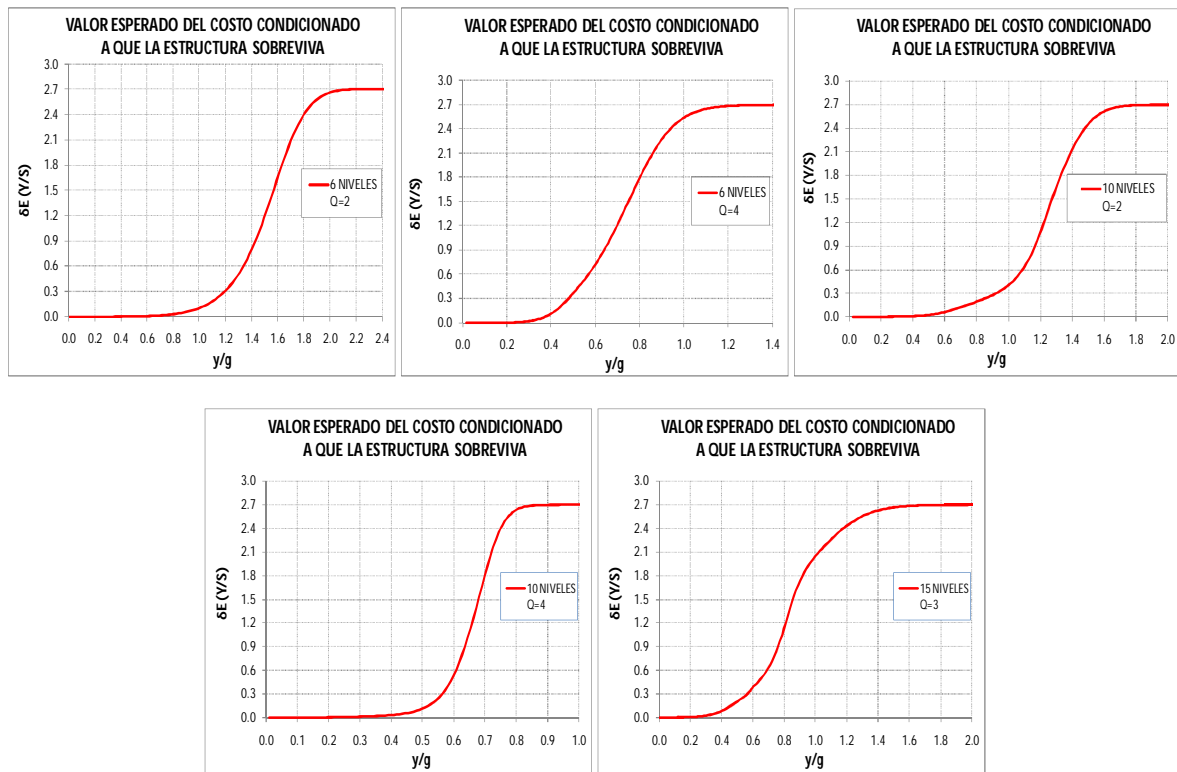


Figura 7.1. Gráficas del valor esperado del costo condicionado a que la estructura sobreviva, para los diferentes sistemas estructurales normalizado respecto a l costo inicial.

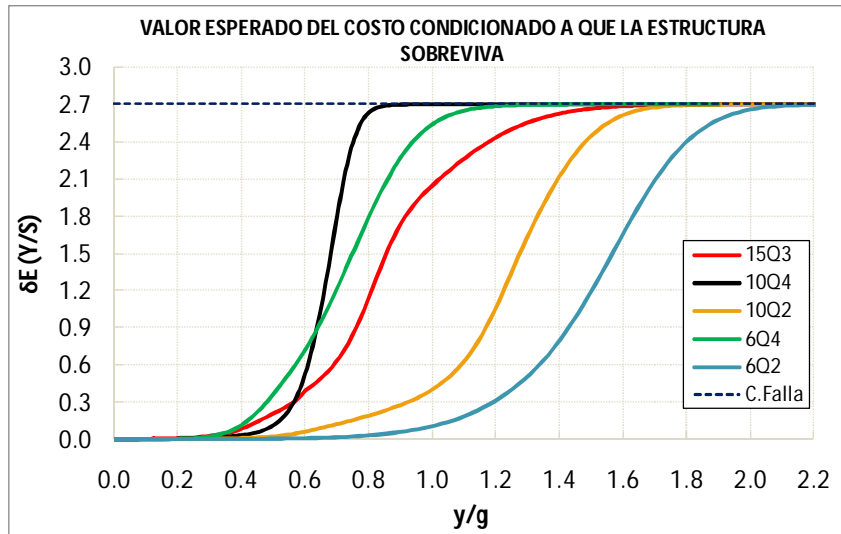


Figura 7.2. Valor esperado del costo condicionado a que la estructura sobreviva, para los diferentes sistemas.

Una vez obtenido los valores de las funciones del valor esperado del costo condicionada a que la estructura sobreviva, el costo a la falla y las probabilidades de falla de cada estructura estudiada (capítulo 6), es posible obtener las funciones de vulnerabilidad de cada una de las estructuras analizadas, aplicando la ecuación 2.1, obteniendo así las gráficas mostradas en la figura 7.3.

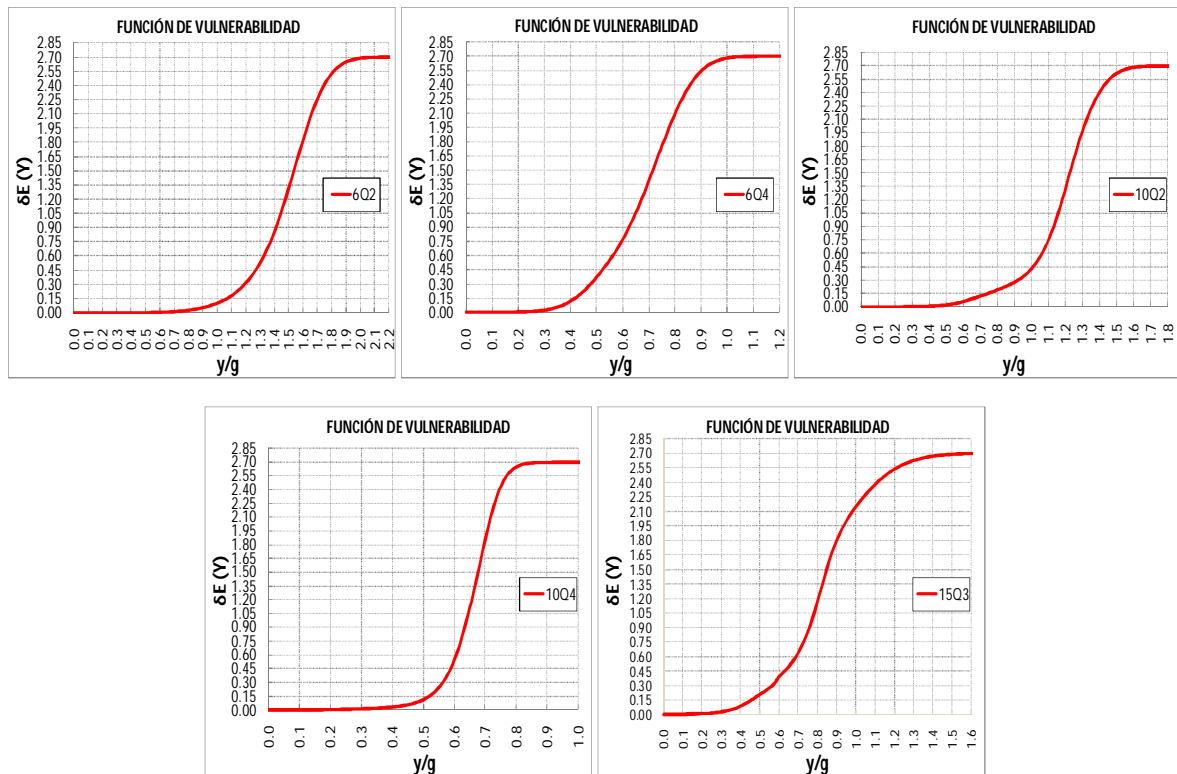


Figura 7.3. Funciones de vulnerabilidad, para los sistemas estudiados.

En la figura 7.4 se presentan dichas funciones en una sola gráfica, en función a la intensidad normalizada respecto a la gravedad y en la figura 7.5 se muestran las mismas curvas pero en función de la intensidad normalizada respecto a la aceleración de fluencia de cada sistema estructural, dada en la tabla 6.2.

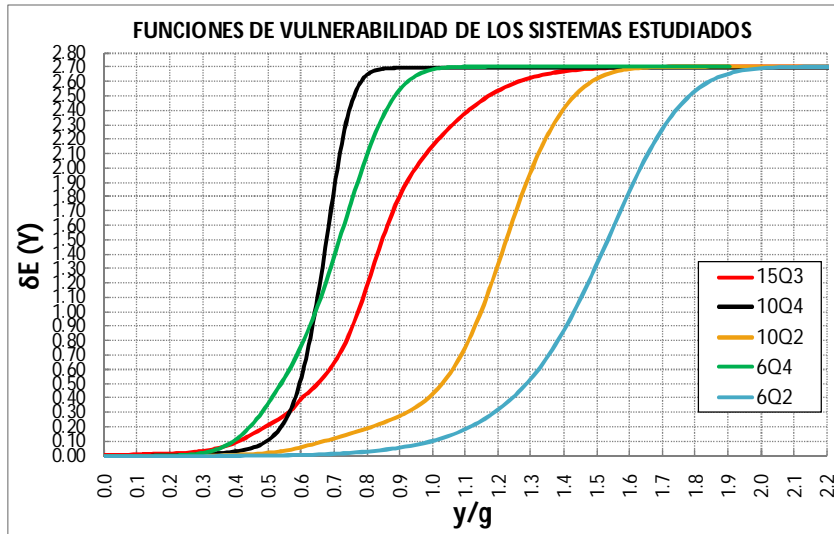


Figura 7.4. Funciones de vulnerabilidad, para los sistemas estudiados.

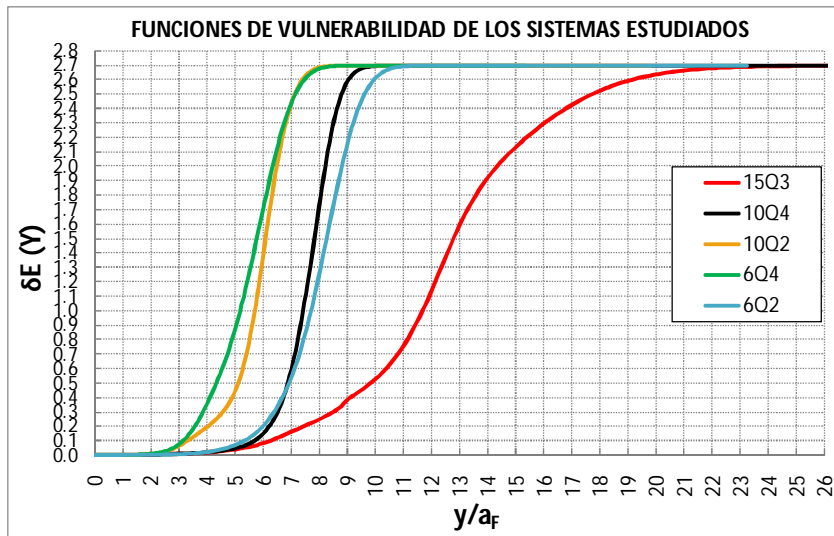


Figura 7.5. Funciones de vulnerabilidad, para los sistemas estudiados, representadas por la intensidad normalizada respecto a la aceleración de fluencia de cada sistema.

7.2 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD EN TÉRMINO DE LOS PERIODOS DE RECURRENCIA TR

Los resultados de las funciones de vulnerabilidad presentados hasta el momento están en función de la intensidad sísmica (ordenada del espectro de respuesta elástico para amortiguamiento del 5% del crítico para el periodo fundamental de la estructura) y de la intensidad normalizada con respecto a la aceleración de fluencia de cada sistema estructural.

Otra forma de presentar los resultados es relacionando a las funciones de vulnerabilidad con el periodo de recurrencia de la intensidad sísmica, para lo cual es necesario calcular las curvas de peligro sísmico.

7.2.1 Tasas de excedencia $v_Y(y)$

La tasa de excedencia de intensidades representada por $v_Y(y)$, expresa el número anual de eventos cuya intensidad excede un valor dado. Para el cálculo de las curvas de peligro sísmico mostradas en la figura 7.6, se utilizó el programa de computadora desarrollado por Alamilla (2001). Estas curvas corresponden al periodo de vibración fundamental de cada una de las estructuras estudiadas.

Dado que el programa solo nos proporcionaba resultados de tasas de excedencia hasta intensidades del orden de 0.64 de la gravedad, para nuestro estudio era necesario obtener tasas de excedencia para intensidades más altas, por lo que esos resultados se extrapolaron para intensidades sísmicas mayores.

Por lo anterior se procedió a hacer un ajuste de los datos considerando dos tramos, para el primer tramo se tomó una expresión del tipo (Alamilla, 2001):

$$v_Y(y) = \kappa_I \cdot y^{-\varepsilon_I} \cdot \left[I - \left(\frac{y}{y_M} \right)^{\varepsilon_2} \right] + \kappa_2 \cdot \left[I - \left(\frac{y}{y_M} \right)^{\varepsilon_3} \right] \quad (7.1)$$

Esta expresión se consideró válida hasta una intensidad de 1g. Para el segundo tramo se tomó la expresión (Alamilla, 2001):

$$v_Y(y) = \kappa_I \cdot y^{-\varepsilon_I} \cdot \left[I - \left(\frac{y}{y_M} \right)^{\varepsilon_2} \right] \quad (7.2)$$

En estas ecuaciones κ_I y κ_2 son factores de escala que determinan la magnitud de la tasa, ε_I , ε_2 y ε_3 son coeficientes que definen la forma de $v_Y(y)$ y y_M es la intensidad máxima que puede tomar la ecuación.

Los parámetros de ajuste de las ecuaciones 7.1 y 7.2 se muestran en la tabla 7.1.

Edificio			Tramo 1					Tramo 2			Intensidad máxima
No. de niveles	Q	T_m (seg)	κ_1	κ_2 (-)	ε_1	ε_2	ε_3	κ_1	ε_1	ε_2	Y_M (cm/s ²)
15	3	1.190	505.243	12919.718	0.483	2.1E-03	4.49E-06	133116.01	2.026	0.0101	1912.95
10	2	0.81	7.804	1604.478	0.5422	1.4646	1.21E-04	8920050	3.088	0.036	1471.5
10	4	1.034	8.336	8.258	0.5345	1.1831	0.02954	468248.61	2.690	0.148	981
6	2	0.606	8.695	2999.091	0.5416	1.4407	6.53E-05	2462440	2.918	0.104	1765.8
6	4	0.808	7.966	86.180	0.5319	1.2227	0.00266	4203420	3.145	0.155	1079.1

Tabla 7.1 Valores de ajuste de las ecuaciones 7.1 y 7.2 de las tasas de excedencia $v_Y(y)$.

En la figura 7.6 se muestran las curvas ajustadas para cada caso estudiado.

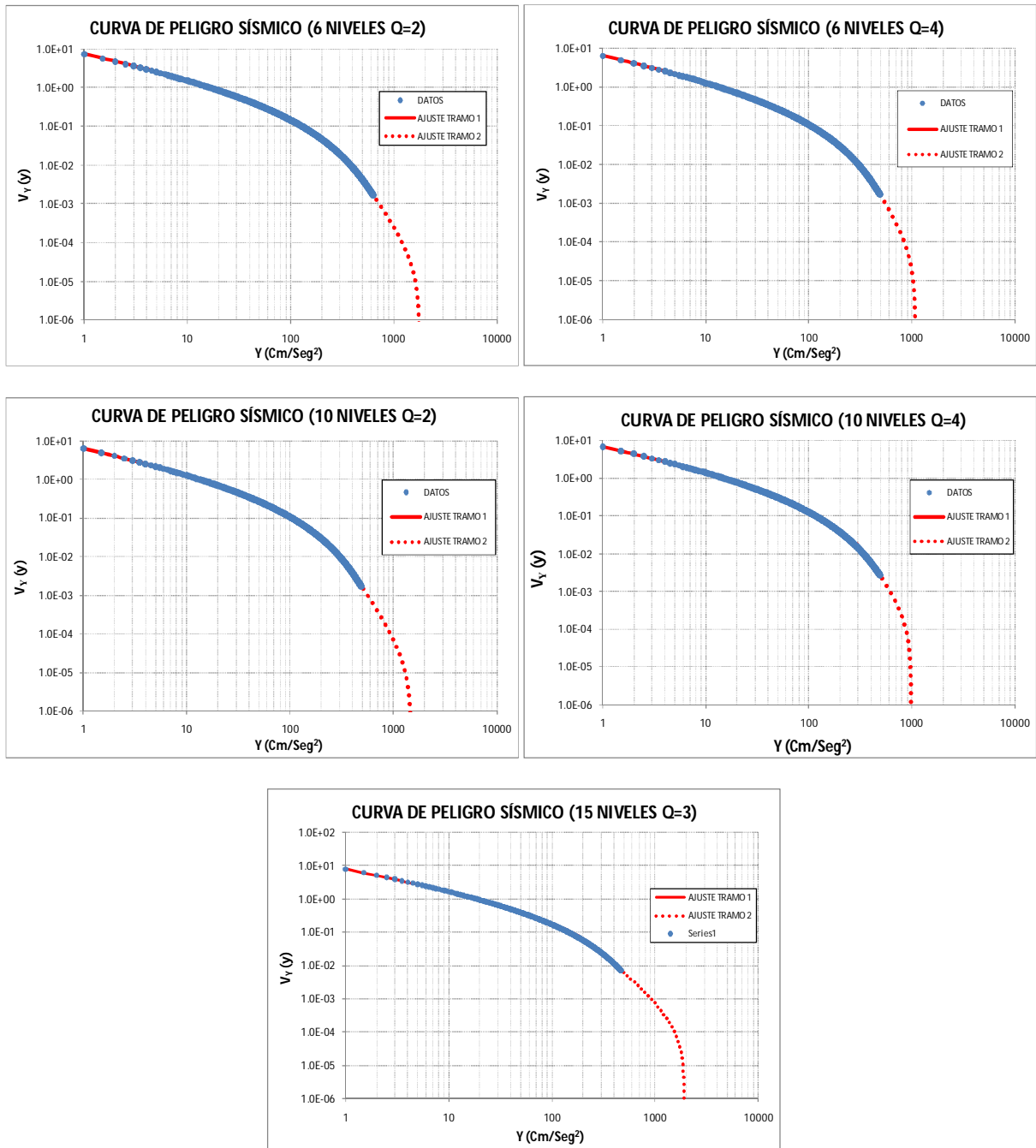


Figura 7.6. Curvas de peligro sísmico para los periodos fundamentales de los sistemas estudiados.

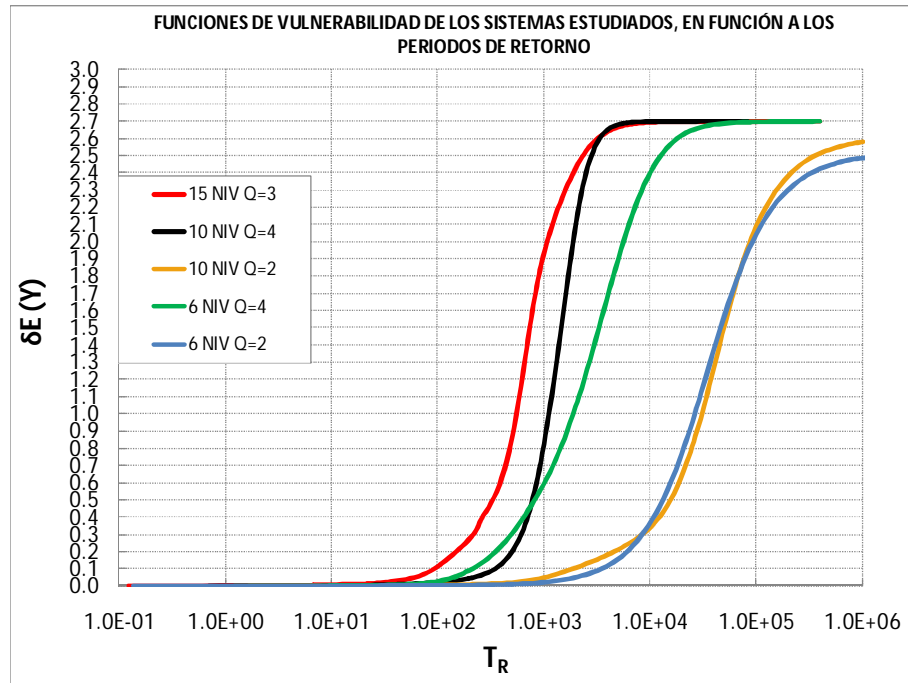


Figura 7.7. Funciones de vulnerabilidad, para los sistemas estudiados, en función del periodo de recurrencia.

En la figura 7.7 se muestran las funciones de vulnerabilidad en función del periodo de recurrencia. Los resultados nos muestran que las estructuras diseñadas con $Q=2$ presentan menores daños con respecto al periodo de recurrencia de la intensidad. El sistema dual (marco-muro) muestra los daños más altos.

7.2.2 Resultados adicionales

Las funciones de vulnerabilidad calculadas en el subcapítulo anterior corresponden al caso en que las probabilidades de fallas se calculan considerando la capacidad de deformación de acuerdo con Reyes (1999). Para fines comparativos, se presentan aquí las funciones de vulnerabilidad calculadas con las probabilidades de falla que se obtienen utilizando la capacidad de deformación calculada mediante el análisis de empuje lateral.

Estimar las funciones de vulnerabilidad suponiendo la probabilidad de falla calculada con ese criterio tiene sus implicaciones, ya que las funciones de daño en la estructura se han calculado considerando una capacidad de deformación obtenida con un criterio diferente. Sin embargo, manteniendo en mente los errores que esto pueda introducir en la estimación de la vulnerabilidad, se calculan dichas funciones.

En la figura 7.8 se muestran las funciones de vulnerabilidad calculadas con ambos criterios en función del periodo de recurrencia sísmica. Los resultados muestran como era de esperar, valores mayores del costo esperado de daño cuando se toma el criterio de capacidad de deformación calculada mediante el análisis de empuje lateral, excepto para el caso de la estructura de 6 niveles en donde se tiene poca diferencia entre las funciones de vulnerabilidad obtenidas con los dos criterios de capacidad de deformación. Esto se explica de acuerdo a lo dicho al final del subcapítulo 6.4, sobre las funciones de probabilidad de falla que se obtienen para este edificio con ambos criterios.

Se tendrá que hacer un análisis más detallado de las consecuencias que tiene la elección del criterio de capacidad de deformación.

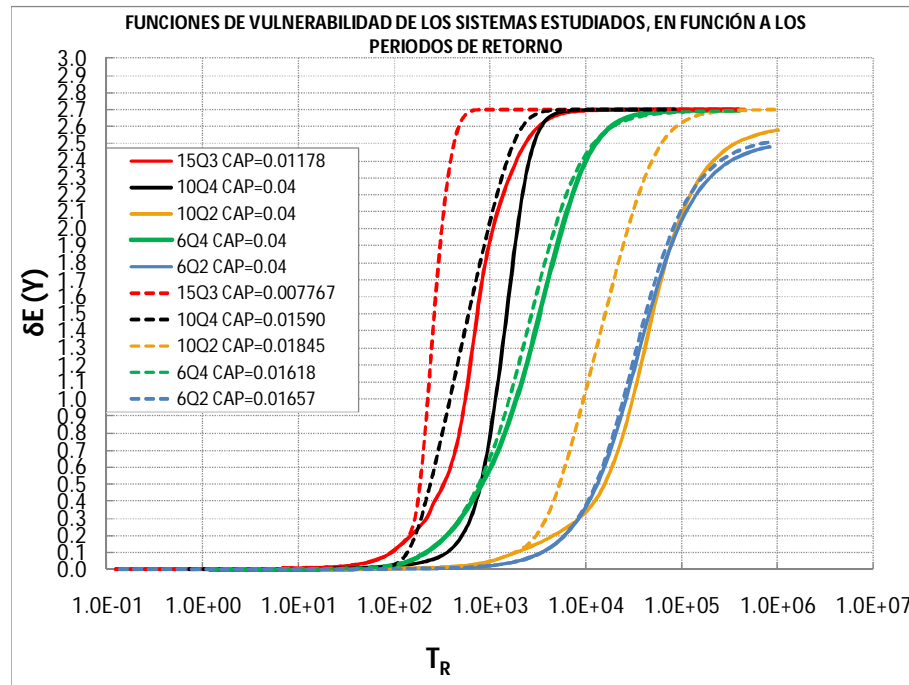


Figura 7.8. Funciones de vulnerabilidad, para los sistemas estudiados, en función del periodo de recurrencia, calculadas a partir de los dos criterios de capacidad de deformación.

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se llevó a cabo el cálculo de las funciones de vulnerabilidad sísmica para sistemas estructurales, los cuales se describen en la sección 3.1. La intención de obtener estas curvas es para tener una idea de los daños que puedan presentarse al ocurrir un sismo de cierta intensidad y ante dicho evento, poder relacionar su intensidad contra el daño económico que se puede generar en las estructuras. Para el cálculo de dichas funciones se utiliza como indicador de daño físico la distorsión de entresijos. Este indicador de daño físico depende del tipo de elementos estructurales y no estructurales, así como también de su capacidad de deformación.

Las funciones de vulnerabilidad en este trabajo se presentan en términos de las consecuencias económicas. Para ello fue necesario realizar un análisis de costo y transformar las funciones de daño físico en funciones de daño económico. Estas funciones de vulnerabilidad se presentan tanto en términos de la intensidad sísmica, como en términos de los periodos de recurrencia para dichas intensidades.

CONCLUSIONES

Algunas conclusiones que se obtienen del estudio son las siguientes:

Los índices de confiabilidad para cada sistema estructural y por lo tanto la probabilidad de falla, dependerá de qué tan aproximado sea el ajuste para el valor esperado del margen de seguridad y para la varianza del mismo.

En lo que respecta al índice de confiabilidad:

- 1 El edificio de 6 niveles diseñado con un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$ presenta mayor índice de confiabilidad que el diseñado con $Q=4$.
- 2 Para el edificio de 10 niveles con $Q=2$ y $Q=4$, podemos observar el mismo comportamiento que el edificio de 6 niveles, donde el diseño con $Q=2$ tiene un valor de índice de confiabilidad mayor que el diseñado con $Q=4$.
- 3 En el edificio de 15 niveles con $Q=3$ podemos observar que su confiabilidad es bastante parecida al edificio de 10 niveles con $Q=4$.
- 4 En general, de acuerdo con los resultados de la variación del índice β con respecto al periodo de recurrencia, los edificios diseñados con $Q=2$ tienen mayor confiabilidad que los edificios diseñados con $Q=4$, mientras que el edificio con muros de concreto diseñado con $Q=3$ muestra un índice de confiabilidad semejante a los otros edificios estudiados diseñados con $Q=4$.

Para las funciones de vulnerabilidad en función de los periodos de recurrencia se observa lo siguiente:

1. Los edificios diseñados con un factor de comportamiento sísmico de 3 y de 4 son más vulnerables.

2. Los edificios diseñados con un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$, comienzan a presentar costos esperados de daño significativos, para periodos de recurrencia de intensidad ya muy altos.
3. El edificio de 15 niveles con $Q=3$ es el más vulnerable de todos los edificios, esto es debido principalmente que al presentarse un daño o la falla en el muro de concreto, la capacidad de resistencia global de la estructura disminuye en forma más rápida debido a que el muro contribuye en mayor proporción a la capacidad resistente del sistema.

La comparación de resultados que se hace, considerando diferentes criterios para calcular la capacidad de deformación de las estructuras, muestra la influencia que este tiene en el cálculo, tanto de la confiabilidad de las estructuras, como en la estimación de las funciones de vulnerabilidad.

RECOMENDACIONES

Las recomendaciones en este trabajo se dirigen a complementarlo en estudios futuros. Dichas recomendaciones se enlistan a continuación:

1. Desarrollar criterios adecuados para calcular la capacidad de deformación de los entresijos, debido a que no es posible obtener una curva de capacidad de los entresijos mediante un empuje lateral como se obtiene para la capacidad de deformación global, o, en su caso, definir mejores indicadores de la respuesta sísmica de estructuras.
2. Hacer un análisis de costo, variando el porcentaje de la utilidad y el porcentaje del costo total de la obra para los acabados e instalaciones, en base a estudios reales, con el fin de ver su influencia en las estimaciones de la vulnerabilidad sísmica en las estructuras, expresadas en término de consecuencias económicas.
3. Complementar este trabajo realizando las funciones de vulnerabilidad para edificios con muros de mampostería.
4. Hacer construcciones de escenarios de riesgo sísmico ante alguna de las siguientes condiciones:
 - a) Escenario en una localidad ante una intensidad asociada a un intervalo de recurrencia.
 - b) Escenario en una localidad ante un movimiento de magnitud y foco conocido.
 - c) Escenario regional ante un movimiento de magnitud y foco conocido.
5. Incorporar en el cálculo de los costos las consecuencias debidas a otros factores no incluidos en este trabajo como son la pérdida de vidas humanas, contenidos o impacto socio-económico.

APÉNDICE A

MÉTODO DE MÁXIMA VEROSIMILITUD APLICADO A LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.

Sea el margen de seguridad para cada sistema estructural definido como:

$$Z = Ln\left(\frac{\Psi_c}{\Psi}\right) \quad (A1)$$

Con media según la siguiente ecuación

$$\bar{Z} = -Ln(1.0 - e^{-a_1 y^{a_2}}) - a_3 y^{a_4} \quad (A2)$$

y su varianza definida por

$$\sigma^2_{z(y)} = b_1 y^{b_2} \quad (A3)$$

El valor del margen de seguridad Z varía desde $-\infty$ a $+\infty$

Aplicando el método de la máxima verosimilitud obtenemos que:

$$L(\alpha) = \prod_{i=1}^m f_z(z_i|y_i, \alpha) \prod_{j=1}^n F_z(0|y_j, \alpha) \quad (A4)$$

Donde

$$\alpha[\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, b_1, b_2]$$

El vector de parámetros α se determina por medio de una aproximación de máxima verosimilitud aplicada a la muestra de parejas de valores, de intensidad (y) y margen de seguridad (Z)

Considerando que f_z tiene una distribución del tipo normal, el problema a resolver es maximizar la ecuación (A4).

En lo anterior se considera que la función de densidad de probabilidades del margen de seguridad Z está representada por la figura 1, en donde la concentración corresponde a los casos en que el margen de seguridad es igual a cero (la estructura falla o excede la capacidad de deformación). Esta función de densidad de probabilidades se puede representar como se ve en la figura 2. El área acumulada hasta el valor de cero representará la probabilidad de falla concentrada de la figura 1.

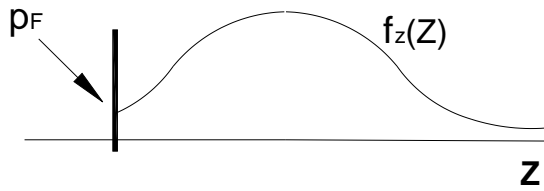


Figura 1

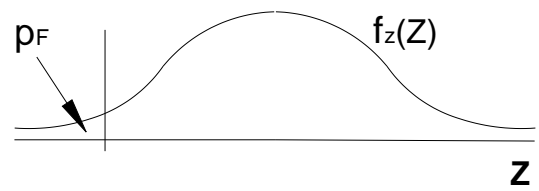


Figura 2

En donde la primera parte de la ecuación (A4), toma en cuenta los valores del margen de seguridad, para los casos en que la estructura no falla ($Z > 0$). La segunda parte de la ecuación toma en cuenta los casos en que la estructura falla, es decir, cuando $Z = 0$.

REFERENCIAS

Alamilla, J. (2001), Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporricadas. Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez., Díaz-López, O. (2001), Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelograms: their dependence on magnitude and distance. *Journal of Seismology*, 5: 1-21.

Arellano M., Eduardo, Hugón J.G. y Alonso G. (2003), Caracterización y clases de vulnerabilidad de edificaciones de la colonia Roma, Ciudad de México. Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo ID-II-01, León, Guanajuato.

Avilés J, Pérez-Rocha L E, (2004), Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura, *Revista de Ingeniería Sísmica*. No. 71, 1-36, México.

Bazan, E. y Meli, R. Capitulo 4: Criterios de Estructuración de edificios, *Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa-Noriega, México, 2004, p. 166.

Campos-Arias, D y L. Esteva (1997), Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, pp. 567-573.

Cornell, C A (1969), "A probability-based structural code", *Journal of American Concrete Institute*, Vol.66, No.12.

Corona G, (2007), Programa de análisis y diseño de edificios de concreto, g.c. Ingeniería y Diseño, s.c.

Díaz O., L Esteva, J García-Pérez, O. Méndez. (2001), Ductilidades globales y criterios alternativos para el análisis de confiabilidad de sistemas estructurales sujetos a sismos. Informe final CONACYT proyecto No. 27507U, Instituto de Ingeniería proyecto No. 9512.

Díaz O., L Esteva, Ismael E. y Velasco H. (2005), "Funciones de vulnerabilidad sísmica de estructuras de edificios". XV congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ciudad de México, Artículo II-27.

Díaz-Alcántara J.L. (2008) Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la ciudad de México. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, UNAM

Esteva, L (1963). Estimaciones de daños probables producidos por temblores en edificios, *Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica* I, 1.

Esteva, L, O Díaz, A Terán y J García (1988). Costos probables de daños causados por temblores en construcciones, Informe interno 8750, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Esteva L. y Ruiz S.E. (1989), "Seismic failure rates of multistory frames", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 2, pp. 268-284, February.

Esteva L y Mendoza E, (1989), Influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica inelástica de edificios, Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 6704.

Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael (2002), "Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design", *Structural Safety*, 24 (2-4: Volumen especial), pp 187-205.

Esteva, L., Díaz O., Ismael E. (2004). Manual para el Análisis de Vulnerabilidad y Riesgo de Construcciones Urbanas ante Perturbaciones Sísmicas y Eólicas, Parte: Perturbaciones Sísmica Construcciones Tipo II Marcos de Concreto Reforzado, Primer Informe, Informe de Investigación, Instituto de Ingeniería UNAM, Noviembre.

Esteva L. (2006), "Retos para el establecimiento de criterios óptimos para el diseño sísmico basado en desempeño", VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos, México.

Guillén L. Briseida, Consuelo G.S. y Aldama O. Alejandro (2005), Evaluación de la vulnerabilidad sísmica por muestreo estadístico, Memorias XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo II-01, México, Distrito Federal.

Ismael, E. (2003), Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro. Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Ismael, E. y Esteva, L. (2003) "Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro", Memoria XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León Guanajuato.

Ismael, E., y Esteva, L., (2006) A Hybrid method for simulating strong ground motions records, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, #-8 September 2006, Paper Number: 1265.

Lefas, I, M Kotsovovs y N Ambraseys (1990), Behavior of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics and failure mechanism", *ACI Structural Journal*, Vol.87, No. 1, pp 23-31.

Mander, J (1984), Seismic design of bridge piers, Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Meli, R (1976), Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 375, junio, pp. 137-157.

Meli, R y C J Mendoza (1991), Reglas de verificación de calidad del concreto, Revista de Ingeniería LXI, México.

Meli R. y Reyes C. (2002), Criterios de diseño sísmico por desempeño y su aplicación en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Memorias VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Mor. México.

Mendoza, C J (1984), Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el distrito Federal, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Mendoza, C J (1991), Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones, Revista de Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol. III, No. 34, Marzo pp. 6-11.

Miranda, E, M Ordaz, J Alonso y C Montoya (1996). Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México, Informe interno del Instituto de ingeniería para la AMIS.

Mirza, S A y J G MacGregor (1979a), Variability in dimensions of reinforced concrete members, *Journal of Structural Division (ASCE)*, Vol 105, No.ST4, Abril, pp. 751-766

Mirza, S A y J G MacGregor (1979b), Variability of mechanical properties of reinforcing bars, Journal of Structural Division (ASCE), Vol 105, No.ST5, Mayo, pp. 921-937.

NTCC (2004), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Gobierno del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 6 de octubre, México D.F.

NTCDCC (2004), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gobierno del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 6 de octubre, México D.F.

NTCDS (2004), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gobierno del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 6 de octubre, México D.F.

Ordaz, M, R Meli, C Montoya, L Sánchez y L E Pérez-Rocha (1992). Data base for risk assessment in Mexico City, Simposio Internacional de Prevención de Desastres Sísmicos, México D.F. mayo 18-21.

Ordaz, M., Arboleda, J. and Singh, S.K. (1995), A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 85. No.6. pp. 1635-1647.

Ordaz M. (1997). Sísmicidad y riesgo sísmico, Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver. México, pp. 143-163.

Paulay, T y M J N Priestley (1992), Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley and sons. Inc.

Picazo, Y. (2008), Funciones de confiabilidad sísmica en edificios con muros de cortante. Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Pier J. y A. Cornell (1973), Spatial and temporal variability of live loads, Journal of Structural Division ASCE, Vol 99, No. ST5, Mayo, pp. 903-922.

Powel G H, (1973), DRAIN-2D user's guide, Report No. EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.

Ramírez de Alba, H., Pichardo Lewenstein, B. y Arzate Cruz, S. P. (2007). Estimación de la vulnerabilidad sísmica de viviendas en zonas urbanas. Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY, 11-1, pp.-23, ISSN: 1665-529X

Rangel-Ramírez E. (2008) "Diseño sísmico basado en confiabilidad de edificios con irregularidad de masas en la altura" Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, UNAM

RCDF (2004), Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gobierno del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 29 de Enero, México D.F.

Reyes, C (1999), El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios, Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Rodríguez, M y J C Botero (1996), Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México, Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 575, Enero.

Salgado R. Alberto, (2005), Daños por sismos esperados en las viviendas tradicionales de ciertos Centros Históricos del sureste mexicano, Memorias XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica Artículo II-04, México Distrito Federal.

Sánchez P, Tomás (2005), Vulnerabilidad y riesgo de la vivienda en México, Memoria, curso corto regional de alto nivel sobre edificaciones de mampostería destinada a habitación”. Centro Regional de Desarrollo en Ingeniería Civil y Colegio de Ingeniería en Michoacán, Tema II-1, Michoacán, México.

SEAOC, (1995), Structural Engineers Association of California, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Informe final del Comité Vision 2000, vols 1 y 2.

Sierra, G M (2002), Optimización en ciclo de vida para establecer parámetros de diseño sísmico basado en desempeño, Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Soriano A y Ruiz S.E (1997), Design live loads for office buildings in Mexico and the United States, Journal of the Structural Engineering. Vol. 123, No.6 junio, pp. 816-822.

Suárez, C (1971), Costo y tiempo en edificación, 3ra edición, Limusa Noriega.

Tejeda Jácome Juan de la C., Licea Panduro, Araiza Garaygordobil Juan Carlos (2004) Evaluación del comportamiento estructural de la vivienda económica, en la zona conurbada Colima-Villa de Álvarez durante el sismo de enero de 2003. Memoria XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Artículo V-04, Acapulco Guerrero.

Universidad Nacional Autónoma de México (2003), “Guía metodológica para el análisis del peligro, vulnerabilidad, riesgo y pérdidas causadas por desastres naturales o antropogénicos y su reducción y prevención”, preparado para la Secretaría de Gobernación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Instituto de Ingeniería, diciembre.

Vega Daniel y Lermo Javier, (2005) Estimación de efecto de sitio y la vulnerabilidad sísmica en la ciudad de Acatlán Puebla, Memorias XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica Artículo II-26, México Distrito Federal.

Wang, M L y S P Shah (1987), Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 993-1003.

Zeevart L, (1972), Foundation engineering for difficult subsoil conditions, Van Nostrand Reinhold company, New York, pp. 424-442.