



---

---

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**POSGRADO EN INGENIERÍA**

**DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO PARA  
SISTEMAS NO LINEALES CON ELEMENTOS  
DISIPADORES DE ENERGÍA**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:**

**MAESTRA EN INGENIERÍA**

**(Estructuras)**

**PRESENTA:**

**Sugey Guadalupe León Ramos**

**DIRECTOR DE TESIS:**

**Dr. Luis Esteva Maraboto**

**México D.F.**

**Agosto, 2005**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# CONTENIDO

<b>RESUMEN .....</b>	<b>1</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>2</b>
1.1 Antecedentes .....	2
1.2 Objetivo .....	2
1.3 Alcance y limitaciones .....	3
<b>2. PLANTEAMIENTO TEÓRICO .....</b>	<b>4</b>
2.1 Diseño sísmico basado en desempeño.....	4
2.2 Sistemas con disipadores de energía histeréticos.....	4
2.3 Propiedades estructurales que definen el comportamiento de edificios de múltiples niveles .....	5
2.3.1 Modelos probabilísticos de las propiedades estructurales.....	5
2.3.1.1 Cargas vivas .....	5
2.3.1.2 Cargas muertas en edificios .....	8
2.3.1.3 Características de elementos estructurales de concreto reforzado .....	8
2.3.1.4 Resistencia a compresión del concreto de la estructura .....	9
2.3.1.5 Resistencia a tensión del concreto en la estructura .....	10
2.3.1.6 Módulo tangente del concreto, $E_c$ .....	11
2.3.1.7 Comportamiento mecánico del acero de refuerzo .....	12
2.3.1.8 Porcentaje de acero longitudinal .....	14
2.3.2 Caracterización de la rigidez en elementos de concreto reforzado .....	15
2.3.3 Criterio para determinar la capacidad última de deformación global en la estructura .....	15
2.3.4 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado .....	16
2.3.5 Modelo de comportamiento histerético de los elementos disipadores de energía .....	17
2.4 Excitación sísmica.....	17
2.5 Análisis de incertidumbre para la estimación de la respuesta dinámica a partir de sistemas simplificados de referencia, SSR .....	18

2.5.1	Uso de los SSR.....	18
2.5.2	Caracterización del SSR.....	18
2.5.3	Factores que toman en cuenta la incertidumbre asociada al emplear sistemas simplificados de referencia.....	19
2.5.4	Estimación de la respuesta no lineal de SMGL con la ayuda de SSR.....	20
2.6	Funciones de confiabilidad.....	20
<b>3.</b>	<b>CASOS ESTUDIADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>22</b>
3.1	Planteamiento general .....	22
3.2	Caso estudiado.....	22
3.2.1	Procedimiento para la selección del modelo detallado .....	22
3.2.1.1	Selección del sistema convencional .....	23
3.2.2	Análisis de la respuesta no lineal .....	23
3.2.2.1	Modelo empleado para el análisis de la respuesta no lineal del SMGL .....	23
3.2.2.2	Determinación paso a paso de la respuesta no lineal para el SMGL .....	24
3.2.3	Sistemas simplificados de referencia .....	24
3.2.3.1	Análisis paso a paso para SSR .....	25
3.2.4	Determinación de los factores de transformación de las respuestas .....	26
3.2.4.1	Determinación del factor $\rho$ .....	26
3.2.5	Determinación del valor esperado y coeficiente de variación de las respuestas máximas para la familia de estructuras, a partir de los SSR.....	27
3.2.6	Funciones de confiabilidad.....	27
3.2.6.1	Estimación de las funciones .....	27
3.2.6.2	Discusión de los resultados .....	28
3.2.6.3	Aplicación de las curvas de confiabilidad .....	28
<b>4.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>29</b>
<b>5.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>30</b>
<b>6.</b>	<b>APÉNDICES, TABLAS Y FIGURAS.....</b>	<b>33</b>

## RESUMEN

El objetivo del diseño sismorresistente en una obra de ingeniería es establecer un equilibrio adecuado entre los costos de construcción y mantenimiento. Los conceptos que definen el desempeño de una estructura ante una excitación sísmica cuya intensidad está asociada a un período de retorno son la limitación de daños en elementos estructurales y no estructurales, el mantenimiento de condiciones de funcionamiento en la estructura y la protección de las vidas humanas.

En este trabajo se comparan los niveles de confiabilidad de un marco dúctil de concreto reforzado convencional y un marco con elementos disipadores de energía (EDE), diseñados de acuerdo con los criterios establecidos en el reglamento de construcciones del Distrito Federal, para las mismas condiciones de rigidez y resistencia; para el marco que incluye EDE la resistencia y la rigidez lateral es diseñado de tal forma que la contribución del marco y los EDE es de un 50%, respectivamente. Esto con el fin de obtener con la ayuda de sistemas simplificados los factores de transformación de la respuesta, y así obtener funciones de confiabilidad aplicables a la práctica del diseño sismorresistente.

La manera en que se define la confiabilidad en este trabajo es en función de la respuesta global del sistema, mediante la respuesta esperada del sistema simplificado ante una intensidad dada y la capacidad del sistema.

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1 ANTECEDENTES

Evaluar la confiabilidad estructural e introducir los criterios de diseño por desempeño en los reglamentos de diseño sismorresistente ha sido desde hace más de treinta años el principal objetivo de algunos investigadores como Cornell (1969), Esteva *et al* (2001), Meli (1976), Reyes (1999) y Rosenblueth (1976) por mencionar algunos. En los párrafos siguientes se describen algunos estudios en esta dirección.

Las ayudas de diseño sismorresistente basadas en confiabilidad y en desempeño tienen como fin obtener las características de sistemas estructurales, que conducen a obtener niveles óptimos de desempeño y confiabilidad, referidos a su ciclo de vida. Varios desafíos deben ser afrontados al preparar estas ayudas, que van desde el desarrollo de criterios hasta la obtención de formas fáciles de aplicarlos a la práctica.

Esteva *et al.* (2001) utilizan el planteamiento propuesto por Rosenblueth (1976) y lo aplican a sistemas estructurales conformados por marcos de concreto reforzado. Se toma como variable de control, dentro del proceso de optimación, a la rigidez de la estructura, pues se considera que los niveles de daño corresponden a intensidades bajas y moderadas, donde la ausencia de la falla es poco probable. Para determinar los costos esperados por daño se emplean sistemas simplificados de referencia, así como los correspondientes factores de transformación.

Reyes (1999) desarrolla un procedimiento que permite el cálculo de los periodos óptimos de diseño asociados al estado límite de servicio; estos periodos se determinan a partir del valor asociado al periodo fundamental en traslación de la estructura que minimiza el valor esperado del costo total de la misma. El valor esperado del costo total de la estructura se considera como la suma del costo inicial más el valor esperado del costo por reparación de los daños, entre otros. En este último se considera el daño en elementos estructurales y no estructurales.

En los trabajos mencionados en los dos últimos párrafos, la atención se concentra en determinar la rigidez del sistema; no obstante, para realizar una optimación rigurosa es necesario considerar la rigidez del sistema que determina los niveles esperados de daño para intensidades bajas y moderadas, así como la resistencia del sistema, que determina la seguridad a la falla o colapso de la estructura.

## 1.2 OBJETIVO

Este trabajo tiene como finalidad explorar la influencia de algunas propiedades mecánicas relevantes sobre la determinación del comportamiento de una estructura de concreto reforzado que incluye elementos disipadores de energía (EDE) de los llamados histeréticos y compararlo con un marco convencional, mediante transformaciones de respuesta de factores probabilísticos. De esta forma, los resultados se transforman en parámetros cuantitativos, útiles para el desarrollo de un procedimiento de diseño basado en desempeño y confiabilidad, que pueden ser aplicados a la práctica del diseño sísmico.

Estimar con base en métodos de simulación de Monte Carlo, valores medios y coeficientes de variación de las ductilidades de entepiso y de las correspondientes capacidades de deformación para marcos convencionales y para sistemas con EDE, ambos diseñados para las mismas condiciones de rigidez y resistencia lateral.

Mediante un planteamiento probabilístico y con los resultados descritos en el párrafo anterior, obtener funciones de confiabilidad (en términos del índice  $\beta$  de Cornell, como función de la demanda de ductilidad del Sistema Simplificado de Referencia (SSR)) y propiedades estadísticas de factores de transformación de las respuestas de sistemas simplificados de referencia en las respuestas de los modelos detallados de los sistemas de interés.

Obtener relaciones entre las funciones de confiabilidad obtenidas con los modelos detallados y con los SSR y ya con estos resultados comparar las relaciones entre las funciones de confiabilidad de los SSR y de los modelos detallados (MD) obtenidas para los marcos convencionales y para los que poseen EDE. Proponer una forma de emplear estas relaciones para obtener diseños para el MD de un sistema, para un nivel dado de confiabilidad, a partir del valor estimado por medio del SSR.

### **1.3 ALCANCE Y LIMITACIONES**

De acuerdo con la filosofía de diseño basada en desempeño, en este trabajo se proponen criterios para determinar parámetros cuantitativos que permiten obtener el desempeño de estructuras de concreto reforzado que incluye EDE y la contribución de estos a la rigidez, resistencia lateral de un sistema mixto, formado por un marco convencional y por EDE.

Se considera una alternativa simple para evaluar las funciones de vulnerabilidad en términos de sistemas simplificados de referencia (SSR). Se toman en cuenta los factores de incertidumbre de los SSR.

Se consideran los casos en que las estructuras son regulares y se idealizan como perfectamente empotradas en su base, por lo que no se considera interacción suelo-estructura y los efectos de torsión. Se emplean casos de estructuras regulares con EDE, que son más o menos típicas en la ciudad de México.

El método que se emplea en este trabajo como medida de la respuesta estructural es la distorsión lateral de entrepiso y global. La aceleración y velocidad de los entrepisos no son consideradas, por lo que los daños debido a estas respuestas no son consideradas.

## **2. PLANTEAMIENTO TEÓRICO**

### **2.1 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO**

El mal desempeño de estructuras sismorresistentes modernas durante eventos sísmicos recientes ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico. Debido a esto, se ha resaltado la importancia de complementar la fase numérica del diseño sísmico, una fase conceptual y una de implantación.

En 1995, el Comité Visión 2000 publica un informe donde plantea las bases sobre las que actualmente se sustenta la formulación de la mayoría de metodologías de diseño por desempeño que se han propuesto. Uno de los aspectos del diseño sísmico que han destacado recientemente, como consecuencia de este replanteamiento, es la confiabilidad del diseño.

Las ideas fundamentales de este diseño sísmico basado en desempeño son: resistir sin daño estructural (estado límite de servicio) para sismos de menor intensidad, en elementos no estructurales (estado límite de operación) con algún tipo de daño para sismos moderados y obviamente la de resistir sin colapso, con algún tipo de daño estructural y no estructural (estado límite de seguridad) para sismos de mayor intensidad.

Los objetivos del diseño sísmico basado en desempeño, antes mencionado, conducen a tres criterios de desempeño, cada uno de los cuales se asocia a un estado límite, mencionados en el párrafo anterior. Para poder satisfacer estos estados límite, se establece en gran parte de reglamentos de diseño sísmico que el diseño de estructuras debe llevarse a cabo considerando un solo estado límite y su correspondiente nivel sísmico de diseño. Normalmente se considera el estado límite de colapso (asociado a sismos de gran intensidad).

Existen propiedades y características mecánicas, que son importantes para su comportamiento dinámico, y por tanto, para su desempeño sísmico. Una de estas características es la capacidad de disipación de energía, que puede considerarse de relevancia para el comportamiento de sistemas sismorresistentes novedosos (por ejemplo, sistemas pasivos de disipación de energía), el cual es objetivo de este trabajo.

### **2.2 SISTEMAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA HISTERÉTICOS**

Los sistemas que incluyen EDE, son sistemas novedosos que sirven para controlar la respuesta sísmica, las demandas de deformaciones inelásticas en elementos estructurales y concentrar la totalidad, o bien la mayor parte de las demandas de deformaciones inelásticas, y por lo tanto de disipación de energía, en elementos especialmente diseñados para poder disipar grandes cantidades de energía sin daño o bien con un mínimo de daño.

Los EDE son elementos estructurales que están específicamente diseñados para poder disipar grandes cantidades de energía sin tener daño, o bien experimentando un limitado nivel de daño. Una estructura nueva puede ser diseñada para reducir los daños en elementos estructurales como es el caso estudiado en este trabajo o eliminar por completo los daños que presentarían los elementos estructurales, es decir concentrar la totalidad de la disipación de energía histerética en los disipadores, o bien concentrar la mayor parte de la disipación de energía en dichos elementos y limitar el nivel de daño en los elementos estructurales.



Otro objetivo que también puede lograr son disminuciones importantes en las demandas de deformación relativa de entrepiso o bien de aceleraciones de piso, por lo que también se pueden utilizar para eliminar o disminuir en forma significativa el daño en elementos no estructurales.

En este trabajo se tomó como punto de partida un diseño de un marco convencional tomando de este su rigidez, periodo, fuerzas laterales y coeficiente de diseño, para posteriormente dimensionar el marco que incluye EDE tomando de este el 50% de su rigidez tomados por el marco y el resto por los EDE, satisfaciendo las demás consideraciones.

## 2.3 PROPIEDADES ESTRUCTURALES QUE DEFINEN EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE MÚLTIPLES NIVELES

### 2.3.1 Modelos probabilísticos de las propiedades estructurales

En la estimación de la respuesta sísmica de estructuras, se presentan dos tipos principales de incertidumbre: la asociada a las propiedades mecánicas de la estructura y la que se relaciona con la excitación externa que actúa sobre la misma. En los siguientes tópicos se describen brevemente los modelos probabilísticos empleados para tomar en cuenta la incertidumbre en las propiedades estructurales.

Los modelos probabilísticos que aquí se presentan se emplean para generar estructuras simuladas mediante el método de Monte Carlo.

#### 2.3.1.1 Cargas vivas

Para caracterizar la incertidumbre en la intensidad de la carga viva se emplea el modelo de Pier y Cornell (1973), que corresponde a un modelo probabilístico lineal dado por la siguiente expresión:

$$w(x, y) = m + \gamma_b + \gamma_f + \varepsilon(x, y) \quad (2.1)$$

En ella,  $w(x,y)$  es la intensidad de la carga viva sostenida sobre un punto cualquiera con localización horizontal  $(x,y)$  de un nivel en particular y para una estructura dada;  $m$  es el valor medio de la carga viva para la población de estructuras con el mismo tipo de ocupación: oficinas, departamentos, y otros;  $\gamma_b$  es una variable aleatoria independiente con media cero que toma en cuenta la variabilidad de la carga media de una estructura a otra;  $\gamma_f$  se define de la misma manera que  $\gamma_b$ , pero toma en cuenta la variabilidad de la carga de un piso a otro en un mismo edificio;  $\varepsilon(x,y)$  es una variable aleatoria independiente de  $\gamma_b$  y  $\gamma_f$ , que representa la variación espacial de la intensidad de la carga sobre un piso dado de una estructura determinada.

Las propiedades estadísticas para  $w(x,y)$  en dos puntos distintos  $(x_0, y_0)$  y  $(x_1, y_1)$  sobre un mismo piso están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$E[w(x, y)] = m \quad (2.2)$$

$$\text{cov}[w(x_0, y_0), w(x_1, y_1)] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] \quad (2.3)$$

En la Ecuación 2.3  $\sigma$  representa la desviación estándar y el último término es la función de covarianza entre  $\varepsilon(x_0, y_0)$  y  $\varepsilon(x_1, y_1)$ . Esta función adopta la forma siguiente:

$$\text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] = \sigma_{sp}^2 e^{-r^2/d} \quad (2.4)$$

La cual  $\sigma_{sp}^2$  es la varianza espacial de  $\varepsilon(x, y)$ ,  $r$  es la distancia horizontal entre los dos puntos  $(x_0, y_0)$  y  $(x_1, y_1)$  y  $d$  es un parámetro estimado. Cuando dos puntos  $(x_0, y_0)$  y  $(x_2, y_2)$  están localizados en diferentes pisos, la Ecuación 2.4 se transforma en la siguiente:

$$\text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_2, y_2)] = \rho_c \sigma_{sp}^2 e^{-r^2/d} \quad (2.5)$$

Aquí  $\rho_c$ , es la correlación entre la variación espacial de la intensidad de las cargas en dos puntos, uno en un piso y otro directamente sobre el superior. Esta correlación se presenta cuando los ocupantes que habitan un edificio tienden a cargar de la misma forma los pisos.  $\rho_c$  depende del número de pisos entre los dos puntos y por simplicidad se asume que es constante para un edificio dado.

Para fines prácticos, es necesario expresar el modelo descrito en párrafos anteriores en términos de cargas unitarias por unidad de área,  $U(A)$ . Para ello se requiere integrar la función  $w(x, y)$  sobre un área dada y posteriormente dividirla entre el área de integración. De esta forma, para un área rectangular de un piso determinado las propiedades estadísticas de  $U(A)$  se expresan como:

$$E[U(A)] = m \quad (2.6)$$

y

$$\text{var}[U(A)] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_U^2 \frac{K(A)}{A} \quad (2.7)$$

En esta última ecuación:

$$\sigma_U^2 = \pi d \sigma_{sp}^2 \quad (2.8)$$

$$K(A) = \left[ \text{erf}\left(\sqrt{\frac{A}{d}}\right) - \sqrt{\frac{d}{A\pi}} (1 - e^{-A/d}) \right]^2 \quad (2.9)$$

$$\text{erf}(z) = \frac{2}{\pi} \int_0^z e^{-t^2} dt \quad (2.10)$$

Para el caso de que existan  $n$  pisos con área rectangular común de un edificio dado, las Ecuaciones 2.6 y 2.7, se pueden escribir como

$$E[U(A_n)] = m \quad (2.11)$$

$$\text{var}[U(A_n)] = \sigma_b^2 + \frac{\sigma_f^2}{n} + \frac{\sigma_U^2 K(A)}{nA} + \rho_c \left( \frac{n-1}{n} \right) \frac{\sigma_{sp}^2 K(A)}{A} \quad (2.12)$$

Se hace necesario calibrar el modelo mediante el ajuste a casos reales de los coeficientes de variación de la carga unitaria  $\sqrt{\text{var}[U(A)]}/m$ , contra  $A$ , y  $\sqrt{\text{var}[U(A)]}/m$ , contra  $n$ . De esta calibración se obtienen los valores de los parámetros que intervienen en la Ecuación 2.12.

Basados en trabajos de Mitchel y Woodgate, Pier y Cornell (1973) observaron que la función de densidad de probabilidades de  $U(A)$  es una función tipo Gamma,  $G(k,\lambda)$ , con parámetros  $k$  y  $\lambda$ , definidos por las siguientes expresiones:

$$k = \frac{E[U(A)]^2}{\text{var}[U(A)]} = \frac{m^2}{\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_U^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (2.13)$$

$$\lambda = \frac{E[U(A)]}{\text{var}[U(A)]} = \frac{m}{\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_U^2 \frac{K(A)}{A}} \quad (2.14)$$

Alamilla (2001) toma como referencia el modelo de Pier y Cornell (1973) para hacer la simulación de las cargas vivas. Además reconoce que los parámetros determinados para el modelo corresponden a edificios construidos en otros países.

Por lo anterior, Alamilla hace una transformación de los valores de dichos parámetros con el propósito de representar los valores de éstos para condiciones de edificación en el Distrito Federal. Así, toma el valor medio de la carga viva en edificios de oficinas obtenido por Ruiz y Soriano (1997),  $m_o=75.1\text{kg/m}^2$ . La transformación consiste en expresar la incertidumbre en el modelo citado en términos de coeficientes de variación. Esto se justifica 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. La metodología anterior se puede ver con detalle en el trabajo de Alamilla (2001) y en varios trabajos de la serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM (Soriano *et al* (1997) y Sampayo *et al* (2001)).

Para la simulación de las cargas gravitacionales que actúan sobre edificios, en este trabajo se emplean técnicas de Monte Carlo, para lo cual se utilizan el modelo de cargas propuesto por Pier y Cornell

(1973) y la metodología propuesta por Alamilla (2001), para tomar en cuenta los datos obtenidos en edificaciones construidas en la ciudad de México.

### ***2.3.1.2 Cargas muertas en edificios***

La variación en la intensidad de las cargas muertas en edificios está determinada por las variaciones en las dimensiones de los elementos y por las variaciones de los pesos específicos de los materiales empleados, principalmente.

A diferencia de la estimación de las cargas vivas, para cargas muertas aún no se cuenta con datos estadísticos suficientes que nos permitan describir la variabilidad espacial de éstas en las construcciones. La única información disponible es la asociada a la variabilidad de los pesos específicos de los materiales, de la cual es posible estimar, en forma aproximada, la intensidad de las cargas muertas que actúan sobre los edificios.

En el reglamento de construcciones del Distrito Federal vigente, se establece, para fines de diseño, un valor nominal para la carga muerta. Este valor corresponde a una probabilidad de ser excedida que en general varía entre 2 y 5%. De acuerdo con Meli (1976), la relación entre el valor nominal de carga muerta  $w_n$ , y su valor medio,  $m_{cm}$ , se puede expresar como sigue:

$$m_{cm} = \frac{w_n}{1 + 2Cv} \quad (2.15)$$

En ésta expresión,  $Cv$ , corresponde al coeficiente de variación de la carga muerta, al que generalmente se asigna un valor igual a 0.08.

Debido a que no existe un modelo probabilístico que permita caracterizar la variación en la intensidad de la carga muerta que actúa sobre las estructuras, en este trabajo se emplea una metodología desarrollada por Alamilla (2001). En ésta, las intensidades de las cargas se consideran como variables aleatorias correlacionadas de piso a piso. Para cada entrepiso se adopta una variable aleatoria que es caracterizada por una función de distribución marginal tipo gamma, con media dada por la Ecuación 2.15 y coeficiente de variación igual a 0.08.

Este autor considera que la correlación entre cargas que provienen de diferentes pisos se puede obtener en forma subjetiva por medio de la distribución del cociente entre cargas en pisos diferentes. La correlación se evalúa de manera que la probabilidad de que dicho cociente tome valores entre 0.8 y 1.25 sea de 0.90; de esta forma se obtiene un coeficiente de correlación igual a 0.5.

De acuerdo con esto, en el presente trabajo se aplican el método de Monte Carlo y la metodología utilizada por Alamilla (2001) para obtener simulaciones del valor de la carga muerta sobre los casos a estudiar.

### ***2.3.1.3 Características de elementos estructurales de concreto reforzado***

Las características geométricas de los elementos estructurales influyen en la estimación de la rigidez, la resistencia y la capacidad de deformación de los mismos. Por ello, es importante tomar en cuenta la variación en las dimensiones de dichos elementos.

Las imperfecciones geométricas en los elementos de concreto reforzado se deben a varias causas, entre las que encontramos desviaciones de los valores de diseño de la forma de la sección transversal y de las dimensiones respecto a los valores reales construidos. Estas desviaciones se asocian al tamaño y forma del elemento, al tipo de molde empleado, a la calidad de la mano de obra y el control de la misma, entre otros. Por lo tanto, es evidente que el procedimiento que se emplea para la construcción de estructuras de concreto reforzado determina el grado de desviación o error entre los valores de diseño y los reales.

De acuerdo con el párrafo anterior, se acepta que existe incertidumbre en las dimensiones de los elementos de concreto reforzado, por lo que es necesario considerarla si se pretende realizar cualquier estudio de vulnerabilidad sísmica.

En este trabajo se consideran las variaciones en las propiedades geométricas de la sección transversal de trabes, columnas y muros, siendo estas propiedades, la profundidad o altura, ancho, recubrimientos de concreto y espesores de losa. Los datos estadísticos, media y desviación estándar, de los errores en las propiedades geométricas en cuestión, se toman del trabajo de Mirza y MacGregor (1979a). Dichos errores se consideran como variables aleatorias correlacionadas con distribución de probabilidad normal (Alamilla, 2001), y se calculan de acuerdo con la metodología propuesta por este autor, en donde la correlación se determina a partir de 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; además, se considera que las variabilidades de los errores son estadísticamente independientes en secciones de diferentes elementos.

De esta forma, para obtener valores representativos de las variaciones que experimentan las características geométricas de las secciones durante el proceso de construcción respecto a su valor de diseño, se aplica el método de Monte Carlo. Y para llevar a cabo esto, se obtienen simulaciones de los errores de las variables descritas y, posteriormente, estos valores simulados se suman a las dimensiones proyectadas (nominales) de diseño.

#### ***2.3.1.4 Resistencia a compresión del concreto de la estructura***

La resistencia a compresión del concreto es afectada por diversos factores: la edad, la técnica de curado, el tipo y calidad del agregado, método de colocación, relación agua-cemento, temperatura, humedad, son los más importantes.

Para conocer la resistencia a compresión del concreto utilizado para la fabricación de elementos estructurales se realizan pruebas de laboratorio. Estas consisten en ensayos (pruebas destructivas) sobre cilindros con 28 días de edad y con ciertas condiciones de prueba (curado, humedad, etc) o, en su caso, pruebas destructivas sobre muestras extraídas de la estructura ya construida.

Es evidente que existe incertidumbre en la estimación de la resistencia a compresión del concreto. Esta incertidumbre puede ser expresada en forma cuantitativa por las variaciones existentes entre la resistencia nominal a compresión del concreto,  $f'_c$ , y la resistencia real del cilindro o muestra.

Por otra parte, la resistencia del concreto en una estructura real difiere de la de los cilindros; en general, la primera tiende a ser menor, esto debido a que no existe un control adecuado sobre algunas de las condiciones mencionadas en el primer párrafo.

Ha sido posible estimar las propiedades estadísticas de la resistencia a compresión del concreto en la estructura, como función de la resistencia media obtenida de ensayos experimentales de cilindros de concreto (Mendoza, 1991). Este autor obtiene las siguientes relaciones:

$$\bar{f}_{co} = 0.95 \bar{f}'_c \quad (2.16)$$

$$V_{co} = 1.15 V_c \quad (2.17)$$

Aquí,  $\bar{f}_{co}$  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 coeficiente de variación de la resistencia a compresión del concreto en la estructura y  $V_c$  es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión que proviene de ensayos de cilindros de concreto.

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

Por otro lado, existe una elevada correlación entre las resistencias de un mismo elemento, de diferentes elementos en un mismo entepiso, así como de los elementos de concreto en todo el edificio (Alamilla, 2001). Para tomar en cuenta esta correlación, este autor estima en forma subjetiva los coeficientes de correlación de la resistencia a compresión del concreto entre elementos de un mismo nivel, y entre los elementos de diferentes entepisos. Estos coeficientes son calculados a partir de los coeficientes de las resistencias de los elementos en cuestión y de aplicar la metodología que él propone.

En el presente trabajo se emplea el procedimiento descrito en el párrafo anterior para obtener los valores simulados de la resistencia a compresión del concreto en elementos estructurales, y además se considera que dicha resistencia se comporta de acuerdo con una función de distribución lognormal, ya que los valores de las resistencias del concreto solo pueden tomar valores positivos.

### ***2.3.1.5 Resistencia a tensión del concreto en la estructura***

La resistencia a tensión del concreto,  $f_t$ , al igual que la de compresión, es afectada por diversos factores, ya mencionados.

Es importante caracterizar y cuantificar la incertidumbre asociada a la resistencia a tensión del concreto, ya que esta influye en el nivel de agrietamiento de los elementos de concreto cuando estos se someten a esfuerzos de tensión originados por flexión, principalmente. El valor de  $f_t$  puede ser caracterizado en forma adecuada en función de la raíz cuadrada de la resistencia nominal a compresión del concreto,  $f'_c$  (Mendoza, 1984), como sigue:

$$f_t = \phi_t \sqrt{f'_c} \quad (2.18)$$

Aquí  $\phi_t$  es una variable con media  $\bar{\phi}_t = 1.935$  y coeficiente de variación  $V_\phi = 0.20$ . En esta ecuación se muestra que existe una correlación importante entre la resistencia a tensión del concreto y la resistencia a compresión del mismo. La correlación no ha podido ser evaluada en términos cuantitativos, debido principalmente a que las resistencias a compresión y tensión de los cilindros provienen de muestras distintas.

En Alamilla (2001) se propone una metodología para estimar la correlación entre dichas variables. De acuerdo con esta metodología, se asume que la resistencia a tensión y compresión del concreto son variables aleatorias representadas por  $F_t$  y  $F_c$ , respectivamente, y que se relacionan como sigue:

$$F_t = \beta \sqrt{F_c} \quad (2.19)$$

Aquí,  $\beta$  representa a una variable aleatoria independiente, con media  $\bar{\beta}$ , y coeficiente de variación  $V_\beta$ , dados por las siguientes ecuaciones:

$$\bar{\beta} = E \left[ \frac{F_t}{\sqrt{F_c}} \right] = \frac{\bar{\phi}_t \sqrt{f'_c}}{\sqrt{f'_c} (1 - V_c^2 / 8)} \quad (2.20a)$$

$$V_\beta^2 = \frac{V_\phi^2 (8 - V_c^2)^2 - 16V_c^2}{64 + V_c^4} \quad (2.20b)$$

En las ecuaciones anteriores,  $E[.]$  denota al operador esperanza y  $V_c$  es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión del concreto. La Ecuación 2.20b es válida para todo  $V_\phi^2 > V_{\sqrt{F_c}}^2 = (16V_c^2 / (8 - V_c^2)^2)$ .

$\beta$  y  $F_c$  se suponen con distribución lognormal. Para determinar los valores simulados de resistencias de concreto se simulan los valores de  $\beta$  en forma independiente de los valores dados de  $F_c$ , como opción práctica, debido a que no es necesario evaluar el coeficiente de correlación entre las variables, y además, los valores de  $F_t$  se obtienen a partir de distribuciones marginales de probabilidad, las cuales presentan ventajas al simular respecto a las distribuciones conjuntas. La dependencia estadística de las resistencias a compresión del concreto en diferentes elementos se toma en cuenta implícitamente en los valores que resultan de  $F_t$ .

### 2.3.1.6 Módulo tangente del concreto, $E_c$

Es de importancia evaluar la incertidumbre en el valor del módulo tangente del concreto, ya que éste caracteriza el comportamiento de los elementos estructurales sujetos a esfuerzos axiales y/o cortantes. Esta propiedad, al igual que la resistencia a tensión del concreto, está correlacionada con la resistencia nominal a compresión. De esta forma, se puede escribir:

$$E_c = \phi_E \sqrt{f'_c} \quad (2.21)$$

en donde  $\phi_E$  es una variable aleatoria con propiedades estadísticas dadas y  $f'_c$  es la resistencia a compresión del concreto dada en  $\text{kg/cm}^2$ . De acuerdo con estudios realizados por Mendoza (1984), se encontró que tales propiedades, media y coeficiente de variación son: 8500 y 0.12, respectivamente. Este autor determina las propiedades estadísticas a partir de mediciones de valores experimentales de  $E_c$  que resultan de evaluar la pendiente de la recta que intercepta a la curva esfuerzo-deformación en cuestión, en el punto en que el esfuerzo asociado a dicha curva es igual al 40% del esfuerzo máximo de la resistencia a compresión del concreto. Esto implica que el módulo tangente y la resistencia a compresión estén correlacionados. Esta correlación no ha sido evaluada en forma cuantitativa; por ello, en el presente trabajo se procede a utilizar la metodología propuesta en Alamilla (2001), análoga a la utilizada para la resistencia a tensión.

Para llevar a cabo lo anterior,  $E_c$  y  $f'_c$  se consideran variables aleatorias independientes representadas por  $M_E$  y  $F_c$ , respectivamente, y cuya relación está dada por la siguiente expresión:

$$M_E = \gamma \sqrt{F_c} \quad (2.22)$$

Aquí  $\gamma$ , representa a una variable aleatoria independiente, con media  $\bar{\gamma}$ , y coeficiente de variación  $V_\gamma$ , dados por las siguientes ecuaciones:

$$\bar{\gamma} = E \left[ \frac{M_E}{\sqrt{F_c}} \right] = \frac{\bar{\phi}_E \sqrt{f'_c}}{\sqrt{f'_c} (1 - V_c^2 / 8)} \quad (2.23a)$$

$$V_\gamma^2 = \frac{V_{\phi_E}^2 (8 - V_c^2)^2 - 16V_c^2}{64 + V_c^4} \quad (2.23b)$$

La Ecuación 2.23b es válida para todo  $V_{\phi_E}^2 > V_{\sqrt{F_c}}^2 = (16V_c^2 / (8 - V_c^2)^2)$ .

De acuerdo con la Ecuación 2.22, dada la resistencia a compresión del concreto y obteniendo por simulación de Monte Carlo el valor de la variable  $\gamma$ , es posible obtener el valor de  $E_c$  asociado con dicha resistencia (Alamilla, 2001)

### **2.3.1.7 Comportamiento mecánico del acero de refuerzo**

Existen muchos trabajos encaminados a conocer la respuesta sísmica de estructuras de concreto reforzado ante acciones sísmicas, mismos que pueden provenir de estudios analíticos o experimentales. Los modelos analíticos para estimar la respuesta deben representar en forma adecuada los resultados observados en pruebas experimentales. En el caso de estructuras de concreto reforzado, es de interés



conocer la variabilidad en las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en México, con el fin de tomar en cuenta la influencia que tienen estas propiedades en los aspectos más importantes de la respuesta sísmica de las estructuras mencionadas. De aquí la importancia de estimar los parámetros estadísticos de las funciones que definen las relaciones constitutivas del acero de refuerzo.

De acuerdo con pruebas experimentales de probetas de acero ensayadas a tensión y con un régimen de carga monotónico, Rodríguez y Botero (1996) determinan el comportamiento esfuerzo-deformación de barras de acero fabricadas en México, utilizando un modelo como el mostrado en la Figura 2.1. Las zonas de la curva esfuerzo-deformación representadas en esta figura se describen en seguida.

#### i) Zona elástica

Esta ocurre en el intervalo  $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ , donde  $\varepsilon_s$  y  $\varepsilon_y$  son, respectivamente, la deformación de la barra de refuerzo y la deformación de fluencia de la misma, ésta última considerada igual a 0.002. Si  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero, el esfuerzo en este intervalo de deformaciones se puede evaluar de la siguiente manera:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (2.24)$$

#### ii) Zona de fluencia

Ocurre en el intervalo  $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ , en el que  $\varepsilon_{sh}$  es la deformación del acero asociada al inicio de la zona de endurecimiento por deformación. El esfuerzo se evalúa como:

$$f_s = f_y \quad (2.25)$$

#### iii) Zona de endurecimiento por deformación

Esta zona se ubica en el intervalo  $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ , donde  $\varepsilon_{su}$  es la deformación última del acero asociada al esfuerzo máximo en la barra,  $f_{su}$ . En esta zona el esfuerzo puede ser caracterizado en forma adecuada por la expresión propuesta por Mander (1984), que se representa por la siguiente ecuación:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad (2.26)$$

Esta ecuación es válida para  $f_y \leq f_s \leq f_{su}$ .  $P$  es un parámetro adimensional que controla la forma de dicha ecuación. Después de que esta función alcanza el esfuerzo máximo, se presenta una disminución gradual de esfuerzos, así como un aumento continuo de deformaciones hasta alcanzar la ruptura del acero, misma que ocurre a una deformación  $\varepsilon_{suu}$ .

Con base en los resultados experimentales obtenidos de las probetas ensayadas, Alamilla (2001) define un conjunto de variables aleatorias con el fin de representar las características observadas en cada una de las zonas descritas arriba. Dichas variables caracterizan a las propiedades estadísticas (media y desviación estándar) de los parámetros que controlan la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

$$f_y = f_y \quad (2.27a)$$

$$\xi_0 = f_{su} - f_y \quad (2.27b)$$

$$\xi_1 = \varepsilon_{sh} - \varepsilon_y \quad (2.27c)$$

$$\xi_2 = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (2.27d)$$

$$\xi_3 = \varepsilon_{suu} - \varepsilon_{su} \quad (2.27e)$$

Para estas variables se obtiene la matriz de covarianzas y se ajusta una función de distribución de probabilidad logarítmico normal. El coeficiente de variación de la resistencia se toma del trabajo realizado por Mirza y MacGregor (1979b) y es asociado al obtenido para una sola fuente de procedencia del acero. Por otro lado, se considera a la resistencia de un lecho de acero  $R$ , de la cual depende de la variabilidad dentro del lote y de la variabilidad de lote a lote (Alamilla, 2001). Los coeficientes de variación están descritos por la ecuación siguiente:

$$V = \sqrt{\left(\sqrt{1 - V_{FY}^2} - 1\right)} \quad (2.28)$$

Aquí,  $V_{FY}$  es el coeficiente de variación de  $f_y$ , definida en la Ecuación 2.27a.

El procedimiento utilizado para obtener los valores simulados de la curva de comportamiento del acero para cada lecho de las estructuras aquí estudiadas está basado en lo descrito en el párrafo anterior.

### **2.3.1.8 Porcentaje de acero longitudinal**

El área de acero real de refuerzo longitudinal en elementos de concreto reforzado difiere de la cantidad de acero que se obtiene de los cálculos de diseño, lo cual es debido al proceso de detallado del elemento y a la variación entre el diámetro nominal y el producido en las siderúrgicas.

El área de acero real en cada sección transversal de elementos de concreto reforzado se puede representar mediante la variable aleatoria  $A_R = \phi A_D$  (Mirza y MacGregor, 1979b), donde  $\phi$  es una variable aleatoria independiente con media igual a 1.01 y coeficiente de variación de 0.04 y  $A_D$  es el área de acero que resulta del diseño convencional, por lo que es una variable determinista. En el presente trabajo, se obtienen valores de  $A_R$  simulando independientemente valores de  $\phi$  para cada lecho de acero con base en la distribución de probabilidad logarítmico normal propuesta por los autores mencionados (Alamilla, 2001).

### 2.3.2 Caracterización de la rigidez en elementos de concreto reforzado

En la práctica de ingeniería es importante caracterizar en forma adecuada a la rigidez de los elementos de concreto reforzado, pues de ésta depende la estimación del periodo de la estructura. El periodo es importante en el comportamiento estructural y el nivel de fuerzas laterales de diseño. En general, se utiliza la sección bruta para determinar la rigidez y el periodo. Lo antes mencionado no siempre es válido, ya que las intensidades sísmicas afectan los niveles de agrietamiento de los elementos y con ello disminuyen la sección transversal efectiva.

En este trabajo, se calculan los coeficientes de rigidez de cada elemento de acuerdo con el planteamiento propuesto por Alamilla (2001). Este planteamiento se basa en el método de trabajo virtual para obtener los coeficientes de rigidez a partir de las rigideces a flexión,  $EI = My / \phi y$ , donde  $My$  y  $\phi y$  son momento de fluencia y curvatura de fluencia en una sección, respectivamente. Además, se considera que la longitud del elemento se discretiza en siete segmentos contiguos, dos de ellos de rigidez infinita cuyas longitudes dependen de las características geométricas de las secciones en los extremos. La rigidez en el resto de los segmentos del elemento se considera invariable a lo largo de su longitud y se obtiene del diagrama momento-curvatura de una sección transversal típica en el segmento, cuyas propiedades geométricas y mecánicas se consideran inciertas.

El modelo de comportamiento esfuerzo-deformación del concreto utilizado para el cálculo del diagrama momento-curvatura, es el propuesto por Mander *et al.* (1998), y para caracterizar el modelo de comportamiento del acero se usa el modelo de Rodríguez y Botero (1996). Se considera que cada lecho de acero asume su curva esfuerzo-deformación, la cual se obtiene usando el método de Monte Carlo.

En trabes se considera la influencia de la losa por medio del ancho equivalente, que es del orden de un cuarto de las longitudes de los claros adyacentes a la sección transversal de interés (Paulay y Priestley, 1992). La participación de la losa se toma en cuenta tanto a tensión como a compresión.

### 2.3.3 Criterio para determinar la capacidad última de deformación global en la estructura

En este trabajo se toma como capacidad última de deformación del sistema estructural la distorsión global del sistema  $\psi_c$ , como indicador de la respuesta que describe la capacidad máxima en la azotea. Esta variable es la relación del desplazamiento máximo en la punta y la altura del edificio. Este desplazamiento es el asociado al cortante basal máximo, que se obtiene de la curva cortante basal-desplazamiento en la punta del empuje lateral del sistema detallado con propiedades medias.

Los niveles de rotación de un elemento de concreto reforzado son dependientes, de igual forma, de los niveles de deformación del acero y el concreto. La capacidad de rotación a la fluencia se asocia por lo general a la deformación de fluencia del acero de refuerzo, mientras que la capacidad de rotación última es asociada a la deformación última del concreto. En este trabajo se utiliza el modelo de

Rodríguez y Botero (1996) para la caracterización del comportamiento del acero, y para el concreto se toma el modelo de Mander *et al.* (1998). En el modelo de comportamiento del concreto se hace énfasis en la forma en que debe determinarse el valor de la deformación última del concreto a compresión, la cual corresponde a la primera fractura que ocurre en alguno de los estribos que confinan el núcleo de concreto, Scott *et al.* (1982); con esta idea, Mander *et al.* (1988), proponen un método teórico basado en una aproximación de equilibrio de energía para calcular la deformación longitudinal última del concreto.

### 2.3.4 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado

Se han hecho varias investigaciones para tratar de caracterizar el comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado tomando en cuenta su rigidez, resistencia y capacidad de deformación, entre ellos se encuentra el modelo de Wang y Shah (1987), que considera la degradación de rigidez y resistencia de los elementos, las cuales dependen de la amplitud máxima y del número de ciclos experimentados por el miembro.

En este trabajo se utiliza el modelo propuesto por Campos y Esteva (1997), que considera el modelo de deterioro de rigidez y resistencia con base en un índice de daño,  $\varepsilon$ , que a su vez dependen de la acumulación de 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,  $D$ . Las expresiones que especifican a  $\varepsilon$  y  $D$  son las siguientes:

$$D = \sum \frac{\theta}{\theta_F} \quad (2.29)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (2.30)$$

Aquí,  $\alpha$  es una constante de ajuste igual a 0.0671 y  $\varepsilon$  varía de 0 a 1;  $\theta$  y  $\theta_F$  se definen más adelante.

La expresión anterior supone que la falla en el elemento estructural ( $\varepsilon=1$ ) no sucede cuando  $D$  alcanza un valor de 1 sino que el elemento puede soportar aún más daño, el cual se incrementa de acuerdo con la ecuación anterior. El efecto del daño en el comportamiento que el elemento presenta bajo carga cíclica se introduce como una disminución en su capacidad de carga a la fluencia. Esta reducción se define como  $F_D(\theta) = F(\theta)(1 - \varepsilon)$  donde  $\theta$  es la rotación máxima en la estructura en el ciclo  $i$  y  $F(\theta)$  es la carga correspondiente a la rotación  $\theta$  en la curva primaria de la relación momento-rotación plástica.

En la Figura 2.2 se muestra el modelo utilizado, el cual corresponde a un diagrama 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 ciertos patrones que presentan los elementos de concreto reforzado ante la acción de carga cíclica; por ejemplo, en ningún ciclo se supera el diagrama momento-curvatura antes citado.

Por otro lado, en el desarrollo del modelo se supone que el diagrama momento-curvatura se caracteriza por una curva bilineal, donde aparecen solamente los puntos de fluencia, punto  $A$  y de falla, punto  $B$ , es decir, el punto de agrietamiento no es tomado en cuenta, ya que se considera que el daño en el

intervalo lineal de deformaciones es nulo. De esta forma, es fácil pasar de un diagrama momento-curvatura a uno de momento rotación plástica si se utilizan las siguientes relaciones (Campos y Esteva, 1997):

$$\theta = lp(\phi - \phi_y), \text{ para } \phi_y \leq \phi \leq \phi_F \quad (2.31)$$

$$\theta_F = lp(\phi_F - \phi_y) \quad (2.32)$$

Aquí,  $\theta$  es la rotación plástica;  $\theta_F$ , es la rotación asociada a la falla;  $lp$ , es la longitud de articulación plástica que se considera constante, y  $\phi_y$ ,  $\phi$  y  $\phi_F$ , son las curvaturas de fluencia, post-fluencia y de falla, respectivamente.

### 2.3.5 Modelo de comportamiento histerético de los elementos disipadores de energía

Uno de los dispositivos más conocidos que emplea placas de acero deformando inelásticamente a flexión para disipar energía es el llamado elemento ADAS (Added Damping and Stiffness Element). Este dispositivo trabaja por medio de placas de acero en forma de vendoleta las cuales están doblemente empotradas. Dado que las placas trabajan en doble curvatura al imponérseles desplazamientos laterales perpendiculares a su plano, prácticamente se logra la plastificación total de las placas.

Uno de los disipadores de energía a base de energía histerética más desarrollados en cuanto a estudios analíticos y experimentales, así como la disponibilidad de recomendaciones de diseño y de aplicaciones ya construidas son los marcos contraventeados concéntricamente, que son de la forma en que se disponen en este trabajo.

## 2.4 EXCITACIÓN SÍSMICA

En el análisis de vulnerabilidad sísmica es necesario contar con muestras estadísticas de las historias en el tiempo de la aceleración del terreno que posiblemente se puedan presentar en el sitio donde se construirá la estructura. La correlación que existe entre la respuesta estructural y la excitación sísmica hace ver que se requiere estimar en forma razonable las características detalladas del movimiento del terreno ante un evento sísmico. Los modelos basados en procesos estocásticos y los datos estadísticos son herramientas útiles que nos permiten estimar, en forma aproximada, tales características.

En este trabajo se utilizan familias de acelerogramas artificiales generados de acuerdo con los criterios propuestos por Alamilla *et al.* (2001a y b), en los cuales las historias en el tiempo de las aceleraciones se consideran como realizaciones de un proceso estocástico gaussiano con densidad espectral evolutiva en amplitud y contenido de frecuencias. El movimiento del terreno se especifica por varios parámetros y se representa por procesos aleatorios modulados en amplitud y frecuencia. Se utilizan funciones de atenuación generalizadas que relacionan los parámetros anteriores con la magnitud y la distancia a la cual se originan los temblores.

Las familias de temblores utilizadas corresponden a las presentadas por Esteva y Díaz (2000), las cuales tienen características similares a los temblores registrados en el sitio SCT, en la zona blanda del Distrito Federal. Para estos fines, la intensidad,  $y$ , de cada temblor artificial, se expresa por el valor de

la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento igual a 0.05 del crítico.

Las intensidades elegidas y los valores de  $M$  y  $R$  que se toman para los sismos simulados se muestran en la Tabla 2.1. Para cada una de esas intensidades se tiene una familia de veinte registros simulados.

## **2.5 ANÁLISIS DE INCERTIDUMBRE PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA A PARTIR DE SISTEMAS SIMPLIFICADOS DE REFERENCIA, SSR**

### **2.5.1 Uso de los SSR**

Dentro del análisis de optimación que se desarrolla en este trabajo, el número de variables que afecta los valores máximos de las respuestas locales de interés es muy grande, lo que genera la necesidad de realizar estudios de la respuesta dinámica y las funciones de daño de un gran número de sistemas complejos. Lo anterior puede evitarse si se recurre al uso de sistemas simplificados de referencia, SSR, los cuales son sistemas de un grado de libertad con funciones de cortante-desplazamiento similares a aquellos que relacionan el cortante en la base del sistema original con el desplazamiento en la azotea ( $V_b, u_N$ ).

Para un sistema dado, esta función se obtiene por medio de un análisis de empuje lateral, el que también provee un conjunto de configuraciones de respuestas laterales que sirven para estimar valores máximos de respuestas locales con base en el valor máximo del desplazamiento en la azotea.

Es evidente que al utilizar los SSR se está incluyendo, para fines de estimar las respuestas locales, una incertidumbre asociada con las simplificaciones introducidas en el modelo estructural. Estas últimas incluyen las asociadas con la reducción en el número de grados de libertad, las resultantes de la representación inadecuada de las funciones constitutivas de los miembros estructurales sujetos a ciclos de carga de gran amplitud, y las que resultan de no hacer la representación explícita de la interacción entre los diversos elementos estructurales.

La metodología basada en el empleo de sistemas simples de un grado de libertad busca representar las propiedades globales más significativas de los sistemas detallados. Con ello es posible establecer relaciones entre las respuestas más significativas del modelo detallado con las estimadas mediante los sistemas simples, por medio de factores de transformación inciertos, cuyas propiedades estadísticas se determinan a partir de estudios de calibración para los modelos detallados estudiados (Esteva *et al.*, 2002b).

### **2.5.2 Caracterización del SSR**

En este trabajo se emplea un modelo sencillo de un grado de libertad (Figura 3.4) que caracteriza al sistema de referencia (Esteva *et al* 2001). Este sistema se define por su rigidez inicial,  $k$ , rigidez posterior a la fluencia,  $k_2$ , masa,  $m$ , amortiguamiento,  $c$ , cortante y desplazamiento de fluencia,  $v_y$  y  $u_y$ , respectivamente. Estos parámetros son obtenidos de la curva que relaciona al cortante basal con el desplazamiento de azotea, ambos obtenidos del análisis de empuje lateral del sistema detallado con propiedades medias, explicado en el Apéndice B. En este trabajo dicho análisis se realiza en forma dinámica, aplicando en la base de la estructura una aceleración del terreno que crece monotónicamente en forma lineal, lo que permite que la estructura se deforme únicamente por los efectos inerciales. El comportamiento histerético del SSR es caracterizado por un modelo bilineal.

En el empleo de los SSR para estimar respuestas no lineales de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL), es conveniente establecer las relaciones existentes tanto en sus propiedades estructurales como de respuesta (Esteve, 2000). Estas relaciones se toman del trabajo anterior y se describen en el Apéndice A.

### 2.5.3 Factores que toman en cuenta la incertidumbre asociada al emplear sistemas simplificados de referencia

Se tiene claro que para establecer formatos de diseño que puedan ser aplicados por los ingenieros de la práctica se debe cumplir con que tales formatos sean sencillos y modelen explícitamente el comportamiento estructural. Por ello se debe buscar que las metodologías desarrolladas para establecer dichos formatos también sean sencillas. No obstante, se debe tener un equilibrio adecuado entre la simplicidad del método y el grado de aproximación que se obtiene al utilizarlo. Es por ello que al emplear los SSR para estimar la respuesta de SMGL se requiere tomar en cuenta la incertidumbre inherente que se presenta.

La incertidumbre, que se cuantifica por medio de factores de transformación de la respuesta, se asocia al error posible que se origina al hacer la simplificación de un sistema de varios grados de libertad a uno de un solo grado. En este último no se puede representar en forma adecuada la respuesta local de los elementos, y mas aún, no se toman en cuenta los efectos de los modos superiores sobre la respuesta estructural, que en ocasiones son significativos.

Las expresiones y criterios para determinar los factores de transformación asociados son descritos en los párrafos siguientes (Esteve *et al.*, 2005):

$$\rho = \frac{\overline{\psi H}}{\gamma u} = \frac{\overline{\psi}}{\psi_o} \quad (2.33)$$

$$\varepsilon_i = \frac{\overline{\psi_i}}{\overline{\psi_o}} \quad (2.34)$$

$$\rho_i = \frac{\overline{\psi_i}}{\varepsilon_i \overline{\psi}} = \frac{\overline{\psi_i H}}{\varepsilon_i \rho \gamma u} = \frac{\overline{\psi_i}}{\varepsilon_i \overline{\psi}} \quad (2.35)$$

En las ecuaciones anteriores,  $\rho$  es el factor definido como la relación entre la distorsión global,  $\overline{\psi}$ , obtenida del análisis paso a paso del SMGL y el valor esperado de la distorsión,  $\overline{\psi_o}$ , obtenida del análisis paso a paso del SSR.  $\varepsilon_i$  se define como el cociente de la respuesta no lineal del SSR entre su correspondiente valor esperado resultando de un análisis de empuje lateral de un nivel de desplazamiento igual a  $\overline{\psi H}$ .  $\rho_i$  se define como la relación entre la respuesta local de interés y el factor determinísticamente conocido  $\varepsilon_i$  y la distorsión global esperada  $\overline{\psi}$ .

El factor  $\rho$  mide la incertidumbre de la respuesta global del sistema,  $\rho_i$  considera la variación e incertidumbre asociada a la respuesta local del sistema estimada a partir de las configuraciones de deformación y del empleo del SSR para obtener las mismas.

Lo que interesa conocer de los factores de incertidumbre citados es su valor esperado y su coeficiente de variación. Esteva *et al* (2002a y b) proponen formas sencillas para conocer estos parámetros estadísticos de sistemas estructurados con marcos dúctiles de concreto reforzado.

## 2.5.4 Estimación de la respuesta no lineal de SMGL con la ayuda de SSR

Para estimar la respuesta no lineal de los sistemas en estudio se requiere determinar, como ya se dijo en el tópico precedente, el valor de los dos primeros momentos estadísticos de los factores de transformación. Para tal efecto se emplean las siguientes expresiones (Esteva *et al*, 2002b):

$$v(x) = ae^{cx^n} \text{ para } m > Q > 1 \text{ donde: } x = Q - m \quad (2.36a)$$

$$v(x) = a \text{ para } Q \leq m \quad (2.36b)$$

Para los factores aleatorios  $\rho$  y  $\rho_i$  se emplean las Ecuaciones 2.36a y b, en las cuales  $v(Q)$  es una variable genérica que se emplea para representar las esperanzas de dichos factores, donde  $m$  se toma como un valor menor a 1.0 para usar ajuste de una recta en este rango. Conocidas estas esperanzas, se grafican los valores de  $(v/\bar{v} - 1)^2$  como función de  $Q$ , el cual se toma como medida de la intensidad. Los valores esperados de esta función son iguales al cuadrado del coeficiente de variación de  $v$ ,  $V_\rho^2$  y  $V_{\rho_i}^2$ , que se ajusta mediante las Ecuaciones 2.36a y b.

## 2.6 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD

La teoría de la confiabilidad estructural parte de que toda obra de ingeniería está sujeta al riesgo de experimentar el colapso parcial o total, o de ser incapaz de cumplir con alguna de sus funciones. De lo anterior se desprende el concepto de modo de falla, el cual corresponde a la forma en que el sistema puede alcanzar una condición crítica que conduce a pérdidas excesivas o le impide seguir cumpliendo con sus funciones. A cada modo de falla corresponden ciertas consecuencias, las que pueden ser de diversos tipos y pueden incluir, entre otros conceptos, daños a personas o pérdidas de vidas, daños materiales, costos de reparación e interrupción de actividades. Por otro lado, a cada modo de falla se le puede asociar una correspondiente probabilidad de ocurrencia. El complemento de la probabilidad de que ocurra un cierto modo posible de falla se denomina confiabilidad, y ésta es la probabilidad correspondiente a que dicho modo de falla no se presente. La confiabilidad y su complemento, se pueden referir a la ocurrencia de una perturbación dada o a las que puedan ocurrir durante un lapso determinado.

La importancia de estimar tanto la confiabilidad como la probabilidad de falla radica en que éstas proporcionan información para realizar estudios de optimación, en términos de funciones que relacionan costos iniciales con riesgos y beneficios esperados; además de establecer criterios de diseño sísmico basados en niveles aceptables de riesgo.



En los siguientes párrafos se describe el criterio utilizado para la determinación de la confiabilidad de los sistemas que se emplean en este trabajo.

La probabilidad de falla última,  $p_F(y)$ , se calcula ordinariamente asumiendo que la falla ocurre cuando la distorsión lateral  $\psi(y)$  que resulta de la respuesta dinámica del sistema ante un sismo con intensidad  $y$  excede la capacidad de deformación  $\psi_c$ , determinado del empuje lateral. Ambos  $\psi$  y  $\psi_c$  son afectados por incertidumbres y se manejan como variables aleatorias. La confiabilidad del sistema bajo un sismo con intensidad  $y$  puede ser medida aproximadamente por el índice de confiabilidad  $\beta(y) = \bar{Z} / \sigma_Z$ , calculado como la relación del valor esperado y la desviación estándar del margen de seguridad aleatoria  $Z$ , definida como el logaritmo natural de la relación de la capacidad de deformación demandada,  $\psi_c / \psi(y)$ :  $Z = \ln \psi_c - \ln \psi(y)$ . Se asume que  $Z$  tiene una distribución de probabilidad log normal

$$\sigma_Z = \sqrt{E[Z - \bar{Z}]^2} = c + d \ln \mu_0 \quad (2.37)$$

$$\bar{Z} = E[Z] = a + b \ln \mu_0 \quad (2.38)$$

En este trabajo se emplea el sistema detallado, por lo tanto la media y la desviación estándar de  $\ln \psi_c$  puede ser determinado, por ejemplo, de los resultados de los empujes laterales derivados de la simulación por el método de Monte Carlo de las propiedades mecánicas de los miembros del sistema, incluyendo ambos el marco convencional y el marco con EDE. Los resultados de las simulaciones, podrían, en general ser sensibles a las funciones de densidad de probabilidad de las propiedades de ambos grupos de miembros.

### 3. CASOS ESTUDIADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los criterios y modelos descritos en el capítulo precedente sirven como marco de referencia para el desarrollo de la metodología que se propone en este trabajo. Para mostrar dicha metodología, se emplea una familia de estructuras de concreto reforzado en cuya estructuración se incluyen EDE y marcos convencionales. El procedimiento a seguir se describe en los siguientes subcapítulos.

#### 3.1 PLANTEAMIENTO GENERAL

Para determinar los valores óptimos de las propiedades mecánicas de un sistema estructural expuesto a las acciones sísmicas, se presenta una alternativa de incluir EDE a un marco convencional diseñados para las mismas condiciones de rigidez y resistencia lateral (Montiel *et al*, 2005).

Para determinar las combinaciones necesarias para el estudio se requiere especificar un caso de partida (marco convencional). Este sirve, entre otras cosas, para determinar y calibrar los factores de transformación de la respuesta y comparar los índices de confiabilidad obtenidos para marcos convencionales de concreto reforzado con los que se obtienen para sistemas con EDE.

Con este estudio se puede formular un criterio para diseño de sistemas con EDE, que tome en cuenta las condiciones de servicio y falla última. Para esto, la capacidad de deformación de los entrepisos estará determinada por el mínimo que corresponda al marco convencional o a los EDE instalados en dicho entrepiso.

#### 3.2 CASO ESTUDIADO

Los casos estudiados en este trabajo corresponden a una familia de estructuras en las que se tiene una distribución regular en planta y elevación, para el sistema convencional y el sistema con EDE como lo muestra la Figura 3.1a y b, i) e ii) (donde i corresponde al sistema convencional e ii al sistema con EDE); las dimensiones totales en planta y elevación se mantienen constantes en todos los casos. Su uso es destinado para oficinas y se desplantan en la zona de lago de la ciudad de México. Además, por simplicidad se desprecian los efectos de torsión y la interacción suelo-estructura.

El diseño de los modelos detallados se hace considerando los criterios vigentes en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1993) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTCC, 1996; NTCS, 1995). Además, se considera que el sismo actúa sólo en una dirección, esto permite que el sistema se pueda idealizar como un marco plano.

##### 3.2.1 Procedimiento para la selección del modelo detallado

Los edificios se diseñaron para un coeficiente sísmico igual a 0.4, antes de introducir reducciones por comportamiento no lineal. Por ser marcos dúctiles se utiliza factor de comportamiento  $Q=4$  y se considera que incursionan en el intervalo inelástico.

1. Seleccionar el valor de  $c=0.4$ .
2. Para el valor de  $c$ , determinar:
  - a. Diseño preliminar:

- i. Se estima la fuerza cortante en la base, para lo cual es necesario tener una idea preliminar del valor del periodo fundamental del sistema.
- ii. Estimar fuerzas internas en secciones críticas
- iii. Determinar las secciones mínimas aceptables que satisfagan los criterios de resistencia. En elementos de concreto reforzado, tales secciones mínimas están determinadas por los máximos valores aceptables del porcentaje de acero de refuerzo. En vigas, también deben tomarse en cuenta las restricciones asociadas con los límites tolerables para las deflexiones máximas por cargas gravitacionales.
- iv. Seleccionar otras dimensiones de los elementos estructurales mayores que las seleccionadas según el punto anterior (Con esto se logran otros valores para  $T$ ).

b. Diseños detallados:

Para este caso del diseño preliminar se realiza un diseño detallado. Para ello se adopta el espectro asociado al valor de  $c=0.4$ . Contando con el diseño por resistencia se determinan las distorsiones de entrepiso asociadas con la intensidad de diseño para condiciones de servicio.

### ***3.2.1.1 Selección del sistema convencional***

Se toma un valor de 0.4 para el coeficiente sísmico de diseño. Este valor es el que se propone en el RCDF para el grupo al cual pertenece la estructura y la zona donde se considera construida (Grupo B y zona III, respectivamente). Además, se considera un valor de 4 para el factor de comportamiento sísmico  $Q$ ; esto con el fin de tomar en cuenta la capacidad de comportamiento dúctil del sistema. Este factor aplica para todos los casos de la familia de estructuras.

Por otro lado, se establece un límite superior para el período estructural; para esto se tiene el período del marco convencional diseñado para lo antes mencionado, por lo tanto, las variaciones del período están dadas en la variación de las secciones de los EDE.

Mediante un proceso iterativo de diseño se determinan las dimensiones mínimas de las traveses y columnas de ambos casos, también mínimas, de los EDE para el marco que incluye EDE que cumplan con los requisitos de rigidez y resistencia propuestos en los códigos de diseño. Las secciones transversales varían con la altura. Las dimensiones obtenidas para el caso del marco convencional y con EDE se dan en la Tabla 3.1.

## **3.2.2 Análisis de la respuesta no lineal**

### ***3.2.2.1 Modelo empleado para el análisis de la respuesta no lineal del SMGL***

El modelo que se utiliza para el análisis de la respuesta no lineal para cada caso se muestra en la Figura 3.2i) y ii). Dichos modelos corresponden a una idealización de tres marcos planos en serie acoplados por vigas biarticuladas en sus extremos. Esto es posible debido a que se está considerando un sistema en que los efectos de torsión no son significativos. Esta idealización se hace para tomar en cuenta de manera más representativa el efecto que tienen los EDE sobre la respuesta global (del sistema idealizado en tres dimensiones) (Paulay y Priestley, 1992). Para idealizar el modelo de esta forma, se considera que el sistema de piso tiene una rigidez infinita y que las vigas de acoplamiento no generan

momentos flexionantes y sólo transmiten el desplazamiento lateral; es decir, tienen rigidez axial muy grande y rigidez a flexión nula.

El marco que contiene los EDE se idealiza como un marco con diagonales, en el cual se toma los EDE como elemento tipo armadura con modelo de comportamiento fluye en tensión y fluye en compresión; esto tiene por objeto simplificar el análisis dinámico del modelo.

Una vez que se tiene la idealización del modelo con propiedades nominales se determinan los sistemas con propiedades medias y simuladas. Para tal efecto se emplea un programa de cómputo (Alamilla, 2001). Dicho programa determina las propiedades esperadas y simuladas (cargas gravitacionales y propiedades geométricas) de acuerdo con los criterios referidos en la Sección 2.3.1. Además, se pueden obtener algunos parámetros de interés necesarios para determinar los sistemas simplificados de referencia, tales como el periodo estructural, factor de participación y otros.

El programa tiene como entrada datos generales de la estructura, tales como: el número de niveles, número de crujías, alturas de entrepiso, distancias entre crujías, intensidad de carga muerta, intensidad de carga viva media, entre otros. Además, requiere de archivos complementarios en los cuales se dan las propiedades geométricas y de refuerzo tanto para columnas como para trabes. Requiere un archivo especial que contiene a los identificadores de los registros sísmicos que se emplean en el análisis paso a paso. Como salida, el programa obtiene los modelos estructurales con formatos de archivos de datos que se emplean para el análisis paso a paso.

### ***3.2.2.2 Determinación paso a paso de la respuesta no lineal para el SMGL***

Para realizar el análisis paso a paso se emplea el programa de cómputo DRAIN-2D (Powel, 1973). Para representar el comportamiento histerético de los elementos estructurales se emplea el modelo propuesto por Campos y Esteva (1997). Dicho modelo se describe en la Sección 2.3.5.

Para el análisis paso a paso del sistema convencional y el marco con EDE se emplean 60 registros sísmicos simulados, respectivamente, de acuerdo con los criterios descritos en la Sección 2.4. Dichos acelerogramas están conformados por tres grupos (Ver Tabla 2.1); cada grupo corresponde a una intensidad sísmica medida en términos de la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento igual al 5% del valor crítico. Las respuestas obtenidas del análisis paso a paso corresponden a los desplazamientos relativos máximos de entrepiso asociadas a cada piso. Se obtienen las respuestas que intervienen para calcular los correspondientes factores de transformación descritos por las Ecuaciones 2.33 y 2.35.

Debido a que la respuesta para estos sistemas no alcanzó al intervalo inelástico, que es lo que se trata de estudiar en este trabajo, se multiplica por un factor de 2.0 el acelerograma, para llevar el comportamiento al intervalo inelástico en ambos sistemas (convencional y con EDE); este factor se escoge basado en la observación de los resultados obtenidos con el acelerograma sin escalar y con el propósito de aumentar la intensidad normalizada de los sistemas simplificados.

### **3.2.3 Sistemas simplificados de referencia**

Para caracterizar a los SSR utilizados, en este trabajo se emplean los criterios descritos en el capítulo anterior, además de lo dispuesto en el Apéndice A.

Se trata de un modelo de un grado de libertad descrito por sus propiedades más relevantes. En la Figura 3.4 se muestra esquemáticamente el modelo empleado. Para poder determinar el SSR, se requiere primero realizar un análisis pseudo-estático de respuesta no lineal al sistema de múltiples grados de libertad el cual se muestra en la Figura 3.3 i) y ii) para cada caso. En este estudio, el análisis de empuje

lateral (push-over) considera al SMGL sometido en su base a una aceleración monótonica que crece linealmente con el tiempo (Ver Apéndice B). La tasa de crecimiento de la aceleración se toma suficientemente baja, de manera que se evite la ocurrencia de vibraciones, debido al criterio descrito en el Apéndice B, se recomienda que el  $t_{acel} \gg T_{mod}$ , donde,  $t_{acel}$  es el tiempo en segundos de la aceleración monótonica creciente linealmente a utilizar en el empuje lateral y  $T_{mod}$  es el período en segundos de la estructura que incluye el artificio descrito en el Apéndice B; en este trabajo se utiliza  $t_{acel} = 300T_{mod}$  y una aceleración  $c = 0.2g$ , donde  $g$  es la aceleración de la gravedad en  $m/s^2$ . Con ello se logra que la estructura se deforme solamente por efectos inerciales. Los valores de las cargas gravitacionales y propiedades geométricas del SMGL corresponden a sus valores esperados.

De este análisis se obtiene una curva que relaciona al cortante basal,  $V_b$ , con el desplazamiento en el extremo superior del sistema,  $\delta_N$ , medido a partir del nivel de desplante. Las curvas obtenidas para ambos casos se pueden ver en las Figuras 3.5 i) y ii). Además de dichas curvas, el análisis de empuje lateral proporciona una serie de configuraciones de la deformación lateral en los diversos entrepisos, así como valores de las respuestas de interés en cada instante. Estas configuraciones son útiles para determinar el SSR (Ver Apéndice A). Es aquí donde se presentan los niveles mayores de dicha respuesta; esto se puede observar en la Figura 3.6, la cual representa a la distorsión de entrepiso de ambos casos.

En la Figura 3.5 i) y ii) se observa que las curvas reales obtenidas no presentan un punto definido para caracterizar la fluencia. Por ello se hace necesario hacer un ajuste a dicha curva con el objeto de poder determinar el punto mencionado. Para tal efecto, aquí se emplea un criterio que considera que las áreas bajo las curvas real y ajustada deben ser las mismas.

En la misma figura se observa el comportamiento poco dúctil que presentan los SMGL. Esto es aceptable si se considera como deformación última  $\delta_u$ , aquella asociada a la falla del muro, misma que ocurre cuando se forma una articulación plástica en su base y se tiene un decremento brusco en la capacidad del sistema.

Por otro lado, una vez definidos los parámetros que intervienen en la determinación de los SSR, se procede a calcular sus propiedades dinámicas. En la Tabla 3.2 se presentan los valores de los parámetros obtenidos para cada caso estudiado. En la Tabla 3.3 se resumen los valores de las propiedades y características obtenidas para los ajustes de las curvas resultantes del análisis de empuje lateral.

### ***3.2.3.1 Análisis paso a paso para SSR***

Para conocer la respuesta no lineal de los SSR se realiza un análisis paso a paso con los mismos registros sísmicos simulados empleados para el análisis del SMGL.

Las respuestas obtenidas corresponden al valor de los desplazamientos en el extremo superior del sistema, mismos que pueden transformarse en las distorsiones  $\psi_0$  si se normalizan respecto a la altura  $H$  del sistema detallado.

Para los casos del sistema convencional y el marco con EDE, el valor del desplazamiento se multiplica por el correspondiente factor de participación. Con este producto se tiene la amplitud máxima del desplazamiento del SSR, y con ella se puede entrar a la configuración de desplazamientos correspondiente obtenida en el análisis de empuje lateral. De esta forma, se cuenta con los valores de las respuestas locales obtenidas a partir del SSR sin tener que realizar el análisis paso a paso en SMGL. En este trabajo sí se realizaron los análisis paso a paso, para ilustrar el método descrito en la sección

2.5.3; para casos prácticos se obtendrían de trabajos previos las funciones de  $\bar{\rho}$ ,  $V_{\rho}$ ,  $\bar{\rho}_i$  y  $V_{\rho_i}$ , aplicables familia de estructuras, de interés.

### 3.2.4 Determinación de los factores de transformación de las respuestas

En la presente sección son determinados los factores que toman en cuenta la incertidumbre asociada al emplear SSR para estimar las respuestas de los SMGL. También se calculan los correspondientes momentos estadísticos, media y coeficiente de variación, de dichos factores.

Estos factores son obtenidos a partir de un estudio de calibración en donde se emplean los criterios citados en la Sección 2.5.3. En estos se requiere contar con las respuestas locales y globales del SMGL y las respuestas del SSR, ambos para los dos casos a comparar. La forma de determinar dichas respuestas se presentó en las secciones anteriores.

#### 3.2.4.1 Determinación del factor $\rho$

Como resultado de los análisis paso a paso de los sistemas detallados se obtienen desplazamientos laterales de cada entrepiso. Las distorsiones máximas  $\psi_i$  en cada entrepiso  $i$  se calculan dividiendo la diferencia de los desplazamientos laterales de los niveles  $i$  e  $i-1$  entre la altura del entrepiso.

El valor de la distorsión global del sistema,  $y$ , se calcula dividiendo la diferencia del desplazamiento horizontal en la azotea y el desplazamiento horizontal en la base de la estructura entre la altura total del edificio. Las distorsiones máximas de entrepiso y globales no necesariamente ocurren en el mismo instante. Como consecuencia de la variación espacial de la rigidez, los valores máximos de la distorsión local serán, en general, mayores que el promedio de  $y$  para el sistema completo.

Con la finalidad de aprovechar mejor la información estadística que se pueda tener para temblores de distintas intensidades y sistemas de distintas resistencias laterales, conviene representar a dichas intensidades y a los espectros de respuesta inelástica en forma normalizada. Así, la intensidad puede representarse en forma normalizada mediante la variable  $Q=S_{dl}/u_y$  y el espectro de respuesta inelástica mediante la relación  $\mu_0=S_d/u_y$ . Esta última relación es igual a la demanda de ductilidad del SSR. Las relaciones entre  $Q$  y  $\mu_0$  son las siguientes: para  $Q \leq 1$ ,  $\mu_0$  es determinísticamente igual a  $Q$ . Para  $Q > 1$ ,  $\mu_0$  es incierto. Su coeficiente de variación como función de  $Q$  es nulo para  $Q \leq 1$ .

El valor esperado de la ductilidad  $\mu$  se ajusta, por mínimos cuadrados, como función de  $Q$  mediante la ecuación 3.1 (Esteva *et al.*, 2001)

$$\bar{\mu}_0(Q) = Q + bc(1 - Q) + b(1 - e^{c(1-Q)}) \quad (3.1)$$

En la Figura 3.7 i) y ii) se muestran los valores de  $\mu_0$  y el ajuste respectivo realizado por mínimos cuadrados para ambos casos estudiados. Los coeficientes obtenidos del ajuste realizado por medio de la Ecuación 3.1, se dan en la Tabla 3.4.

Los factores  $\rho$  y  $\rho_i$  se determinan con las Ecuaciones 2.33 y 2.35, respectivamente. Para el factor  $\rho$  se emplean las respuestas globales del SMGL y SSR en términos de la distorsión lateral.

Para el valor de  $\rho_i$  se emplean las respuestas locales en términos de la distorsión de entrepiso. Con lo anterior se determinan muestras de pares de valores para cada uno de los factores en términos de  $Q$ . De esta forma es posible utilizar las Ecuaciones 2.36a y b para obtener, por ajuste de mínimos cuadrados, los correspondientes valores esperados y coeficientes de variación de los factores  $\rho$  y  $\rho_i$ . En las Figuras 3.8 i), ii) y 3.9 i), ii), se presentan las muestras de valores y sus ajustes respectivos para ambos casos, tanto para los valores esperados como para el cuadrado de los coeficientes de variación. En la Tabla 3.5a y b, se presentan los valores de los parámetros obtenidos al ajustar los valores esperados y el cuadrado del coeficiente de variación mediante las Ecuaciones 2.36b y c.

### **3.2.5 Determinación del valor esperado y coeficiente de variación de las respuestas máximas para la familia de estructuras, a partir de los SSR**

Dado que los valores esperados y coeficientes de variación de los factores de transformación, obtenidos en la sección precedente, están en función de la intensidad  $Q$ , y si suponemos que dichos indicadores son aplicables a todos los casos de una misma familia de estructuras, entonces es fácil determinar los valores esperados y coeficientes de variación de cada una de las respuestas máximas de interés.

Para lograr lo anterior, en cada sistema se determinan los valores de  $Q$  asociados a los registros sísmicos simulados. Los valores esperados y el cuadrado de los coeficientes de variación para cada uno de los factores de transformación son funciones de  $Q$ ; por lo tanto, para determinar los valores esperados, así como el cuadrado de los coeficientes de variación de cada respuesta máxima de interés, se aplican los valores de los parámetros que aparecen en las Ecuaciones 2.36a y b, que están dados en las Tablas 3.4 y 3.5a y b.

Como se puede ver, en la estimación de los dos primeros momentos estadísticos de las respuestas máximas está implícita la intensidad sísmica asociada a cada sistema en particular.

### **3.2.6 Funciones de confiabilidad**

Las funciones de confiabilidad son expresadas en términos de su complemento, la probabilidad de falla. Para determinarlas se utiliza el criterio dado en la sección 2.6.

#### ***3.2.6.1 Estimación de las funciones***

Para emplear este criterio, a cada una de las estructuras simuladas del sistema con EDE y el convencional, se calcula la deriva máxima,  $\psi_c$ , mediante un análisis de empuje lateral obteniendo estos resultados cuando este es llevado al punto de la respuesta máxima (punto donde el cortante basal desarrolla el valor máximo y el desplazamiento máximo en la punta correspondiente), y se considera que esta alcanza su capacidad de deformación cuando desciende súbitamente un 20% del cortante basal máximo.

Dado que se tiene la muestra de valores necesarios, entonces se calculan estos momentos estadísticos de acuerdo con las ecuaciones 2.37 y 2.38, que corresponden al valor esperado y varianza de  $Z=\ln(\psi_c-\psi)$ , respectivamente. Con estos datos se calculan para la variable  $Z$ , el valor esperado y varianza como función de el valor esperado de la respuesta del SSR que se muestran en las Figuras 3.7 i e ii,  $\eta$ , estos valores se muestran en las Figuras 3.10 i) y ii) y 3.11 i) y ii). De esta forma se puede calcular el índice de confiabilidad  $\beta$ . En la Figura 3.12 i) y ii), se presentan los valores obtenidos para el índice de confiabilidad.

### ***3.2.6.2 Discusión de los resultados***

Como se mencionó en la sección 3.2.1, los sistemas estudiados se diseñaron para  $c=0.4$  y un factor de comportamiento sísmico,  $Q=4$ ; su capacidad de deformación lateral  $\psi_c$  resultó igual a 0.0142 y 0.0153, para el sistema convencional y con EDE, respectivamente. Los índices de confiabilidad para un mismo valor de la respuesta esperada del SSR, resultaron significativamente mayor para  $\eta=1.5$ , los valores de  $\beta$  resultaron igual a 0.7 y 1.96, para el sistema convencional y con EDE, respectivamente.

Debido a que el índice de confiabilidad está en función de la respuesta global del sistema, se obtienen valores significativamente mayores de los valores de  $\beta$  del marco que incluye EDE, con respecto, al marco convencional; concluyendo que al incluir EDE se puede controlar la respuesta del sistema.

### ***3.2.6.3 Aplicación de las curvas de confiabilidad***

Las curvas que se muestran en la Figuras 3.12 (i, ii) son útiles para el diseño preliminar basado en confiabilidad, de una estructura que pertenezca a la familia de estructuras similares a las estudiadas en este trabajo.

La condición de diseño consistirá en verificar que el valor de  $\eta$  que corresponda al diseño preliminar no exceda del que corresponde al valor especificado de  $\beta$  para la estructura de interés. A fin de aplicar las figuras antes mencionadas se recomienda obtener curvas similares para estructuras con EDE con distintos valores de sus parámetros significativos, con el propósito de proponer criterios de aceptación para diseño en condiciones prácticas, especificando previamente niveles de desempeño y confiabilidad.

Para un valor de la respuesta esperada del SSR entrar a la curva confiabilidad y así obtener un valor de  $\beta$  o para un valor dado de  $\beta$  entrar a la curva de confiabilidad y obtener valores de la respuesta esperada del SSR, después del diseño preliminar verificar que no exceda el valor especificado de confiabilidad.



## 4. CONCLUSIONES

En este trabajo se comparan las funciones de confiabilidad que se obtienen para dos marcos estructurales, uno de tipo convencional y otro con EDE, bajo la hipótesis de que ambos sistemas poseen resistencias y rigideces laterales iguales, aunque difieren en las características de sus leyes constitutivas ante cargas cíclicas. Además, se impuso que, en el caso del sistema con EDE, el 50% de la resistencia y de la rigidez laterales proporcionado por un marco continuo de tipo convencional y el resto por los EDE.

Las distorsiones de entrepiso son razonablemente uniformes en el marco con EDE, mientras que en el marco convencional, se presentan distorsiones mayores, con concentraciones importantes de demandas de deformación en algunos entrepisos. Esto se refleja en la ocurrencia de colapso en algunas simulaciones del sistema convencional, lo que no ocurrió para los sistemas con EDE.

Al determinar los factores de transformación de respuesta probabilística aplicables a las respuestas predichas por los SSR, se llega a la conclusión de que estos factores son menores para el caso del sistema con EDE, esto se debe a que este sistema presenta distorsiones de entrepiso más controladas.

Al comparar los índices de confiabilidad, se concluye que, para un mismo valor del  $\eta$ , el índice es mayor para el sistema con EDE que para el convencional, lo que era de esperarse.

Se recomienda, obtener curvas similares a las de la Figura 3.12 (i,ii) para diversas estructuras con EDE, con distintos valores de sus parámetros significativos. Entre las variables a considerar podrían incluirse, por ejemplo, las relaciones entre las contribuciones del marco convencional y de los EDE a la resistencia y a la rigidez global del conjunto a fin de proponer criterios de aceptación para diseño en condiciones prácticas, suponiendo niveles previamente especificados de desempeño y confiabilidad.

## 5. BIBLIOGRAFÍA

Alamilla, J (2001), “Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas” *Tesis doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Alamilla, J, L Esteva, J García-Pérez, y O Díaz-Lopez (2001a), “Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance”, *Journal of Seismology*, 5: 1-21.

Alamilla, J, L Esteva, J García-Pérez y O Díaz-Lopez (2001b), “Simulating earthquake ground motion at a site, for given intensity and uncertain source location”, *Journal of Seismology*, 5: 475-485.

Ang, H S y W H Tang (1975), *Probability concepts in engineering planning and design: Volume I Basic principles*, John Wiley & Sons.

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

Cornell, C A (1969), “A probability-based structural code”, *Journal of American Concrete Institute*, 66 (12).

Esteva, L (2000), “Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 63, pp. 35-54.

Esteva, L y O Díaz (2000), “Diseño sísmico basado en confiabilidad: marco de referencia, método operativo y aplicaciones”, *Informe de investigación elaborado para el Gobierno del Distrito Federal*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Esteva, L, O Díaz, J García, G Sierra, E Ismael y M A Fernández (2001), “Indicadores de desempeño para el desarrollo y aplicación de criterios óptimos de diseño sísmico”, *Informe de investigación elaborado para el gobierno del Distrito Federal*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Esteva, L (2002), “Retos para el establecimiento de criterios óptimos para diseño sísmico basado en desempeño”, *Memorias, VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, Mor., México, CD-ROM.

Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael (2002a), “Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design”, *Structural Safety*, Vol. 24, No. 2-4 (Special volume), pp 187-204.

Esteva, L, O Díaz-López, J García-Pérez, G Sierra y E Ismael (2002b), “Simplified reference systems in the establishment and application of displacement-based seismic design criteria”, *Memorias, 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Londres, Inglaterra, Artículo No. 419, CD-ROM.

Esteva, L (2003), "Evaluating seismic response and capacity for reliability-based design", *Memorias del Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica, para conmemorar los 40 años del temblor catastrófico de Skopje de 1963 y la reconstrucción exitosa de la ciudad*, Ohrid, Macedonia.

Esteva, L, S E Ruiz y J L Rivera, "Reliability-and performance-based seismic design of structures with energy-dissipating devices", *Memorias, 9<sup>th</sup> World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Kobe, Japan.

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

Mander, J B, M J N Priestley y R Park (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete" *Journal of Structural Engineering (ASCE)*. Vol. 114, No. 8, Agosto, pp. 1804-1825.

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.

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.

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.

Montiel M A y S E Ruiz (2005), "Seismic Design Method for Reliability-Based Rehabilitation of Buildings", *Aprobado para publicarse en la revista Earthquake Spectra*, en febrero del 2006.

NTCC (1996), "Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Departamento del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 25 de marzo, México D.F.

NTCS (1995), "Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo", Departamento del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 27 de febrero, México D.F.

Paulay, T (2002), "An estimation of displacement limits for ductile systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp 583-599.

Park, Y J y H S Ang (1984), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Division ASCE*, Vol. 110, pp 722-739.

Parzen, E (1962), *Stochastic Processes*, Ed. Holden-Day, Inc., pp 54-55.

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

Powel, G H (1973), "DRAIN-2D user's guide", *Reporte No. EERC 73-22*, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.

Qi, X y J P Moehle (1991), "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Reporte No. UCB/EERC-91/02*, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.

Rackwitz, R (2000), "Optimization: the basis of code-making and reliability verification", *Structural Safety*, No. 22, pp 27-60.

RCDF (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 2 de agosto, 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.

Rosenblueth, E (1976), "Optimum design for infrequent disturbances", *Journal of Structural Division ASCE*, No. 102. pp 1807-1825.

Rosenblueth, E y L Esteva (1972), "Reliability basis for some Mexican codes", *ACI-SP-31 Probabilistic design of reinforced concrete buildings*, pp. 1-41.

Ruiz S. E. y A Soriano (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.

Sampayo A., S.E. Ruiz, A. Soriano, J. M. Vázquez, G. Cervantes (2001), "Cargas vivas máximas para salones de clase", *Serie azul del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 621, Abril.

Scott, B D, R Park y M J N Priestley (1982), "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates" *ACI Journal*, 79-2, pp.13-27.

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

Soriano A., S. E. Ruiz (1997), "Análisis teórico de cargas vivas en edificios", *Serie azul del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 586, Febrero.

US/J JTCC, United States/Japan Joint Technical Coordinating Committee, (1984), "Interim summary report on tests of 7-story RC building", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 110, No. 10, pp. 2393-2411.

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.

## 6. APÉNDICES, TABLAS Y FIGURAS

### TABLAS

**Tabla 2.1 Familias de sismos utilizados para el análisis paso a paso**

y (cm/seg <sup>2</sup> )	Magnitud	Distancia (Km)	Designación
680	7.7	309	SCT0680
980	7.8	305	SCT0980
1177	7.8	321	SCT1177

**Tabla 3.1 Dimensiones de los elementos estructurales para el modelo detallado del marco convencional y con EDE**

NIVEL	TRABES		COLUMNAS
	b(cm)	h(cm)	b(cm)
1	35	75	75
2	35	75	75
3	35	70	70
4	30	70	70
5	30	70	70
6	30	65	65
7	30	60	65
8	30	60	60
9	25	50	55
10	25	45	50

**Tabla 3.1 (Continuación) Dimensiones de los elementos estructurales para el modelo detallado del marco convencional y con EDE**

NIVEL	TRABES		COLUMNAS	EDE
	b(cm)	h(cm)	b(cm)	Sección OR (mm)
1	30	60	60	OR51X6.4
2	30	60	60	OR51X6.4
3	30	55	60	OR51X6.4
4	30	55	60	OR51X6.4
5	30	55	55	OR64X3.2
6	30	50	55	OR64X3.2
7	25	50	55	OR64X3.2
8	25	45	50	OR51X3.2
9	20	45	50	OR51X3.2
10	20	40	45	OR51X2.8

**Tabla 3.2 Parámetros para determinar las propiedades dinámicas de los SSR**

CASO	c	T del SSR(seg)	$m_i$ (kgseg <sup>2</sup> /cm)	$k_1$ (kg/cm)	$\Phi^T$ KJ	$\Phi^T$ MJ	r	$F_p$
Convencional	0.4	0.8395	641.2397	35922.3341	48751.6989	926.3623	1.3571	1.4446
C/EDE	0.4	0.8312	639.0269	36513.9117	45987.3666	931.7359	1.2594	1.4581

**Tabla 3.3 Valores obtenidos de los ajustes de las curvas  $V_b$ - $\delta_N$**

CASO	c	T(seg)	$V_y$ (ton)	$\delta_y$ (cm)	$V_{m\acute{a}x}$ (ton)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	$V_u$ (ton)	$\delta_u$ (cm)
Convencional	0.4	0.8530	581152	12	767223.6250	44.1661	636496.8130	49.2813
C/EDE	0.4	0.8534	601692	13	750204.8334	47.5264	612274.1811	49.2650

**Tabla 3.4 Valores de los parámetros para el ajuste de  $\mu_0$**

CASO	b	c
Convencional	-1.2452	1.9279
C/EDE	-0.1319	10.3445

**Tabla 3.5 Valores de los parámetros para los valores esperados  
y coeficientes de variación de  $\rho$  y  $\rho_i$**

**a) Marco convencional**

	a	c	n
$\rho$	2.6687	0.4902	1.0000
$\rho_1$	0.6659	-5.2680	4.2641
$\rho_2$	0.6825	2.2470	4.1329
$\rho_3$	0.7432	3.0374	3.0428
$\rho_4$	0.8187	3.1010	2.8105
$\rho_5$	0.9303	3.0965	2.9090
$\rho_6$	1.0766	2.9114	2.8743
$\rho_7$	1.2360	2.5575	2.5752
$\rho_8$	1.4229	1.9886	1.8894
$\rho_9$	1.7708	1.3430	1.2178
$\rho_{10}$	2.3368	1.1837	1.4831
$V\rho^2$	0.0683	1.1480	1.0000
$V\rho_1^2$	0.0536	2.0254	1.0000
$V\rho_2^2$	0.0690	0.9350	1.0000
$V\rho_3^2$	0.0777	0.8393	1.0000
$V\rho_4^2$	0.0823	1.1845	1.0000
$V\rho_5^2$	0.0872	1.5405	1.0000
$V\rho_6^2$	0.0827	1.8932	1.0000
$V\rho_7^2$	0.0717	2.3213	1.0000
$V\rho_8^2$	0.0641	2.6577	1.0000
$V\rho_9^2$	0.0593	2.8436	1.0000
$V\rho_{10}^2$	0.0654	2.8683	1.0000

**Tabla 3.5 (Continuación) Valores de los parámetros para los valores esperados  
y coeficientes de variación de  $\rho$  y  $\rho_i$**

**b) Marco con EDE**

	a	c	n
$\rho$	1.2320	0.1077	1.0000
$\rho_1$	1.3437	0.8358	1.0000
$\rho_2$	1.2487	0.0863	1.0000
$\rho_3$	1.2338	-0.1964	1.7106
$\rho_4$	1.1102	-0.2537	1.5373
$\rho_5$	1.0442	-0.3943	1.1849
$\rho_6$	0.9760	-0.5366	1.2617
$\rho_7$	0.9044	-0.6357	1.4011
$\rho_8$	0.8218	-0.6453	1.1913
$\rho_9$	0.7419	-0.6011	1.3483
$\rho_{10}$	0.6686	-0.4706	1.4063
$V\rho^2$	0.0141	1.8326	1.0000
$V\rho_1^2$	0.0141	2.8074	1.0000
$V\rho_2^2$	0.0144	1.5912	1.0000
$V\rho_3^2$	0.0137	1.3990	1.0000
$V\rho_4^2$	0.0140	0.3501	3.8291
$V\rho_5^2$	0.0141	0.2634	4.3723
$V\rho_6^2$	0.0150	0.1474	5.5706
$V\rho_7^2$	0.0138	0.3204	4.4369
$V\rho_8^2$	0.0152	0.3942	3.8499
$V\rho_9^2$	0.0167	0.3446	4.0146
$V\rho_{10}^2$	0.0152	0.1615	4.8517



# FIGURAS

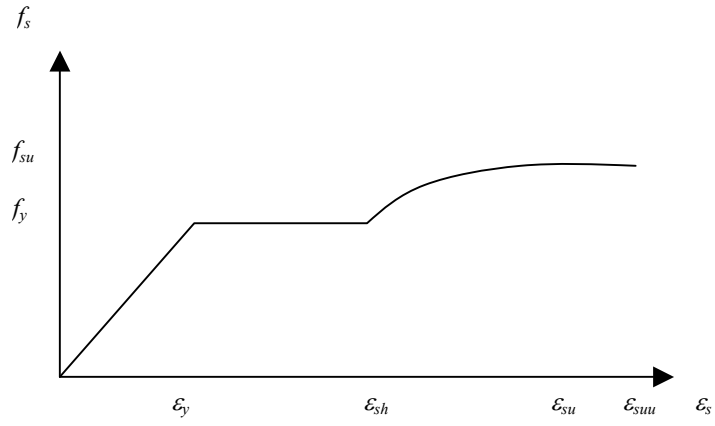


Figura 2.1 Modelo de comportamiento del acero de refuerzo

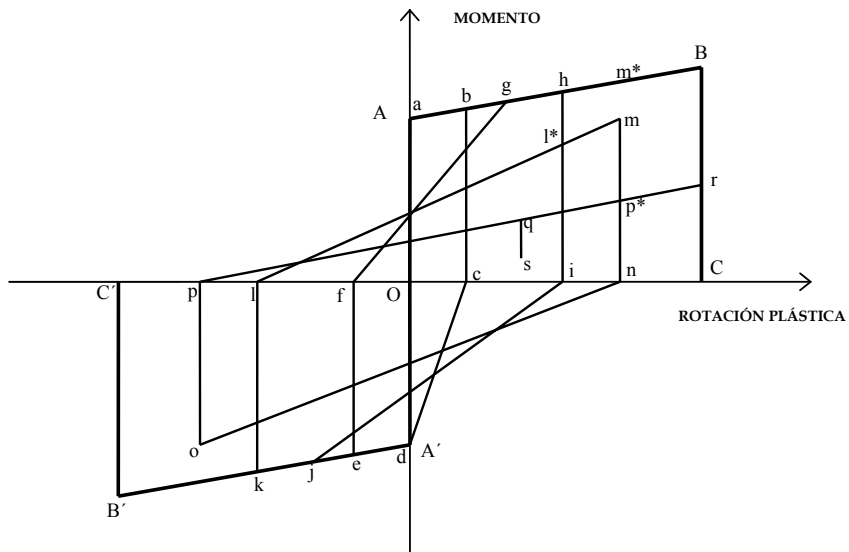
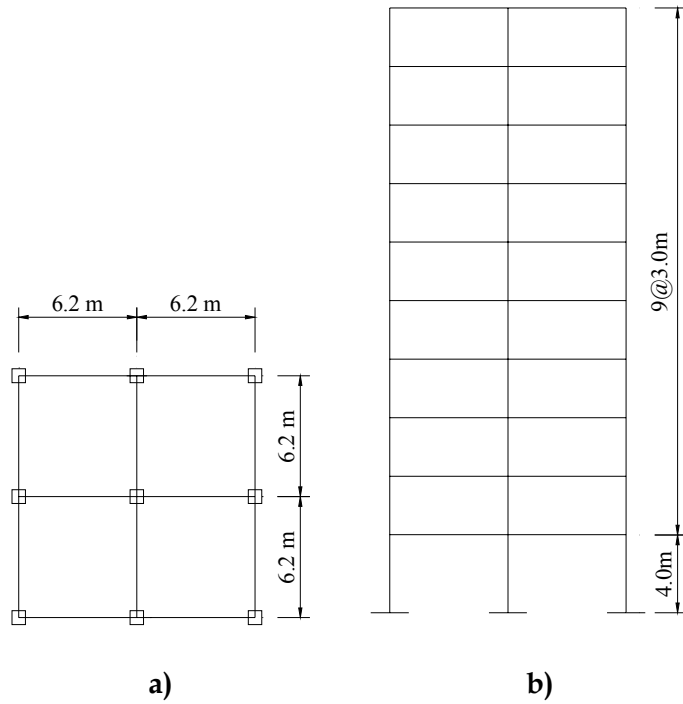


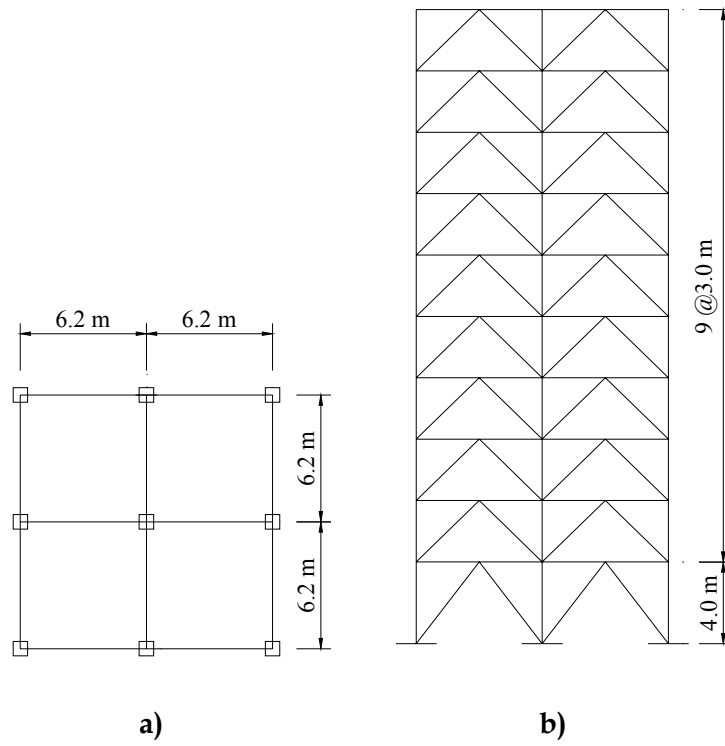
Figura 2.2 Modelo de comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado



**i) Sistema convencional**

**Figura 3.1 Configuración de los sistemas detallados**

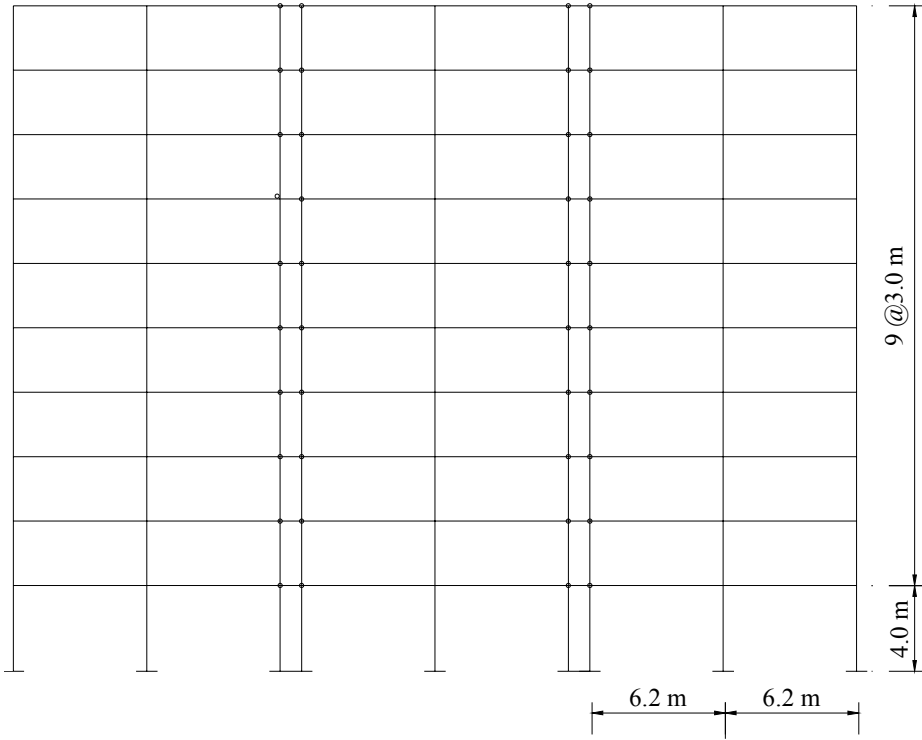
**a) Distribución en planta , b) Elevación**



**ii) Sistema con EDE**

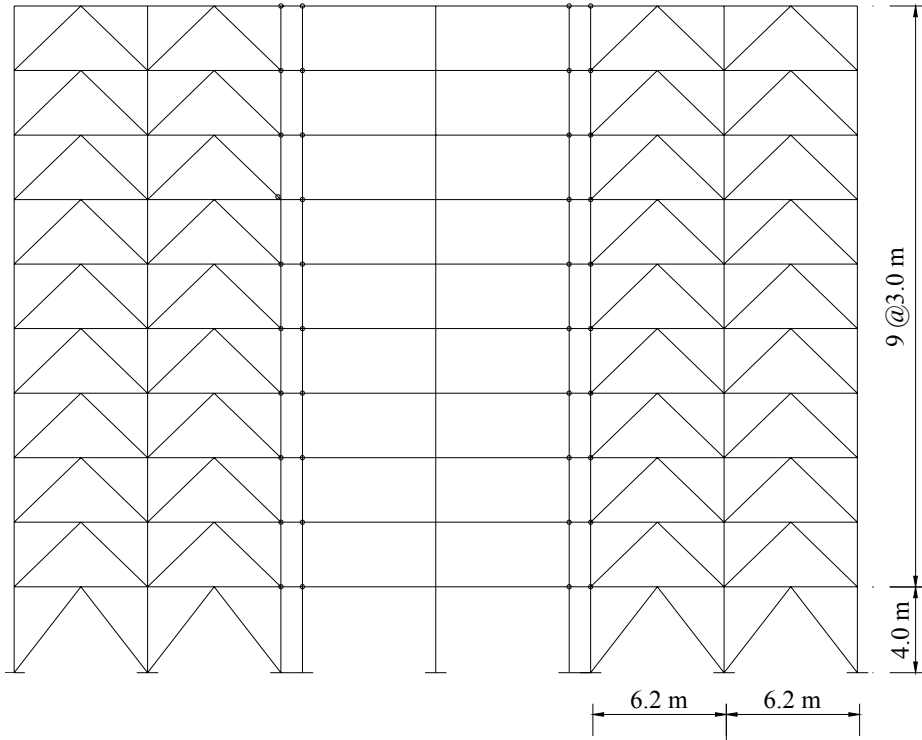
**Figura 3.1 Configuración del sistema detallado del marco con EDE**

**a) Distribución en planta , b) Elevación**



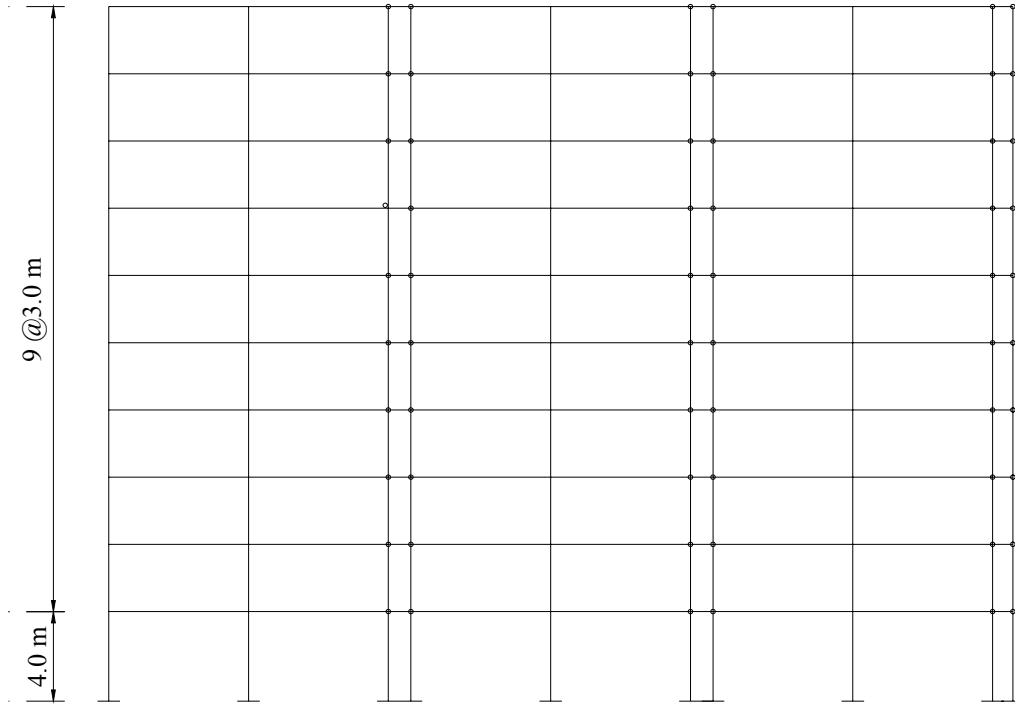
**i) Sistema convencional**

**Figura 3.2 Idealización del modelo detallado para el análisis no lineal**



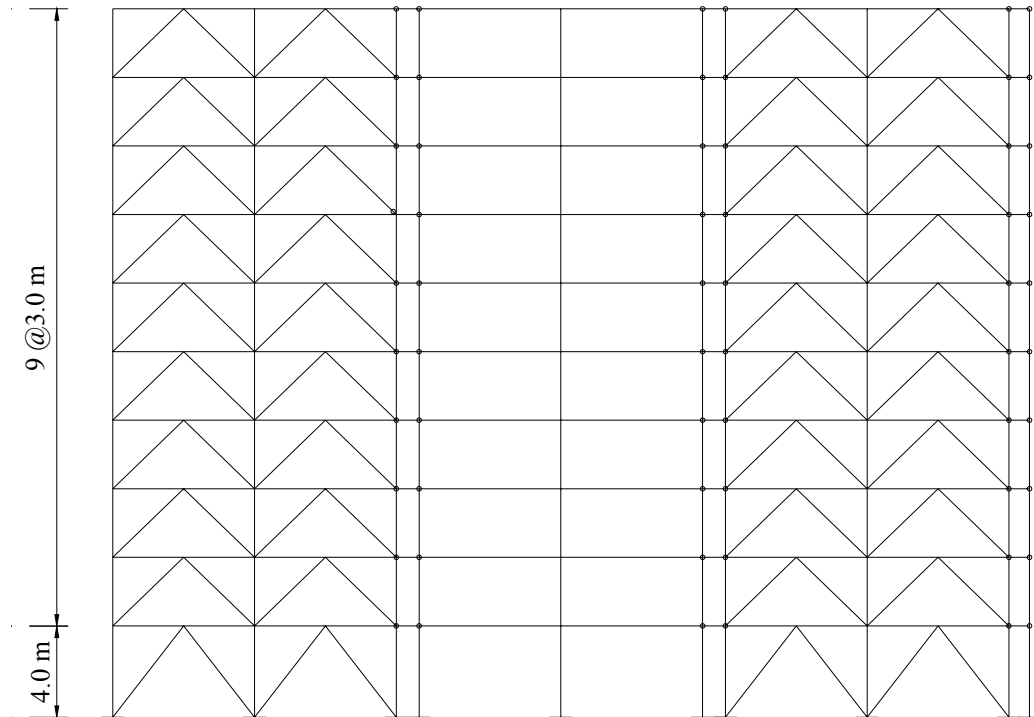
**ii) Sistema con EDE**

**Figura 3.2 (Continuación) Idealización del modelo detallado para el análisis no lineal**



**i) Sistema convencional**

**Figura 3.3 Idealización del modelo detallado para el análisis de empuje lateral**



ii) Sistema con EDE

Figura 3.3 (Continuación) Idealización del modelo detallado para el análisis de empuje lateral

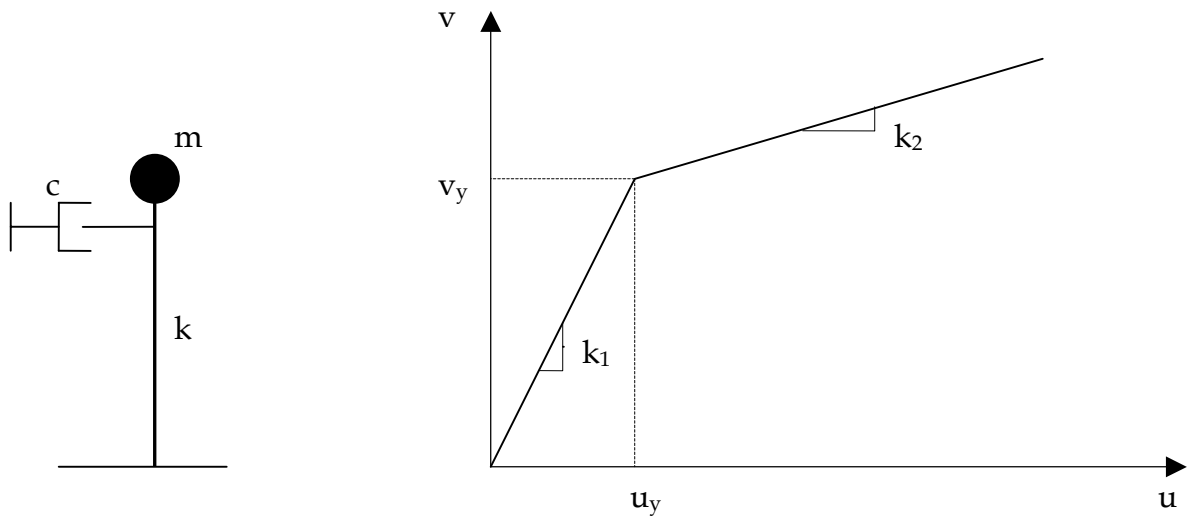
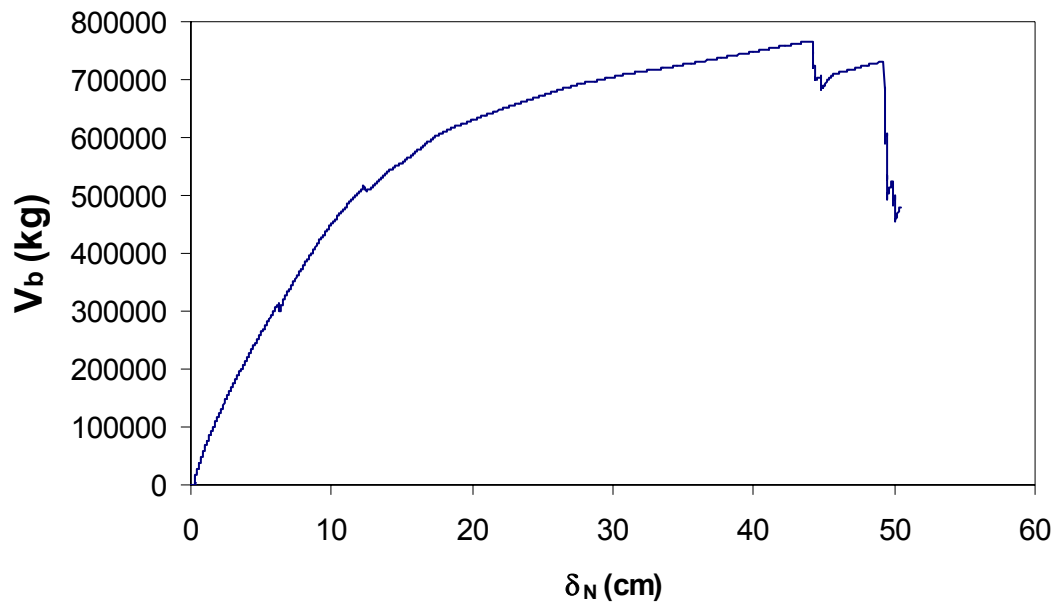
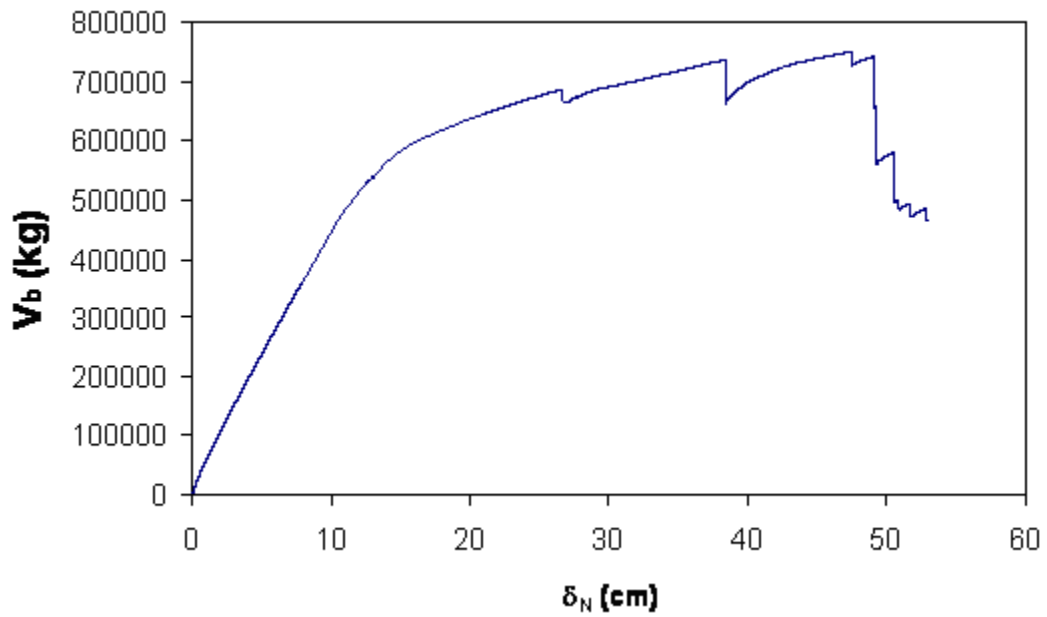


Figura 3.4 Idealización del sistema simplificado de referencia, SSR



**i) Sistema convencional**

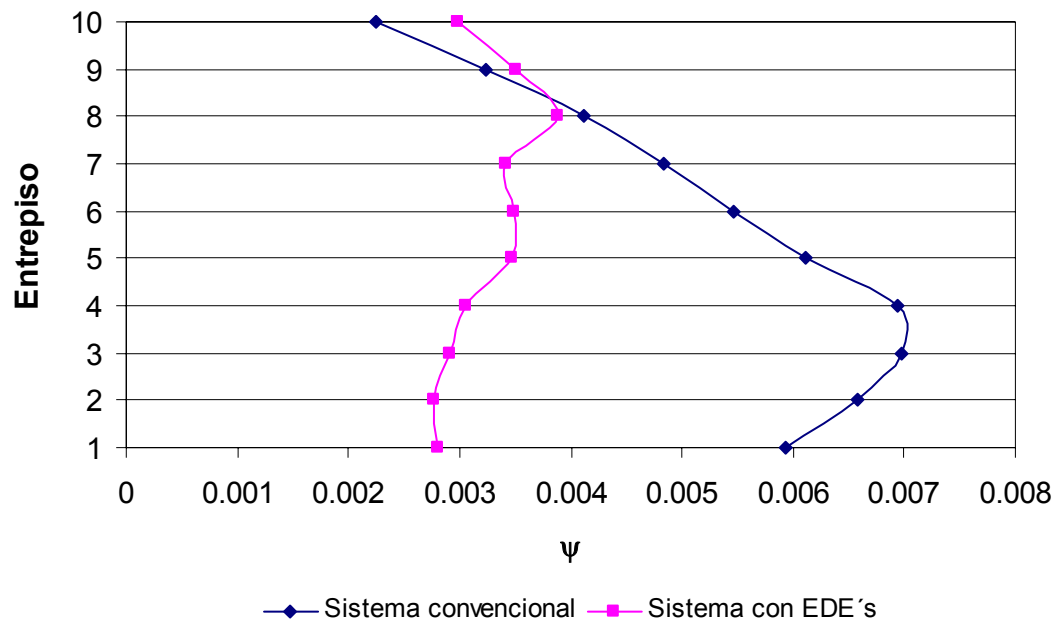
**Figura 3.5 Curva cortante basal contra desplazamiento global del sistema**



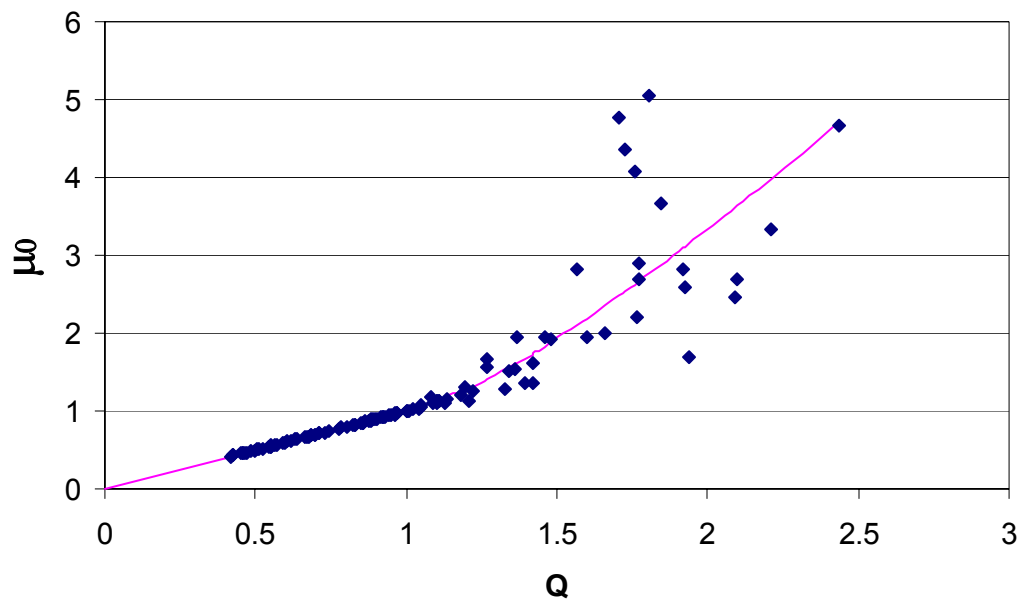
**ii) Sistema con EDE**

**Figura 3.5 Curva cortante basal contra desplazamiento global del sistema**



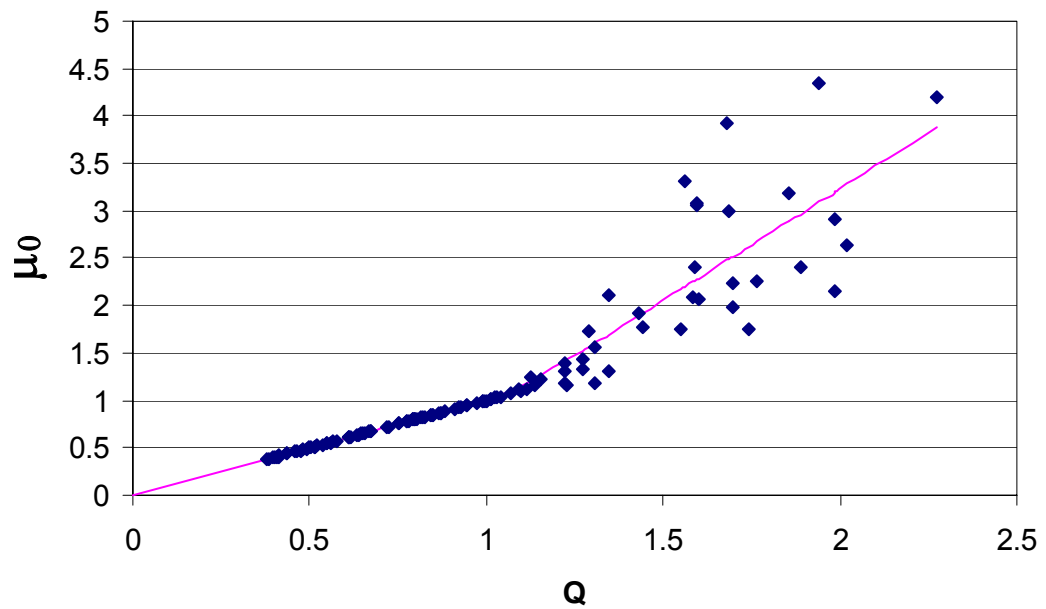


**Figura 3.6 Distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis de push-over para cada sistema detallado en el estado límite de servicio**



i) Sistema convencional

Figura 3.7 Valores de  $\mu_0$  como función de  $Q$



ii) Sistema con EDE

Figura 3.7 (Continuación) Valores de  $\mu_0$  como función de  $Q$

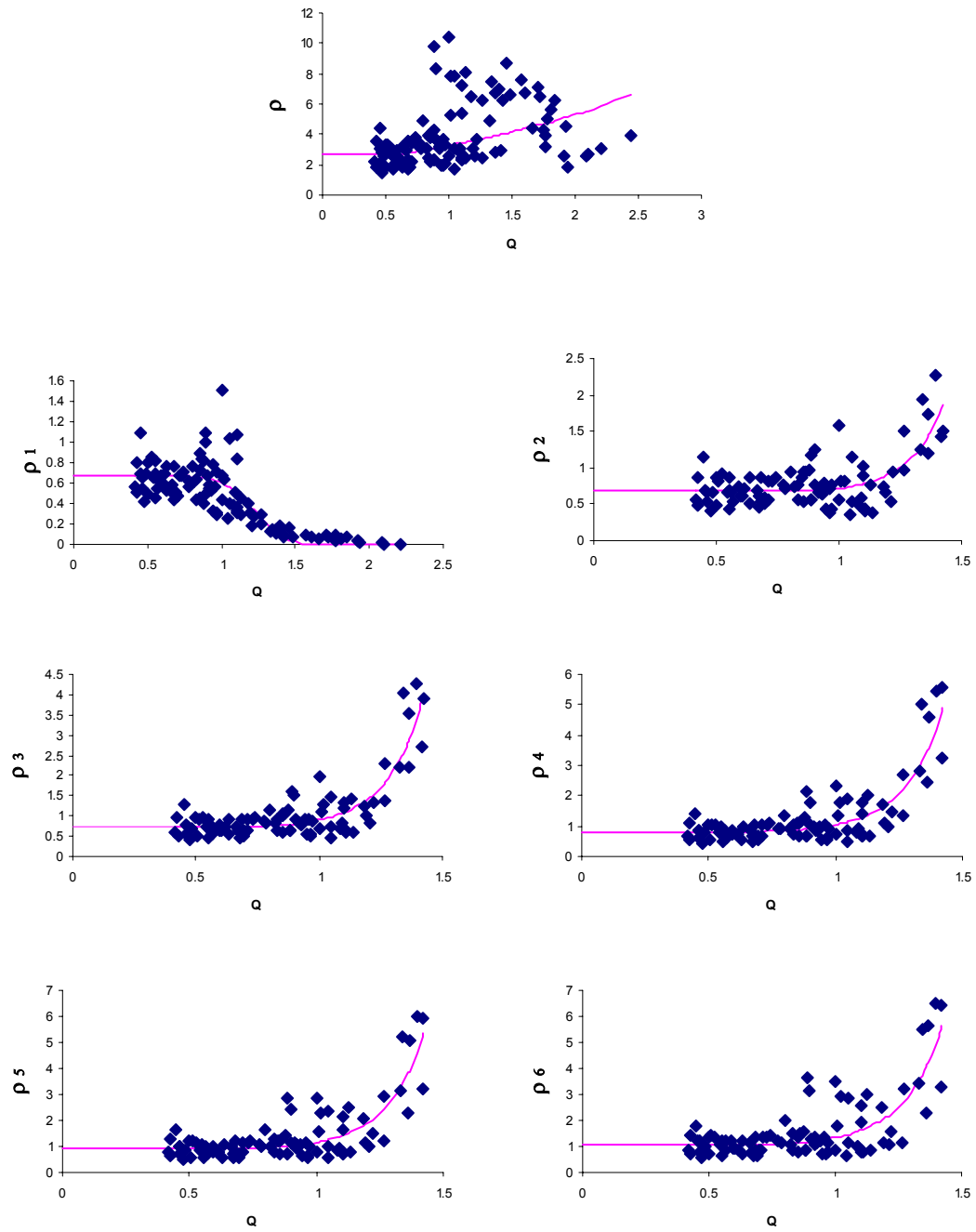
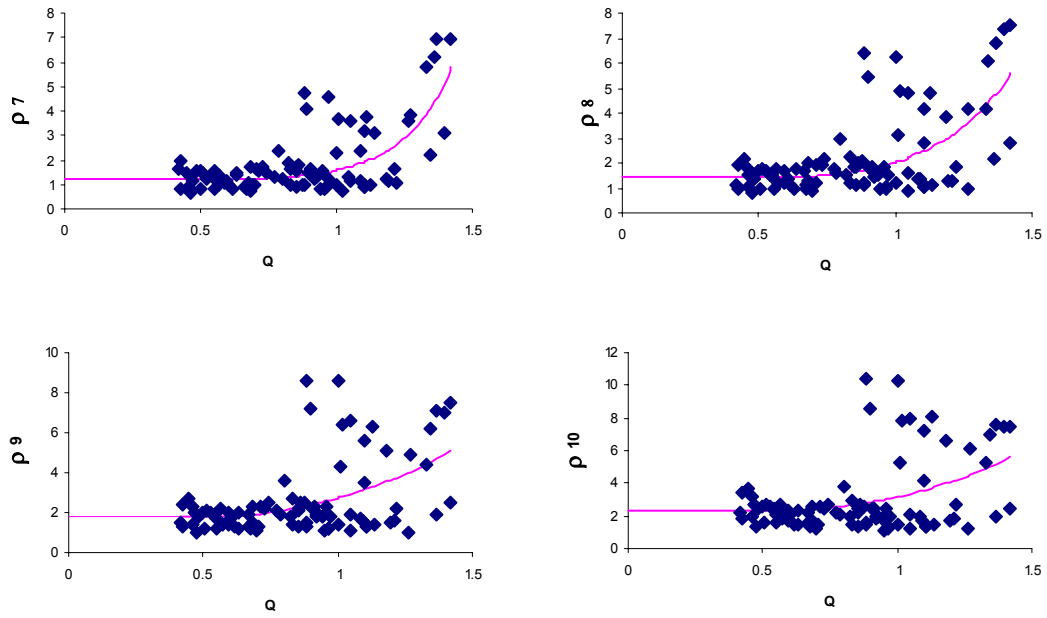


Figura 3.8 Valores esperados para  $\rho$  y  $\rho_i$  de la distorsión de entropía

i) Sistema convencional



**Figura 3.8 (Continuación) Valores esperados para  $\rho$  y  $\rho_i$  de la distorsión de entrepiso**

**i) Sistema convencional**

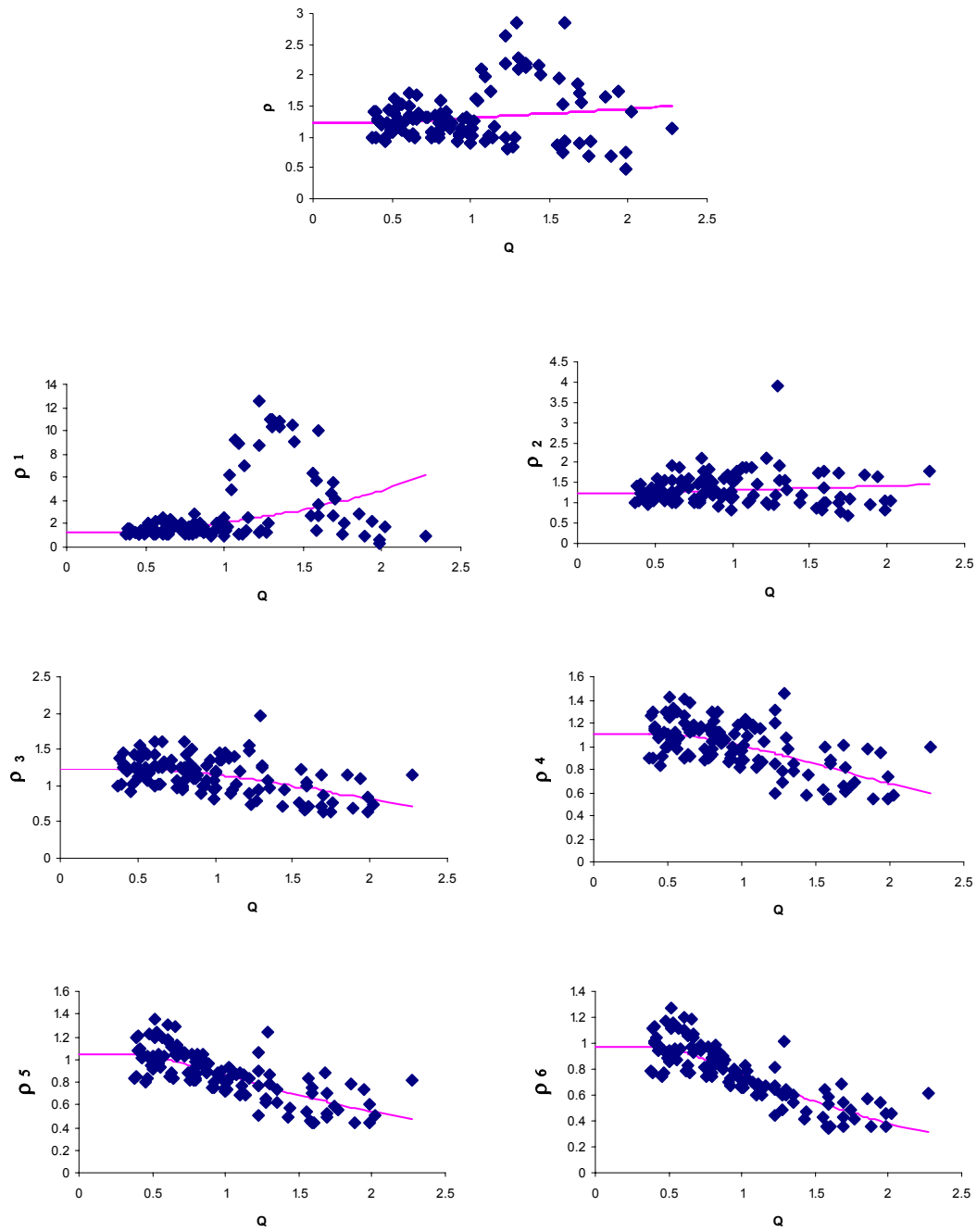
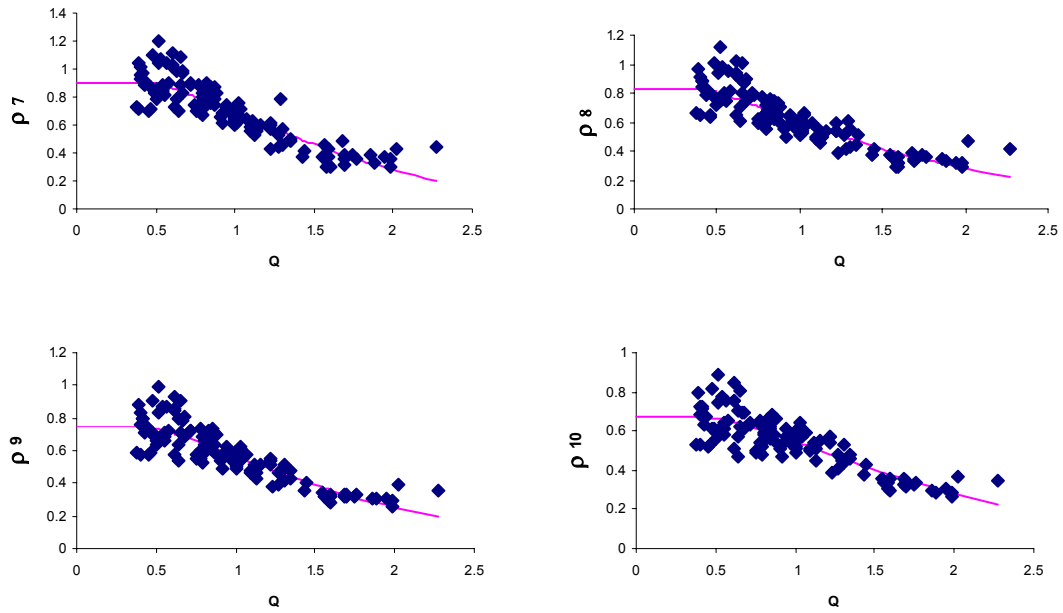


Figura 3.8 Valores esperados para  $\rho$  y  $\rho_i$  de la distorsión de entepiso

ii) Sistema con EDE



**Figura 3.8 (Continuación) Valores esperados para  $\rho$  y  $\rho_i$  de la distorsión de entrepiso**

**ii) Sistema con EDE**

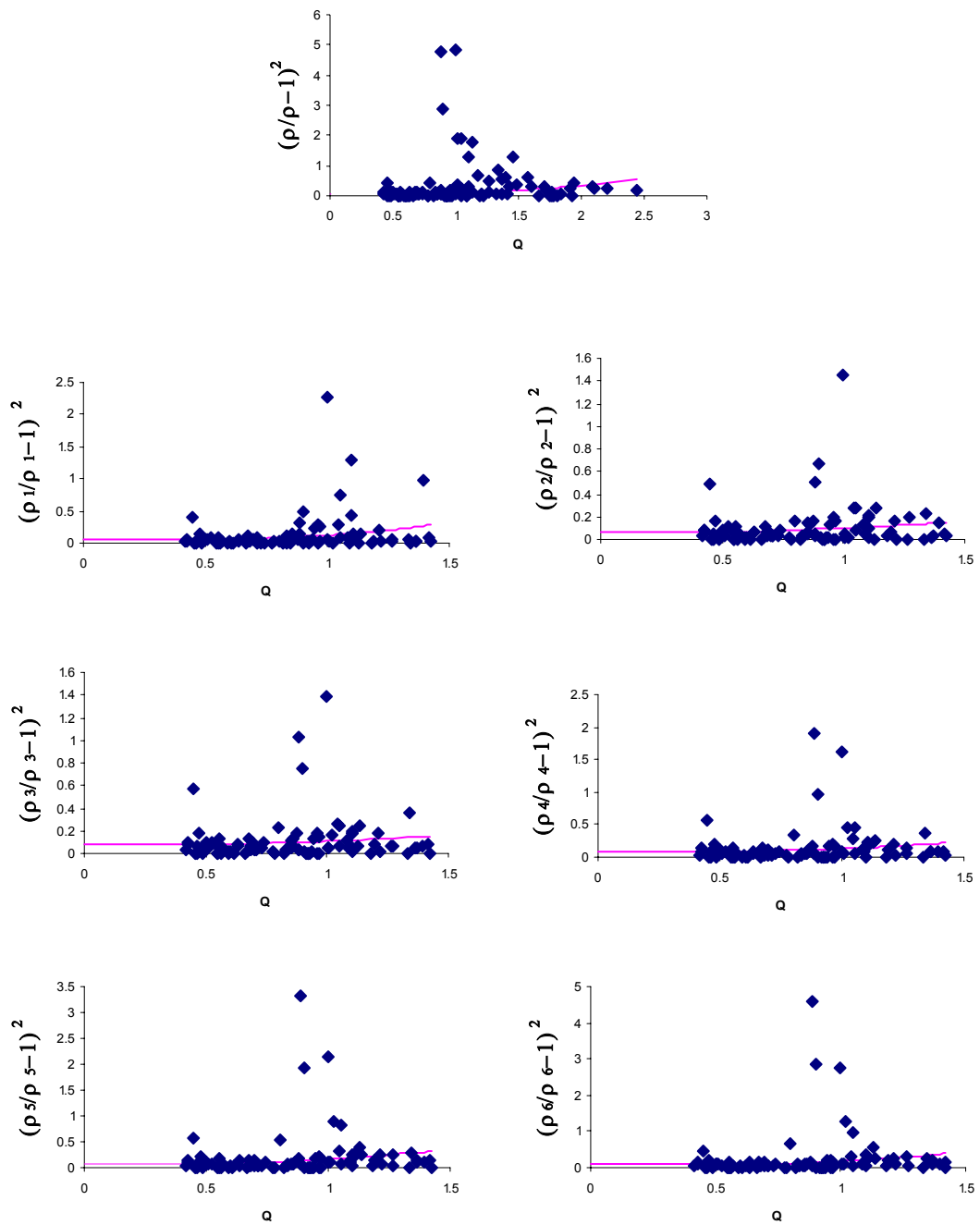
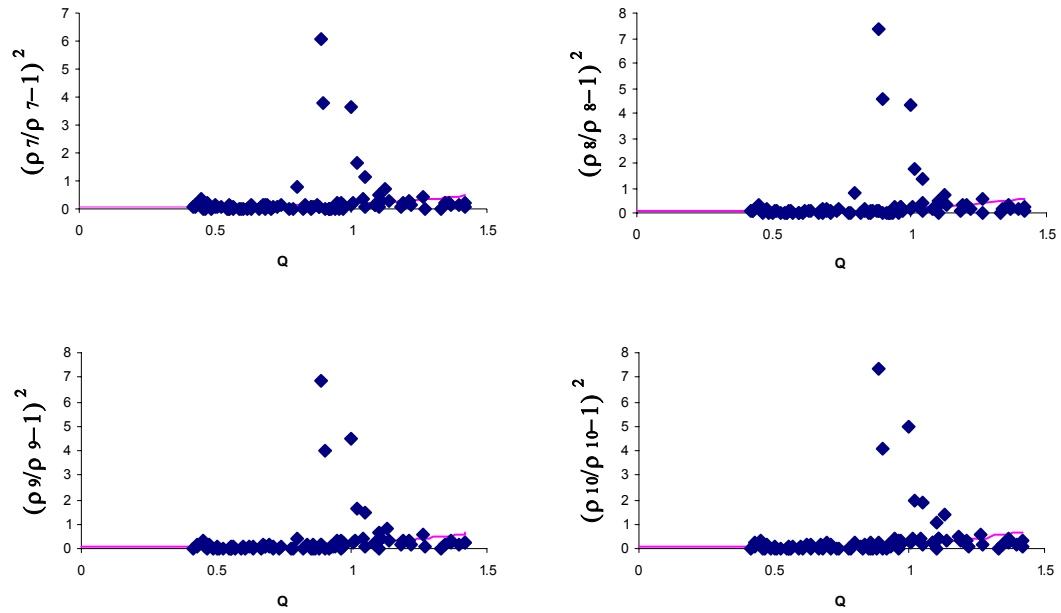


Figura 3.9 Cuadrado del coeficiente de variación para  $\rho$  y  $\rho_i$  de la distorsión de emprendiso

i) Sistema convencional



**Figura 3.9 Cuadrado del coeficiente de variación para  $\rho$  y  $\rho_i$  de la distorsión de entrespiso**

**i) Sistema convencional**



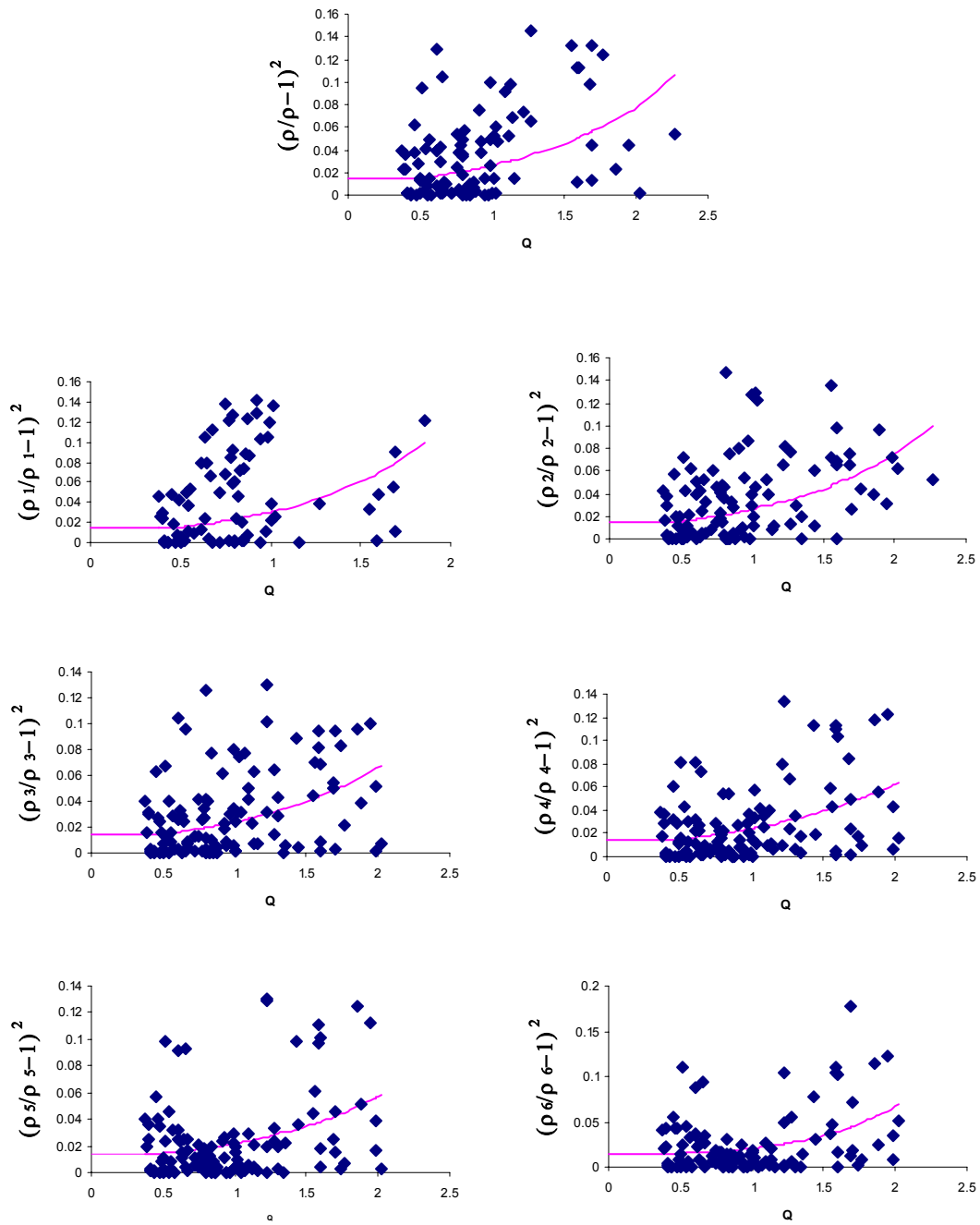
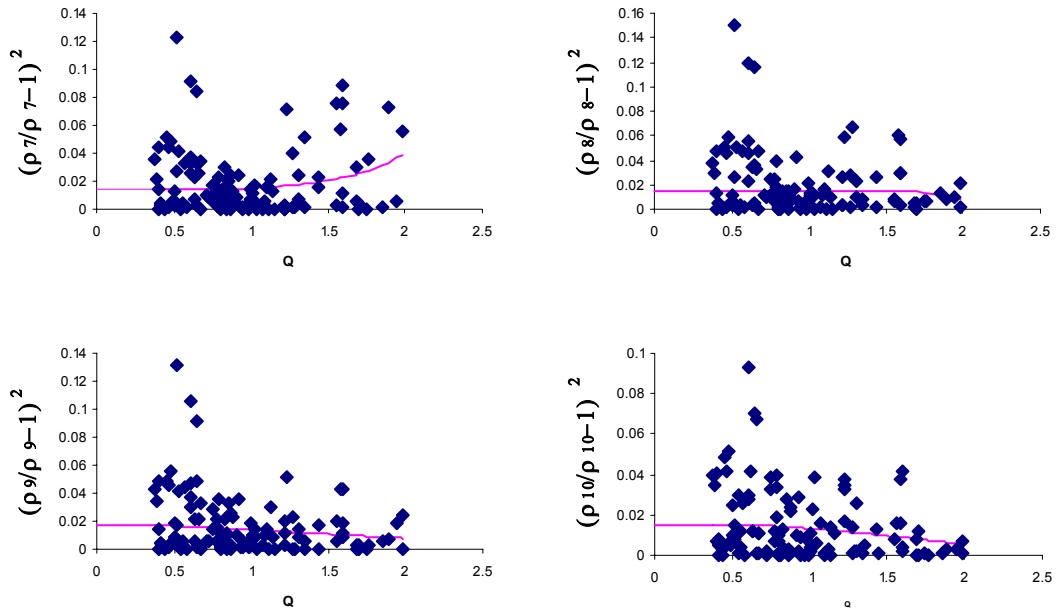


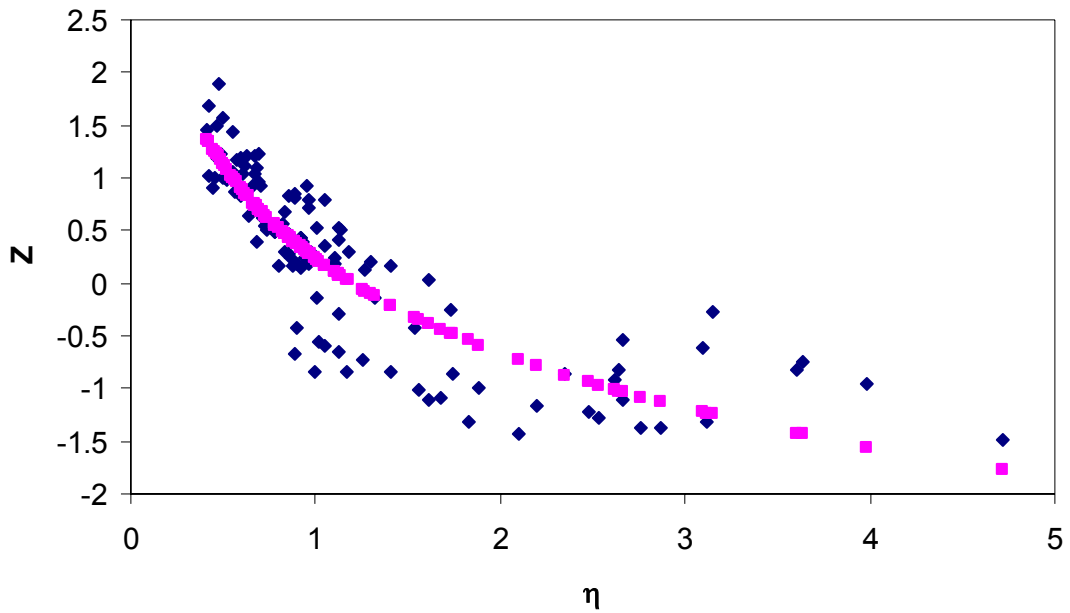
Figura 3.9 Cuadrado del coeficiente de variación para  $\rho$  y  $\rho_i$  de la distorsión de empresario

ii) Sistema con EDE



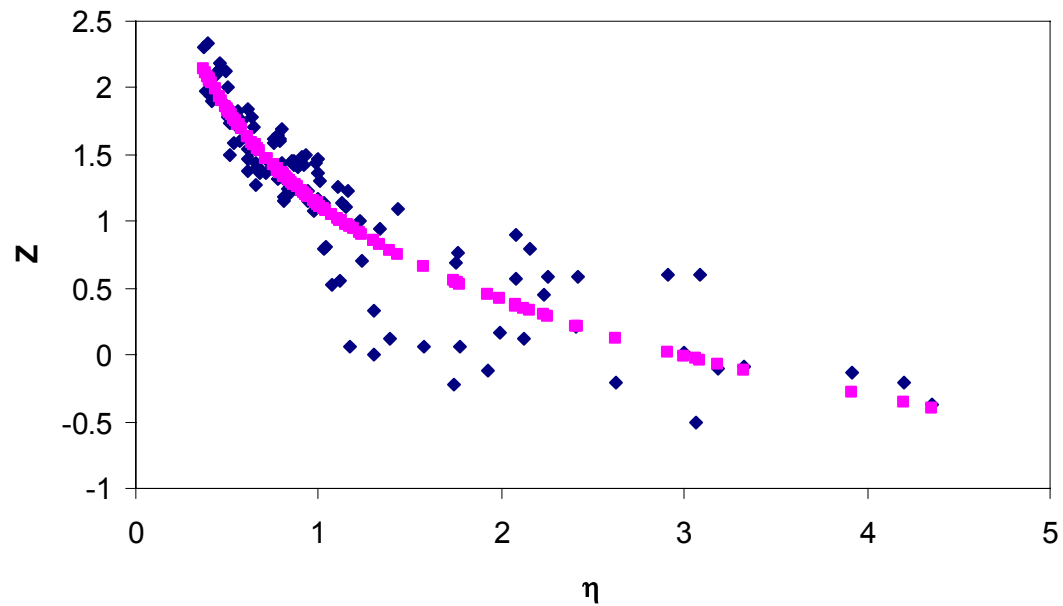
**Figura 3.9 (Continuación) Cuadrado del coeficiente de variación para  $\rho$  y  $\rho_i$  de la distorsión de entepiso**

**ii) Sistema con EDE**



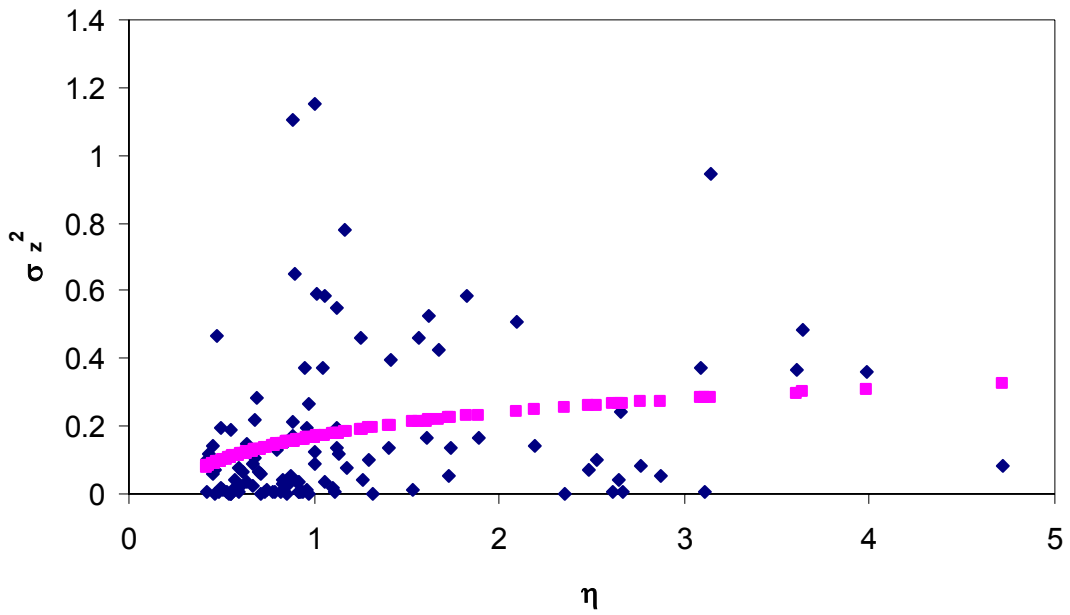
i) Sistema convencional

Figura 3.10 Valores de  $z_i$  como función de  $\eta$ , el ajuste corresponde al valor de  $\bar{Z}(\eta)$



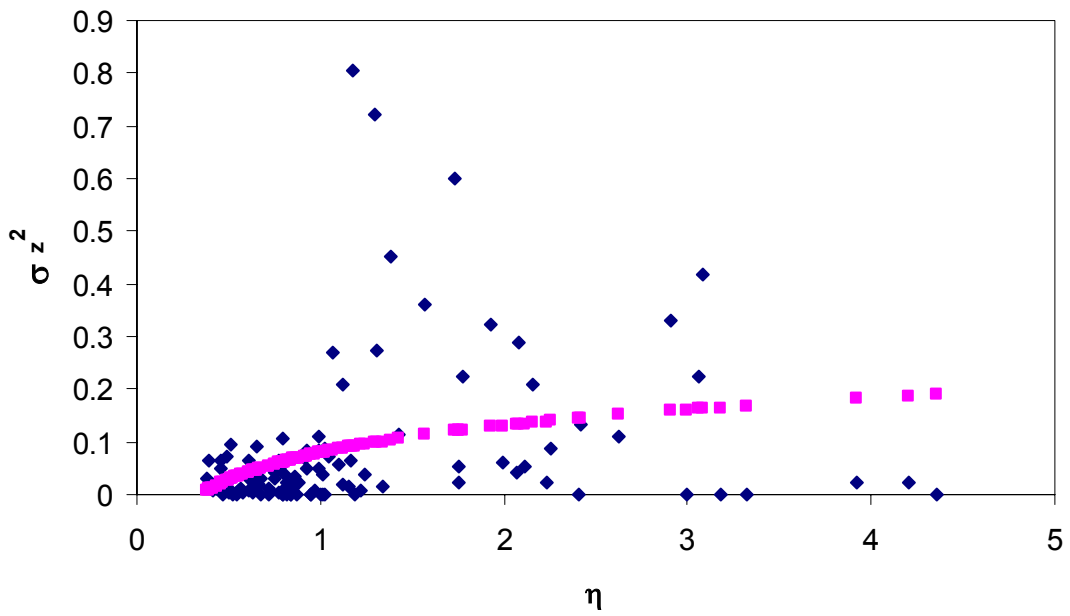
ii) Sistema con EDE

Figura 3.10 (Continuación) Valores de  $z_i$  como función de  $\eta$ , el ajuste corresponde al valor de  $\bar{Z}(\eta)$



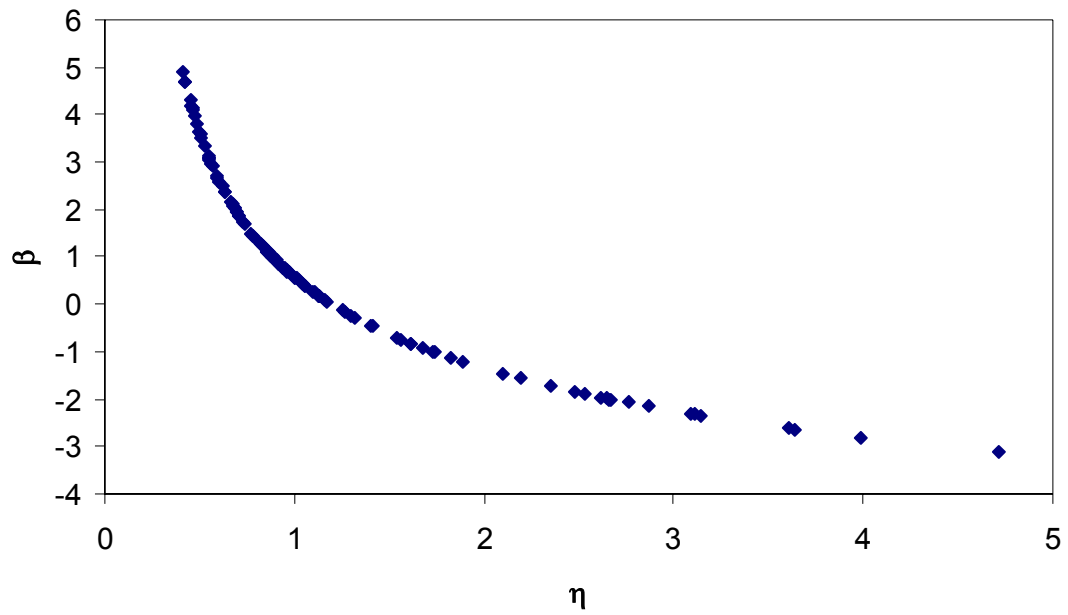
i) Sistema convencional

Figura 3.11 Valores de  $\sigma_z^2(\eta)$



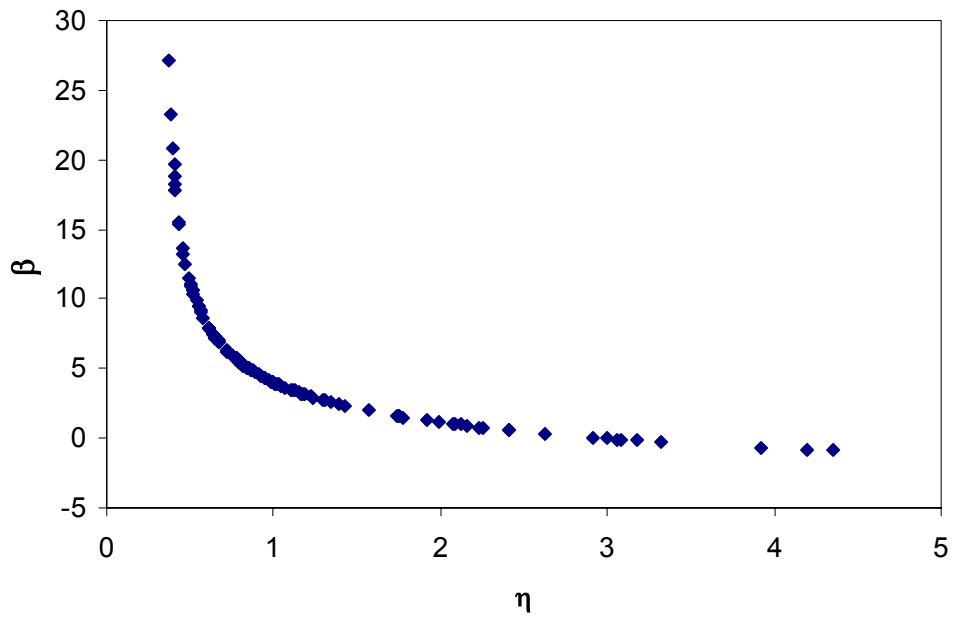
ii) Sistema con EDE

Figura 3.11 (Continuación) Valores de  $\sigma_z^2(\eta)$



**i) Sistema convencional**

**Figura 3.12 Valores de  $\beta$  como función de  $\eta$**



**ii) Sistema con EDE**

**Figura 3.12 (Continuación) Valores de  $\beta$  como función de  $\eta$**

# APÉNDICE A

## RELACIONES DE PROPIEDADES ESTRUCTURALES Y DE RESPUESTA ENTRE SSR Y SMGL

Considérese un sistema de múltiples grados de libertad, SMGL, con las siguientes propiedades:

$M$  = matriz de masas

$K$  = matriz de rigideces

$\Phi$  = configuración deformada en el análisis de empuje lateral; esta configuración se considera igual a la configuración dominante durante la respuesta sísmica

$V$  = fuerza cortante en la base

$u_N$  = desplazamiento del extremo superior, relativo a la base

$V_y, u_{Ny}$  = fuerza cortante en la base y desplazamiento del extremo superior, ambos en el instante en que ocurre la fluencia en la curva  $V - u_N$

De igual manera, las propiedades del SSR son las siguientes:

$m$  = masa

$k$  = rigidez lateral

$u$  = desplazamiento relativo a la base

$v$  = fuerza cortante

$v_y, u_y$  = fuerza cortante y desplazamiento de fluencia

Además,  $\zeta$  es la fracción del amortiguamiento crítico en ambos sistemas.

Supóngase ahora que la configuración del modelo detallado del sistema se mantiene igual a  $\Phi$  durante toda la historia de su respuesta sísmica a una aceleración de la base igual a  $x_0(t)$ . Bajo esta hipótesis, la ecuación del movimiento es la siguiente:

$$m_1 u_N + 2\zeta p m_1 \dot{u}_N + k_1 g(u_N, \dot{u}_N) = -F_p m_1 x_0 \quad (A1)$$

En esta ecuación,

$$p = k_1 / m_1$$

$$k_1 = \Phi^T K \Phi$$

$$m_1 = \Phi^T M \Phi$$

$$F_p = \frac{\Phi^T M J}{m_1}$$

$g(u_N, \dot{u}_N)$  es la función de respuesta no lineal,  $J$  es un vector formado por componentes iguales a la unidad. Además, se define la variable  $r = \Phi^T K J / k_1$  que se emplea en lo que sigue.

Para el SSR, la ecuación de movimiento es la siguiente:

$$m\ddot{u} + 2\zeta p m \dot{u}_N + k_1 g(u, \dot{u}) = -m\ddot{x}_0 \quad (A2)$$

De lo anterior se tiene que la fuerza cortante en la base del sistema cuando el comportamiento del sistema se encuentra en el intervalo lineal está dada por  $V = J^T K \Phi u_N = \Phi^T K J u_N = r k_1 u_N$  para un SMGL, y por  $v = k u$  para el SSR.

De acuerdo con lo anterior, la relación entre las respuestas de ambos sistemas está dada por  $u_N = F_p u$ . Para que las deformaciones de fluencia se alcancen simultáneamente en ambos sistemas deberá tenerse  $u_{Ny} = F_p u_y$ . En consecuencia, la relación entre las fuerzas de cortante de fluencia será  $v_N = k V_y$ . Estas relaciones deben tenerse en cuenta al seleccionar los valores de  $k$  y  $v_y$  para el sistema simplificado. Para ello se tienen distintas opciones. La más simple es hacer  $k = k_1 r F_p$ , lo que conduce a  $v_y = V_y$ .

Por otra parte,  $m$  deberá hacerse igual a  $m_1 r F_p$  a fin de conservar el periodo natural. Otra opción es tomar  $k = k_1$ , lo que conduce a  $v_y = V_y / (r F_p)$  y  $m = m_1$ . En estas condiciones, si se aplica al modelo detallado la excitación  $F_p x_0$ , resultará que  $u_N = u$ ,  $u_{Ny} = u_y$ , y  $v_y = V_y / (r F_p)$ .

## APÉNDICE B

### **CRITERIO UTILIZADO PARA EL ANÁLISIS DE EMPUJE LATERAL**

Considérese un SMGL con sus masas  $m_i$ ,  $i=1, \dots, N$  al cual se le adosa un sistema adicional, muy flexible. Este sistema tiene las masas ficticias  $M_i$ ,  $i=1, \dots, N$ .

Suponemos que la configuración lateral de cargas a aplicar tiene la siguiente forma

$$P_i = k\alpha_i m_i$$

Donde  $\alpha_N=1$  para fijar la escala de las  $\alpha_i$ ,  $k$  es un factor de proporcionalidad que va creciendo y  $\alpha_i$  es la variable que define la configuración del vector de cargas.

Por otra parte, las fuerzas dinámicas actuando sobre las masas  $M_i$ ,  $i=1, \dots, N$  valen  $\gamma M_i ct \phi_i$ , en donde  $\gamma$  es el factor de participación y  $ct$  es la aceleración de la base, que crece linealmente con el tiempo  $t_{acel}$ .

Se trata de que las  $\phi_i$  sean proporcionales a las  $P_i$ , es decir, a  $\alpha_i m_i$ . Esto implica,

$$M_i \propto \alpha_i m_i$$

O bien,  $M_i = p\alpha_i m_i$ , donde  $p$  es el factor de proporcionalidad. Este debe escogerse de manera que  $\sum M_i$  sea mucho mayor que  $\sum m_i$ , a fin de que las  $m_i$  no afecten la forma del vector de cargas laterales que actúan sobre el sistema principal y el movimiento sea llevado por las fuerzas inerciales de esta configuración dada. Es decir,  $p = \frac{\sum M_i}{\sum \alpha_i m_i} \gg 1$ . En este trabajo se utiliza una  $p=100$  y  $c$  debe ser

lo suficientemente chico para dar una pendiente baja a la aceleración monotonica creciente linealmente con el tiempo ( $t_{acel}$ ), de manera que no ocurran efectos de vibración, que el movimiento sea llevado a cabo por las fuerzas inerciales y que la pendiente del intervalo lineal no varíe mucho entre un valor y otro de  $c$ , menor o mayor.