

01161

13



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

CONFIABILIDAD SISMICA DE SISTEMAS ESTRUCTURA-
RALES, UN NUEVO MODELO BASADO SOBRE LA
REDUCCION DE RIGIDEZ Y DE CAPACIDAD
DE DEFORMACION

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERIA
(E S T R U C T U R A S)

P R E S E N T A:

DAVID PEREZ GOMEZ



DIRIGIDA POR:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

MEXICO, D. F.

JULIO 2002

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

Resumen

Un criterio de daño es propuesto para la evaluación de la confiabilidad sísmica no lineal de sistemas estructurales de múltiples grados de libertad. Para esta propuesta, la realización de un sistema en cuanto a seguridad con respecto al último estado límite es expresada en términos de un indicador que toma en cuenta la reducción de rigidez lateral y su desplazamiento residual en el sistema después de un sismo. Un criterio de máxima verosimilitud es presentado para la evaluación de la función de confiabilidad sísmica de los sistemas como función de la porción esperada de la respuesta a capacidad de deformación de un modelo simple de un grado de libertad (sistema de referencia). El margen de seguridad empleando este criterio, se ve afectado por las grandes incertidumbres que caracterizan al daño residual delta. El índice de confiabilidad beta aumenta con la resistencia del sistema.

Dedicatorias

Para mis padres, Javier y Guillermina, que han sido
un buen ejemplo durante toda su vida,
por conducirme por el camino correcto
con amor y sabiduría.

Agradecimientos

A mi director de tesis, el Dr. Luis Esteva Maraboto,
también a los Doctores Orlando Javier Díaz López
y Jaime García Pérez,
por la amistad, apoyo, dedicación y paciencia,
y por las valiosas contribuciones
a mi trabajo de tesis.

INDICE

Capítulo 1 Introducción	1
1.1 Objetivos de esta tesis	1
Capítulo 2 Indicador de daño	4
2.1 Antecedentes	4
2.1.1 Indicadores de daño local	4
2.1.2 Indicadores de daño global	11
2.1.3 Indicadores de daño en entropiso	15
2.2 Índice de daño propuesto	15
Capítulo 3 Propiedades estructurales e incertidumbre en las cargas gravitacionales.	18
3.1 Incertidumbre en la geometría de los miembros	18
3.2 Incertidumbre en la resistencia de los materiales	19
3.2.1 Esfuerzos en el concreto, f_c	19
3.2.2 Esfuerzo de fluencia del acero, f_y	19
3.3 Parámetros que definen la curva esfuerzo deformación ($f_s-\epsilon$) del acero, propuesta por Park y Paulay	20
3.4 Incertidumbre en las cargas gravitacionales	21
3.4.1 Incertidumbre en la carga muerta	21
3.4.2 Incertidumbre en la carga viva	22
Capítulo 4 Excitación sísmica	24
4.1 Zona de estudio en el Distrito Federal	24

Capítulo 5 Edificios estudiados	27
5.1 Descripción	27
5.2 Análisis y diseño de los edificios	28
5.3 Modelo de comportamiento histerético	30
Capítulo 6 Análisis de Confiabilidad	32
6.1 Método	32
6.2 Consideraciones para el análisis de daño	32
6.3 Sistema simplificado de referencia	34
6.4 Descripción de los resultados de análisis	35
6.5 Resultados	36
6.6 Funciones de confiabilidad	39
6.7 Resultados del análisis de máxima verosimilitud	41
Capítulo 7 Conclusiones	45
Bibliografía	47
Tablas y figuras	52

Capítulo 1. Introducción

A partir del temblor de septiembre de 1985, se han desarrollado un gran número de programas de investigación encaminados a estudiar el comportamiento de los sistemas estructurales y los procesos de generación de los temblores. De esta manera, ha sido posible conocer mejor las características de los movimientos en distintos sitios del Valle de México, y se ha mejorado nuestra capacidad para estimar las respuestas sísmicas probables de las construcciones ante sismos futuros, con los cuales sea posible obtener indicadores cuantitativos de los niveles de confiabilidad y las probabilidades de falla de dichas construcciones.

Una parte fundamental para la estimación de la confiabilidad de la estructura, es la definición de un índice de respuesta adecuado que permita establecer las condiciones de funcionamiento que presenta la estructura, cuando ha estado sometida a un movimiento sísmico y su capacidad para resistir movimientos futuros. Tal índice debe ser capaz de tomar en cuenta de la mejor manera posible los diversos factores que influyen en la respuesta de la estructura (deformaciones, daño acumulado, etc.). Otra característica esencial del índice es que pueda ser relacionado en forma clara con la confiabilidad estructural.

1.1 Objetivos de esta tesis.

Formular un nuevo criterio para estimar el índice de confiabilidad de un sistema estructural complejo ante la acción de movimientos sísmicos. El criterio que se propone se basa en determinar el nivel de daño residual en un edificio después de haber sufrido un movimiento sísmico. La condición de falla última del sistema se formulará en términos del valor alcanzado por el índice de daño residual.

Para fines de ilustración del criterio general descrito arriba, así como de su calibración, se aplica a algunos marcos estructurales de diez y quince niveles,

diseñados para varios coeficientes de cortante en la base y sujetos a temblores de diversas intensidades. Para las familias de estructuras consideradas se llevarán a cabo los siguientes estudios:

- a) Observar el deterioro de rigidez y resistencia que sufre una estructura como consecuencia de acumulación de daño
- b) Determinar su índice de confiabilidad ante temblores de distinta intensidad
- c) Estudiar la sensibilidad del índice de confiabilidad estructural a diversos parámetros característicos de las estructuras.

En el Capítulo 2, se presentan algunos trabajos en que se definen diversos índices de respuesta para estimar el daño estructural. A continuación se define el índice de daño que se propone en este estudio. Se indican las variables que se utilizaron para proponer tal índice, y se plantea un criterio para estimar la capacidad de deformación lateral de las estructuras.

En el Capítulo 3, se describen las incertidumbres que afectan a las propiedades de los elementos estructurales, como son: la geometría de los elementos, tipos de esfuerzos que presentan cada uno de los materiales que componen al elemento estructural, así como las incertidumbres relativas a las cargas que soporta la estructura.

En el Capítulo 4, se dan las características de los sismos considerados en el estudio, en base a las historias sísmicas del movimiento del suelo y de sus propiedades dinámicas del mismo, similar al sitio donde está ubicada la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

En el Capítulo 5, se mencionan las estructuras que se toman para el estudio y los parámetros estructurales que se analizan. Se hace referencia a todas las recomendaciones que se tomaron del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF de la edición (DDF, 1993)), así como de sus Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo (NTCS, 1995).

El Capítulo 6, trata del método empleado para la evaluación de la confiabilidad sísmica en los sistemas estructurales, las consideraciones que se tomaron para el índice de daño. Se observaron y analizaron los resultados, con ello se plantean las funciones de confiabilidad a emplear en este estudio, después se aplica el criterio de máxima verosimilitud con las funciones de confiabilidad establecidas y se comentan los resultados.

En el Capítulo 7, se dan las conclusiones de los datos observados, se interpreta el criterio de ajuste por el método de máxima verosimilitud. Se comenta como interactúan las variables que se involucraron en las funciones de índice de confiabilidad estructural con sus índices de daño

Capítulo 2. Indicador de daño

2.1 Antecedentes

En estudios anteriores han propuesto índices de daño, que son en gran medida, parámetros con los cuales se desea conocer la vulnerabilidad que experimenta un edificio ante solicitaciones. Estos índices están enfocados en poder determinar el deterioro de rigidez y resistencia que presenta un edificio ante un sismo con características preestablecidas. En lo que sigue, se hace referencia a algunos modelos que se han propuesto.

2.1.1 Índices de daño local

Yao y Munse (1962) proponen una relación del efecto acumulado por deformación plástica definida por la siguiente expresión.

$$D^i = \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_{ui}} \right)^{\alpha_i}$$

donde

D^i es el factor de daño por deformación plástica en el ciclo i

Δ_i es la deformación plástica positiva incremental durante el ciclo i

Δ_{ui} es la deformación plástica a tensión que causa la falla en el ciclo i

α_i es el coeficiente de daño a la fatiga del acero igual a $1-0.86(\Delta_i / \Delta_i)$

Δ_i / Δ_i es la relación de deformación plástica relativa

El daño esperado en el miembro después de “n” ciclos de esfuerzos está determinado por la suma de los daños de todos los “n” ciclos de carga como:

$$D_e = \sum_{i=1}^n D^i = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_{ui}} \right)^{\alpha_i}$$

El modelo no considera el efecto de la secuencia de carga, y la determinación de Δ_{ui} y α_i es muy difícil tanto para elementos homogéneos como el acero, como no homogéneos como el concreto reforzado.

Newmark y Rosenblueth (1976) recomiendan un índice de daño basado en el concepto de ductilidad; es de los más ampliamente usados. La expresión que los autores encuentran para este índice es:

$$\mu = \frac{d_{m\acute{a}x}}{d_y}$$

donde

μ es la ductilidad de deformación

$d_{m\acute{a}x}$ es la deformación máxima

d_y es la deformación de fluencia

El daño estructural depende de la deformación máxima que sufre la estructura o el elemento. Se observa que no es posible tomar en cuenta ningún tipo de degradación estructural ni considerar el efecto del daño acumulado en la disipación de la energía.

Gosain, Brown y Jirsa (1977) denotan un índice de trabajo, I_v , que no es más que un índice de energía disipada normalizada, que mide la capacidad de absorción de energía de los elementos de concreto reforzado sujetos a carga cíclica, y está dado por la fórmula siguiente:

$$I_v = \sum_{i=1}^n \frac{p_i \Delta_i}{p_y \Delta_y}$$

donde

n es el número de ciclos de carga con $p_i \geq 0.75 p_y$

p_i, Δ_i , es la carga y el desplazamiento a la fluencia

p_y, Δ_y , es la carga y el desplazamiento a la fluencia

Esta expresión es apropiada para el caso de flexión pura. Sin embargo, cuando se tienen fuerzas cortantes altas los ciclos de histéresis tienden a estrecharse, con lo cual disminuye la energía disipada. Para cargas axiales pequeñas la fuerza-deformación tiende a ser más estable para un número grande de ciclos de carga, incrementando la capacidad de absorción de energía del elemento. Los autores toman en cuenta estos factores modificando la expresión anterior del índice de trabajo a lo siguiente:

$$I_v = I_v \left(1 - \frac{d_c}{a} \right) \left(1 + \frac{0.0005N}{A_{\text{núcleo}}} \right)$$

donde

a/d_c es la relación de claro de cortante

N es la fuerza axial

$A_{\text{núcleo}}$ es el área del núcleo de la sección

Este modelo aún con las modificaciones empleadas, no toma en cuenta factores como: la historia de cargas, la resistencia del concreto, la relación de confinamiento, etc., que contribuyen a la disipación de energía.

Blejwas y Bresler (1979) proponen una definición de índice de daño local, usando un método de análisis estructural cuasi-estático. Para un elemento el daño local se expresa como:

$$D^i = \frac{d_i - c_i^0}{c_i^u - c_i^0} \quad 1 \geq D^i \geq 0$$

donde

- D^i es el índice de daño local en la componente i
- d_i es el parámetro de demanda, formado por la combinación de diferentes parámetros de respuesta
- c_i^0 es la capacidad a la cual se inicia el daño
- c_i^u es la capacidad a la cual el daño es irreparable

Para este modelo se necesitan realizar pruebas de laboratorio que permitan adquirir una sensibilidad en la persona que llevará a cabo estos estudios, con el propósito de una calibración adecuada en el muestreo estadístico y así obtener una muestra representativa; no toma en cuenta la historia de cargas.

Banon, Biggs e Irvine (1981) presentan indicadores de daño para componentes estructurales, que están basados también en el concepto de ductilidad, pero la diferencia es que ésta es medida con base en la rotación, la fórmula que denotan es:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{\max}}{\theta_y}$$

donde

- θ_{\max} es la rotación máxima en la sección del elemento
- θ_y es la rotación a la fluencia en la sección del elemento

El índice tiene el inconveniente de no poder evaluarse en forma única, ya que depende tanto de la carga como de las propiedades del elemento. Por lo que los mismos autores proponen la ductilidad de curvatura como:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_{m\acute{a}x}}{\phi_y}$$

donde

$\phi_{m\acute{a}x}$ es la curvatura máxima en la sección del elemento

ϕ_y es la curvatura a la fluencia en la sección del elemento

Este índice es más significativo, ya que la curvatura del elemento no tiene la misma dependencia que θ

Krawinkler (1987) presenta su modelo de daño acumulado para elementos de acero basado en datos experimentales, y deduce la siguiente expresión

$$D_e = C \sum_{i=1}^n (\Delta\delta_{pi})^{\chi_i}$$

donde

D_e es el índice de daño

C, χ_i , son los parámetros de daño

n es el número de ciclos de carga

$\Delta\delta_{pi}$ es la deformación plástica en el ciclo i

Esta expresión que propone el autor es para un número de ciclos a la falla con amplitud constante. Este es un modelo atractivo, ya que hay un factor acelerador de daño que refleja el efecto de la secuencia de la carga. Una limitación de este modelo es que sólo es aplicable a elementos que presentan una tensión o

compresión similar, por lo que necesita ser modificado para utilizarse en elementos de concreto reforzado.

Park, Ang y Wen (1987) sugieren un modelo estructural expresado como una combinación lineal del daño causado por la deformación máxima, y la contribución en el daño por la disipación de energía histerética debidas a ciclos de carga repetidos, por lo que llegan a formular lo siguiente:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{P_y \delta_u} \int dE$$

donde

- δ_m es la deformación máxima bajo carga sísmica
- δ_u es la capacidad de deformación última bajo carga monotónica
- β parámetro de deterioro de la resistencia
- P_y resistencia axial a la fluencia del elemento
- dE es la energía incremental absorbida

Este indicador es muy útil y fue calibrado con datos observados durante el sismo de Miyagi-Ken-Oki en 1968 y en San Fernando 1971. La desventaja de este modelo es que para un índice de daño mayores de 0.4, los edificios presentan daño severo (o inestables) imposible de reparar, por lo que el valor de β no se puede medir con precisión.

Wang y Shah (1987) consideran que el daño acumulado en el elemento estructural depende de los desplazamientos máximos que sufre el elemento en cada ciclo de carga. Este efecto está representado por el coeficiente β definido como:

$$\beta = C \sum_{i=1}^N \frac{X_i}{X_F}$$

diferente para cada dirección en la que se deforma el elemento

donde

X_i es el desplazamiento máximo en el i-ésimo ciclo

X_F es el desplazamiento a la falla bajo carga monotónica

C es una constante cuyo valor es menor que 1

Existe un parámetro escalar que representa el daño estructural, el cual varía entre 0 y 1. Dicho parámetro depende de β en la forma

$$D = f(\beta) \quad ; \quad f(0) = 0 \quad \text{y} \quad f(1) = 1$$

Se supone que la variación del daño respecto a β , $(dD/d\beta)$, varía linealmente con D en la forma

$$\frac{dD}{d\beta} = nD + a$$

donde

n , a , son valores constantes que se determinan partir de datos experimentales

De esta forma se genera la expresión del daño en función de β como:

$$D = f(\beta) = \frac{e^{n\beta} - 1}{e^n - 1}$$

Kunnath y Reinhorn (1989) recomiendan un modelo que utiliza los conceptos de daño consumido y daño potencial disponible. El daño potencial se define como la capacidad total de la componente para soportar daño. El daño consumido es la porción de la capacidad de daño que se ha perdido o disipado durante el curso de la historia de la carga aplicada, la expresión que proponen es la siguiente:

$$D_p = \int_{-\phi_u}^{\phi_u} [f_m(\phi) - f_f(\phi)] d\phi$$

donde

$f_m(\phi)$ es igual a la función de la envolvente monotónica

$f_f(\phi)$ es igual a la función de la envolvente de falla

ϕ_u es la curvatura última

La pérdida de daño potencial es debida al deterioro de la resistencia y a la energía histerética disipada. El daño por deformación se evalúa por deformaciones permanentes irrecuperables. Estos estudios de Kunnath y Reinhorn (1989) se han empleado en casos de modelos bilineales

2.1.2 Índices de daño global

Bertero y Bresler (1977) bajo el concepto de demanda y capacidad, formulan un modelo de daño acumulado basado en un promedio de daño local, con la expresión

$$D.I. = \frac{1}{\sum_{i=1}^N \omega_i} \sum_{i=1}^N \frac{\omega_i \eta_i s_i}{\gamma_i r_i}$$

donde

s_i es la respuesta (demanda) en el elemento i

r_i es la resistencia (capacidad) en el elemento i

ω_i es el factor de importancia para el elemento i

η_i es el coeficiente de influencia de la historia de servicio para la demanda del elemento i

γ_i es el coeficiente de influencia de la historia de servicio para la capacidad del elemento i

El efecto acumulado de la carga y la degradación de la resistencia se incluyen en los dos coeficientes de influencia. La determinación de los parámetros ω_i, η_i y γ_i requieren de una sensibilidad adoptada de pruebas de laboratorio, lo cual genera una incertidumbre en los resultados. Sin embargo, este índice fue el primero en introducir los factores de importancia en la evaluación del daño en las estructuras, como es la relación de ductilidad.

Roufaiel y Meyer (1987) proponen un índice basado en criterios del desplazamiento de una estructura que define el grado de daño total en la misma como:

$$GDP = \frac{d_R - d_Y}{d_F - d_Y}$$

donde

d_R es el desplazamiento máximo en la azotea

d_Y es el desplazamiento máximo en la azotea para el cual el primer miembro en el marco alcanza su capacidad de fluencia, suponiendo que el marco se desplaza en su primer modo

d_F es el desplazamiento en la azotea en el cual el marco falla

El parámetro de daño global es igual a 0 si $d_R < d_Y$. Si $d_R \geq d_F$ el marco ha fallado.

Este índice de daño global se basa en un promedio del daño local; es necesario definir primero las localidades en donde el daño será evaluado, y entonces usar una función de peso apropiada de tal forma que se le de más importancia a las áreas más dañadas e influyentes en la estructura.

Park, Ang y Wen (1987) sugieren una definición de daño global como un promedio pesado del daño local, calculado en ciertas partes establecidas, dado por:

$$D_g = \frac{\sum_{i=1}^n D_i E_i}{\sum_{i=1}^n E_i}$$

donde

D_g es el índice de daño global

D_i es el daño en la localidad i de un elemento, el cual va sufriendo un deterioro de su rigidez y de la resistencia, de acuerdo a la cantidad de carga transmitida.

E_i es la energía total disipada por la localidad i

n es el número de localidades en las cuales se calcula el daño

El factor de peso en esta expresión se le da a la capacidad de absorción de energía de los elementos.

DiPasquale y Cakmak (1988) aportan un modelo de análisis de daño basado en la evolución del periodo natural de un sistema lineal que varía en el tiempo, equivalente a un sistema real que exhibe un comportamiento no lineal, dentro de una serie de ventanas en el tiempo que no se traslapan.

Su índice de daño global está dado por:

$$\delta_M = 1 - \frac{T_o}{T_{max}}$$

donde

δ_M es el ablandamiento máximo

T_o es el periodo natural inicial

T_{max} es el periodo natural máximo del sistema lineal equivalente

El cálculo del periodo máximo lo efectúan a partir de los registros de las aceleraciones en la base y en la parte superior de la estructura, dividiendo los registros en una serie de ventanas del tiempo y calculando el periodo natural de un sistema lineal equivalente para cada ventana. El sistema lineal equivalente lo encuentran usando estimadores de máxima verosimilitud por medio de un método de identificación de sistemas

El concepto de máximo ablandamiento usado en la definición de este índice, puede ser interpretado como un promedio de la degradación de rigidez local en la estructura, con el cuadrado del tensor de deformaciones generalizado en el primer modo como un factor de peso, en el caso en que la respuesta de la estructura esté dominada por el primer modo.

Rodríguez-Gómez y Cakmak (1990) utilizan otro índice de daño llamado el índice de ablandamiento final.

$$\delta_F = 1 - \frac{T_o^2}{T_{final}^2}$$

donde

δ_F es el ablandamiento final

T_o es el periodo natural inicial

T_{final}^2 es el periodo natural final

Este índice de daño es menos confiable como indicador del daño global que el anterior, y es aproximadamente igual a un promedio pesado del daño local cuando la forma modal no cambia significativamente después del daño. Está relacionado con la degradación global de la estructura.

2.1.3 Índice de daño en entrepiso

Chung, Meyer y Shinozuka (1987) basan el modelo en un índice de daño global que definen Park, Ang y Wen(1987) y definen un índice de daño de entrepiso como:

$$D_{sk} = \frac{\sum_{i=1}^n D_i^k E_i^k}{\sum_{i=1}^n E_i^k}$$

donde

D_{sk} es el índice de daño de entrepiso para el entrepiso k

D_i^k es el daño local de la localidad i perteneciente al entrepiso k

E_i^k es la energía total disipada por la localidad i perteneciente al entrepiso k

n es el número de localidades en las cuales se calcula el daño local para el entrepiso k

Esta definición es especialmente útil cuando se analizan edificios del tipo columna débil-trabe fuerte, donde las deformaciones de cortante repentinas debidas a la deformación de mecanismos de paneles de cortante, pueden llevar a un colapso progresivo de la estructura completa.

2.2 Índice de daño propuesto

De acuerdo con el subcapítulo anterior la definición de índice de daño global debe de incorporar la influencia de distintos factores que afectan a la respuesta de la estructura. Un indicador de este tipo debe tomar en cuenta conceptos tales como el efecto del daño acumulado, así como la deformación máxima de la estructura entre otros.

La definición para el indicador de daño que se desarrolla en este estudio, toma en cuenta dos conceptos que afectan la capacidad de deformación en las estructuras: el desplazamiento residual después que termina la excitación sísmica y la reducción de rigidez inicial que resulta de la acumulación de daño. En este estudio se plantea también un criterio para estimar la capacidad de deformación lateral de las estructuras.

El índice de daño que se propone, al cual llamaremos Δ , se define de tal forma que contenga la información relacionada por una parte, a la reducción de la rigidez del sistema, K_r , definida como $\Delta_k = \ln[(K_o - K_r)/K_o]$, donde K_o es la rigidez de la estructura antes del temblor, y por la otra parte a la magnitud del desplazamiento residual dada como fracción de la capacidad de deformación original antes del colapso, Δ_δ . En este trabajo el índice de daño Δ se toma igual al máximo valor entre Δ_k y Δ_δ .

Los valores de las variables que definen al índice de daño, se obtienen a partir de las curvas de cortante basal-desplazamiento de azotea que se encuentran de un análisis de las estructuras ante la acción de un temblor específico. Para su obtención se procede de la siguiente manera:

En una primera instancia se realiza un análisis de empuje lateral en la estructura, antes de ser sometida a un movimiento sísmico. Así, se obtiene la relación cortante basal-desplazamiento de azotea del sistema para condiciones de daño inicial nulo. De esta curva se encuentra el valor de la rigidez inicial de la estructura, K_o , así como su capacidad de deformación máxima.

En este estudio la capacidad de deformación máxima a la cual nos referimos en el párrafo anterior, se toma cuando se tiene un cierto porcentaje de reducción en la resistencia lateral máxima que alcanza la estructura, en nuestro caso es de 20%. Este porcentaje se basa en la interpretación de los resultados gráficos.

observados durante el transcurso del estudio, donde la estructura difícilmente presentaba alguna recuperación ya con la pérdida de resistencia mencionada. Esta suposición, que es completamente arbitraria, tiene gran peso en los resultados que se encuentran con los modelos.

Enseguida, a la misma estructura se le somete a un temblor específico y se obtiene su respuesta dinámica. De estos análisis se obtiene el valor del desplazamiento residual, dado por la deformación permanente que presenta la estructura al término del movimiento. Para esto se deja vibrar libremente a la estructura una vez que finaliza el registro sísmico hasta que alcanza el reposo. En la práctica esto se realiza agregando al registro de aceleraciones del temblor específico, un intervalo de tiempo con aceleración cero. En este trabajo se estima un tiempo de 10 segundos que se consideró como suficiente dentro de la simulación del sismo, para que la estructura llegue a su estado de reposo en que estaba antes de tal movimiento sísmico y así observar el desplazamiento residual. Por último se realiza un análisis de empuje lateral en dos direcciones opuestas: uno en la misma dirección en que se tiene el desplazamiento residual y el otro en dirección opuesta. De estos análisis se encuentra la pendiente de recarga ante un empuje lateral, en ambas direcciones. El valor medio de las dos rigideces calculadas, será el valor de K_f que se toma para calcular el índice de daño Δ_k .

Capítulo 3. Propiedades estructurales e incertidumbre en las cargas gravitacionales

Los reglamentos de diseño estructural se expresan en términos de valores conservadores de las variables significativas. Dichos valores tienen probabilidades pequeñas de ser excedidos del lado desfavorable. La incertidumbre asociada con las excitaciones sísmicas, es mucho mayor pues se trata de acciones que se presentan unas cuantas veces a lo largo de la vida útil de una estructura; se deben a circunstancias y fuerzas de la naturaleza, muy difíciles de predecir, tanto en lo que respecta a los tiempos de ocurrencia como a la intensidad con que se presentan. De este tipo de solicitaciones se hablará en el Capítulo 4.

La geometría de los miembros y la resistencia de los materiales que se emplean para elaborarlos, están sujetas a desviaciones estadísticas las que para fines de análisis deben ser tomadas en cuenta, como lo manifiestan, Mirza y McGregor (1979 a y b), Park y Paulay (1984), Meli y Mendoza (1991)

Con lo anteriormente expresado, es necesario realizar un planteamiento basado en conceptos de probabilidades, a fin de incluir la variabilidad de tales parámetros en el estudio de la confiabilidad de los sistemas estructurales. Una técnica es la simulación por el método de Monte Carlo (Fishman, 1996)

3.1 Incertidumbre en la geometría de los miembros

En trabes y columnas se tomaron valores medios y desviaciones estándar de la geometría (base, altura y recubrimiento), basados en los estudios de Mirza y McGregor (1979 a y b). Ellos recomiendan utilizar una función de distribución tipo normal para cada variable, debido a que en las familias de datos observaron una semejanza con este tipo de distribución. En la tabla 3.1 se muestran estos valores

3.2 Incertidumbre en las resistencias de los materiales

3.2.1 Esfuerzos en el concreto, f'_c

La variación en las propiedades del concreto en gran medida ocurre por la diferencia en las proporciones de los materiales que lo componen. En algunas ocasiones estas proporciones pueden ser las adecuadas, pero los factores ambientales juegan un papel importante. También es importante su mezclado, ya que la relación agua cemento, puede provocar disminución o incremento en la resistencia del concreto. Otros factores como el transporte, la granulometría de los agregados, el colado y curado, este último dependiendo del método usado, pueden influir considerablemente en la resistencia del concreto.

Meli y Mendoza (1991) recomiendan una función de distribución de probabilidades del tipo normal, porque de la observación que presenta la muestra de datos se deduce la semejanza que hay con este tipo de distribución, para la resistencia a compresión del concreto con los siguientes parámetros estadísticos:

Para $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$: Media = 230 kg/cm^2 , Desviación estándar = 38.5 kg/cm^2 .

Para $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$: Media = 268 kg/cm^2 , Desviación estándar = 44.6 kg/cm^2 .

Para $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$: Media = 321 kg/cm^2 , Desviación estándar = 41.3 kg/cm^2 .

3.2.2 Esfuerzo de fluencia del acero, f_y

En este trabajo los parámetros estadísticos empleados para la resistencia del acero de refuerzo se tomaron de estudios hechos en el Distrito Federal por Villanueva y Meli (1984). Para las barras de acero estructural sugieren un valor nominal del esfuerzo de fluencia igual a 4200 kg/cm^2 con un valor medio de 4680 kg/cm^2 y una desviación estándar de 450 kg/cm^2 . También recomiendan que se emplee una función de distribución de probabilidades tipo normal, debido a que la familia de datos se ajusta a este tipo de distribución.

3.3 Parámetros que definen la curva esfuerzo deformación (f_s - ϵ) del acero, propuesta por Park y Paulay

La curva esfuerzo, f_s , deformación, ϵ , del acero propuesta por Park y Paulay (1984) se muestra en la figura 3.1. Esta curva servirá de referencia para determinar la resistencia de traveses y columnas.

En la figura 3.1 se distinguen tres regiones. El segmento AB define el intervalo elástico, $\epsilon_s < \epsilon_y$. La expresión utilizada es

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

donde

E_s , módulo de elasticidad del acero igual a $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

ϵ_s es la deformación unitaria del acero en el tramo de interés

ϵ_y es la deformación unitaria de fluencia

El segmento BC corresponde al intervalo $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$, y representa la zona de fluencia del acero estructural

$$f_s = f_y$$

donde

ϵ_{sh} es la deformación unitaria donde inicia la zona de endurecimiento

f_y es el esfuerzo de fluencia

El segmento CD corresponde al intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ definido por

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right]$$

donde

$$r = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh}$$
$$m = \frac{(f_{su} - f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

Villanueva y Meli (1984) encuentran que las variables f_{su} , ε_{sh} y ε_{su} presentan valores medios y desviaciones estándar dados en la tabla 3.2, obtenidos de estudios hechos con varillas de acero fabricadas en México.

3.4 Incertidumbre en las cargas gravitacionales

3.4.1 Incertidumbre en la carga muerta

Meli (1976) consideró con base en datos estadísticos que la carga muerta posee una función de distribución de probabilidad tipo Gamma, con un valor medio igual a

$$\bar{w}_m = \frac{w_m}{1 + 2C_{v_m}}$$

donde

\bar{w}_m , Valor medio de la carga muerta

w_m , Valor nominal de la carga muerta

C_{v_m} , Coeficiente de variación de la carga muerta

Establece un valor del coeficiente de variación igual a 0.05, en construcciones en que las dimensiones de los elementos estructurales y las características de los elementos no estructurales pueden fijarse con precisión, y un valor de 0.10 cuando esto no sucede. Recomienda un coeficiente de variación de 0.08 que es un valor típico. Para el coeficiente de correlación no se tiene mucha información,

por lo que se toma igual a 1 para la carga muerta en un mismo nivel, y 0.7 para las cargas de piso a piso

La carga muerta se simula con una distribución Gamma multivariada de acuerdo con Díaz, et al (1990). Los investigadores consideraron que los datos de la muestra se asemejan a este tipo de distribución para las cargas de piso a piso en el mismo nivel.

3.4.2 Incertidumbre en la carga viva.

El trabajo realizado por Peir, J y Cornell, A (1973), con respecto a la carga viva, se elaboró con base en los estudios de Mitchell y Woodgate que iniciaron con una simple inspección de una muestra empleando el modelo de distribución Gamma y comprobaron que para la intensidad de carga, los resultados eran más satisfactorios que los estudios empleados con la distribución Gaussiana. Con estas bases decidieron usar la distribución de probabilidad Gamma, verificando que en áreas grandes el sesgo de la cola derecha de la distribución tenía una mayor capacidad de soportar la intensidad de las cargas, estos datos resultan aproximados a los empleados con la distribución Gaussiana como lo predice el teorema del límite central. En áreas pequeñas la distribución Gamma da poca variación en los resultados y tiende a ser la gráfica simétrica, perdiendo capacidad de carga por unidad de área. Meli (1976), recomendó con base en los registros estadísticos, un valor medio para el estudio de las cargas vivas igual a

$$\bar{W}_v = \frac{w_v}{1 + 2C_{v_v}}$$

donde

\bar{W}_v , valor medio de la carga viva

w_v , valor nominal de la carga viva

C_{v_v} , coeficiente de variación de la carga viva

El valor del coeficiente de variación que se propone de acuerdo a Meli (1976) es de 0.30 que es un valor típico apropiado para emplearse en áreas no muy pequeñas. La variación espacial de carga viva en un piso y de piso a piso, se tomó aplicando el criterio de Peir, J y Cornell, A. (1973) La simulación de las cargas vivas se hizo de acuerdo al procedimiento utilizado por Díaz et al (1990)

Capítulo 4. Excitación sísmica

En el estudio de los problemas de ingeniería estructural es necesario tomar en cuenta las características relevantes de las historias sísmicas en el tiempo del movimiento del suelo, que se pueden presentar en el sitio en donde interesa establecer las estructuras. Por lo tanto, se necesita tener un número suficiente de sismos correspondientes a distintas intensidades con las cuales se considere a los posibles temblores que puedan ocurrir en el sitio de interés, y con ello determinar las propiedades dinámicas del suelo para asociarlas con las que le corresponden a las estructuras por analizar. Esto se puede realizar de dos maneras: utilizar acelerogramas registrados en dicho sitio o por medio de modelos estocásticos de los movimientos del suelo.

En la actualidad se cuenta con un número limitado de acelerogramas registrados en el sitio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) donde se desea hacer el estudio, por lo que no son suficientes para realizarlo.

Por lo anterior, es necesario hacer uso de los métodos de simulación de temblores. En este estudio se utilizan acelerogramas artificiales generados por medio del modelo propuesto por Alamilla et al (2001 a y b). Las historias en el tiempo de las aceleraciones se consideran como realizaciones de un proceso estocástico Gaussiano no estacionario con propiedades evolutivas en intensidad y contenido de frecuencias.

4.1 Zona de estudio en el Distrito Federal

En este trabajo se propone hacer el estudio de sistemas que se suponen desplantados en un sitio similar al sitio donde está ubicada la SCT. Se trata de un sitio con manto de arcilla muy deformable de gran espesor. El período dominante del suelo, T_s , en esta zona es de aproximadamente dos segundos. Es un área en

el Valle de México en donde los efectos de sitio son extraordinariamente importantes, y donde las condiciones geológicas particulares de esta área producen una amplificación generalizada de las ondas sísmicas en toda la región

Para realizar el estudio de confiabilidad se usaron registros simulados de diferente intensidad asociados a diversas distancias epicentrales del sitio de interés y magnitud, utilizando el modelo de Alamilla et al (2001 a y b) mencionado anteriormente. En este trabajo la intensidad sísmica se mide por la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento igual a 0.05 del crítico.

En la tabla 4.1 se dan los valores que se consideraron para la magnitud y distancias de los temblores para diferentes intensidades sísmicas. Estos valores se obtuvieron por simulación de acuerdo con Alamilla et al (2001 a y b) Para cada valor de la intensidad se simularon 20 acelerogramas. Las intensidades sísmicas estudiadas fueron de 680 cm/s^2 , 980 cm/s^2 , 1177 cm/s^2 , 1300 cm/s^2 y 1360 cm/s^2 . De las primeras dos intensidades se tienen acelerogramas registrados en el sitio. Dado que la intensidad de 980 cm/s^2 fue la que provocó el colapso de algunas estructuras en la ciudad México, Distrito Federal, está intensidad es tomada como referencia para realizar la selección de las demás intensidades. Con la finalidad de hacer un estudio de confiabilidad lo más completo que se pueda, se considera una intensidad menor a la de 980 cm/s^2 que es la correspondiente a 680 cm/s^2 y las otras intensidades son 1177, 1300 y 1360 cm/s^2 que son mayores a la de 980 cm/s^2 en un 20,30 y 40%, respectivamente.

Para fines de un análisis de empuje lateral, después de cada sismo, a cada acelerograma se añadió un tiempo de reposo de 10 segundos (aceleración igual a cero, ver capítulo 2, página 17), seguido por una aceleración linealmente creciente. Esta última aceleración se aplicó tanto con signo positivo como negativo. Para este trabajo se utilizaron 5 registros sísmicos de cada intensidad, seleccionados en forma aleatoria del total de 20 acelerogramas mencionados en

el párrafo anterior. En las figuras 4.1 a 4.3 se presenta como ejemplo uno solo de los registros sísmicos simulados, para las intensidades sísmicas estudiadas de 680 cm/s^2 , 980 cm/s^2 , 1177 cm/s^2 , respectivamente y su espectro de pseudoaceleración. En ellas se incluye la parte que se le agrega para llevar al reposo a la estructura y la aceleración creciente para realizar el análisis de empuje lateral tanto en sentido positivo (figuras 4.1.A, 4.2.A y 4.3.A.), como en el sentido negativo (figuras 4.1.B, 4.2.B y 4.3.B). En las figuras 4.1.C, 4.2.C y 4.3.C se presentan los espectros de pseudoaceleración de dichos registros. Para las dos intensidades más altas en las figuras 4.4.A y 4.5.A se muestran uno de los registros de estas intensidades y en las figuras 4.4.B y 4.5.B su espectro de pseudoaceleración. Para estas intensidades no fue necesario agregar la parte, del reposo ni la aceleración creciente, ya que la estructura falló durante el temblor para todos los casos estudiados.

Capítulo 5. Edificios Estudiados

5.1 Descripción.

En el presente estudio se considerarán dos edificios que se ubican en la zona blanda del Distrito Federal, (zona III del (RCDF) de la edición (DDF, 1993)) donde el período dominante del suelo, T_s , es igual a 2 segundos. Las características de los edificios destinados a oficinas mostrados en las figuras 5.1 y 5.2 son las siguientes:

Edificio de 10 niveles

- Altura del primer entrepiso, 4 metros; 3 metros en los entrepisos restantes, por lo tanto la altura total del edificio es de 31 metros
- Planta simétrica, de 12.4 x 12.4 metros.
- Tres ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.20 metros
- Relación de esbeltez (altura / ancho) de 2.5

Edificio de 15 niveles

- Altura del primer entrepiso, 4 metros; 3.20 metros en los entrepisos restantes. Por lo tanto, la altura total del edificio es de 48.8 metros.
- Planta simétrica de 19.5 x 19.5 metros
- Cuatro ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.50 metros.
- Relación de esbeltez (altura / ancho) de 2.5

Los marcos en cada dirección ortogonal de cada uno de los edificios tienen la misma rigidez lateral, porque se supuso que todas las trabes y columnas de un entrepiso tienen la misma sección y no se considera la contribución de la losa en

la rigidez de las trabes. Los tableros de las losas quedan limitados por vigas principales y no existen vigas secundarias.

5.2 Análisis y diseño de los edificios

En los elementos estructurales, trabes y columnas, se propuso trabajar con concreto de f'_c igual a 250 kg/cm^2 debido a que es el más comúnmente empleado en las obras de edificios. El módulo de elasticidad de acuerdo con el RCDF para el concreto clasificado como de clase 1 y que es el mínimo en esta clasificación, es igual a $14000 \sqrt{f'_c}$, con un peso volumétrico de 2400 kg/m^3 . El acero de refuerzo utilizado tiene un esfuerzo de fluencia, f_y , igual a 4200 kg/cm^2 .

La carga muerta se estimó con un valor de 600 kg/m^2 en pisos intermedios y en azotea. Con este peso no se toma en cuenta el peso propio de columnas y trabes, pero sí el de la losa y el de todos los elementos que gravitan sobre la misma. De acuerdo con el uso de los edificios, que en el caso que nos ocupa es para oficinas, se tomaron las siguientes cargas vivas, especificadas en el artículo 199 del RCDF. Con el fin de simplificar el diseño se consideró que las cargas para azotea tomarían los mismos valores de los correspondientes a los entresijos, (carga viva máxima de 250 kg/m^2 y carga viva instantánea de 180 kg/m^2). Estas cargas se transmiten según el área tributaria directamente sobre las trabes, que forman el marco con las columnas, donde se suponen uniformemente repartidas en toda su longitud.

Las fuerzas horizontales por nivel, consideradas para el análisis por carga sísmica, se obtuvieron con el criterio estático de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo (1995), (NTCS). Se tomaron los siguientes valores de coeficiente sísmico:

para el edificio de 10 niveles $c = 0.3, c = 0.4, c = 0.5$

para el edificio de 15 niveles $c = 0.3, c = 0.4$

Con estos valores se busca analizar la confiabilidad de las dos familias de edificios en este estudio, en función de su resistencia de diseño.

El análisis se realizó considerando que las fuerzas actúan en una sola dirección horizontal del edificio. No se tomó en cuenta la torsión accidental (no hay torsión de rigideces debido a que se tomó una planta regular del edificio).

El factor de comportamiento sísmico, Q , se tomó igual a 4, como lo marca el RCDF para marcos dúctiles. En los edificios propuestos la relación de sus alturas a la dimensión menor de las bases es menor o igual que 2.5, por lo que el factor de regularidad es igual a 1

Las escuadrías de trabes y columnas que forman el marco (prediseño) se estimaron por iteraciones, de manera que la deformación de entrepiso por fuerza cortante no fuera mayor que 0.012 veces la altura de entrepiso. Por lo tanto, se consideró que cumple con los requisitos de separación entre el sistema de marco y los elementos no estructurales (principalmente muros de relleno). Esto se realizó con el fin de conseguir altas deformaciones en los análisis inelásticos y con ello estudiar casos extremos. En todos los edificios se consideró para simplificar el análisis que en un mismo nivel, todas las trabes y todas las columnas tenían iguales dimensiones respectivamente.

Las combinaciones de carga que se tomaron en cuenta para los análisis de estos edificios fueron las siguientes:

1.4 (Carga muerta) + 1.4 (Carga viva máxima)

1.1 (Carga muerta) + 1.1 (Carga viva instantánea) + 1.1 (Sismo)

1.1 (Carga muerta) + 1.1 (Carga viva instantánea) - 1.1 (Sismo)

En el proceso de diseño de los miembros estructurales de los edificios se cumplió con las Normas Técnicas complementarias de Concreto (NTCC(1996)) Las consideraciones generales hechas durante el diseño fueron las siguientes:

- 1) Se tomaron en cuenta los efectos de esbeltez
- 2) Los marcos se diseñaron con el criterio de marcos dúctiles
- 3) En las trabes se cumplió con el requisito geométrico para trabes dúctiles
Se tomó un factor de resistencia a flexión de 0.9 y para cortante de 0.6 utilizando las fuerzas cortantes de diseño obtenidas en el análisis
- 4) En las columnas se cumplió con el requisito geométrico para las columnas dúctiles
- 5) Las columnas se dimensionaron por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6 siguiendo el procedimiento optativo
- 6) En las columnas el dimensionamiento por cortante se realizó a partir de las fuerzas cortantes obtenidas del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5, al utilizar en el diseño por flexocompresión el procedimiento optativo
- 7) Se cumplieron los requisitos de acero mínimo y máximo en trabes y columnas
- 8) En el diseño del refuerzo transversal se tomó en cuenta los criterios de armado por confinamiento

5.3 Modelo de comportamiento histerético

En el análisis sísmico de los marcos se consideró que los elementos estructurales tenían un comportamiento que presenta los efectos de degradación de rigidez y deterioro de la resistencia que se tienen en los miembros de concreto reforzado

El modelo que se utilizó para representar ese comportamiento fue el desarrollado por Díaz, Esteva y García (1997), a partir del modelo de Wang y

Shah (1987). Los autores modificaron el modelo para tratar de representar mejor el comportamiento de los sistemas de acuerdo con lo observado en estructuras reales, en donde el daño del elemento no se acumula en forma drástica como supone el modelo de Wang y Shah. Las reglas de histéresis entre ambos modelos son similares. Los valores de los parámetros que definen el daño estructural fueron ajustados utilizando datos de pruebas experimentales. En Díaz, Esteva y García (1997) se puede encontrar una descripción detallada del modelo

Capítulo 6. Análisis de confiabilidad

6.1 Método

El cálculo de las funciones de confiabilidad se hizo utilizando el método de simulación de Monte Carlo. La forma en que se llevó a cabo el procedimiento fue el siguiente:

Para cada caso de estructura estudiada con determinado número de niveles, coeficiente de diseño sísmico e intensidad sísmica, se procede como sigue

- 1) Se simula un marco a partir de sus propiedades inciertas
- 2) Se elige en forma aleatoria un temblor simulado para la intensidad sísmica estudiada
- 3) Para la estructura simulada y el temblor elegido se analiza el sistema de acuerdo a lo establecido en el capítulo 2, para encontrar el valor de índice de daño Δ
- 4) Los pasos 1 al 3 se repiten para cada uno de los sismos seleccionados tal como se explicó en el capítulo 4.

6.2 Consideraciones para el análisis de daño

De acuerdo con lo dicho en el capítulo 2, el índice de daño Δ se toma igual al máximo valor entre Δ_k y Δ_δ .

En este trabajo se ha analizado la respuesta de las estructuras obteniéndose los valores de los índices Δ_k y Δ_δ . Para este último índice se ha tomado un criterio arbitrario para calcular la capacidad de deformación máxima del sistema, el cual tiene un gran peso en los resultados que se encuentran (capítulo 2). Dado lo anterior, se optó por no introducir en este estudio la incertidumbre que genera esta suposición, por lo que para el cálculo del índice de daño solo se considera la

parte relativa a la reducción de rigidez del sistema. Por lo tanto el índice de daño se tomará igual a

$$\Delta = \ln [(K_o - K_f) / K_o] \quad 6.1$$

donde

K_o . Es la rigidez tangente inicial proporcionada por un análisis de empuje lateral de un sistema estructural que no ha sufrido daño.

K_f Es el valor de la rigidez secante después de que el sistema ha sufrido daño como consecuencia de un temblor

De acuerdo con la expresión anterior el valor de Δ no puede exceder de 0. Este límite se alcanza cuando K_f es igual a cero, que es el caso en el que la estructura falla.

Dado lo anterior, la función de densidad de probabilidad de Δ se puede representar por una función del tipo como la mostrada en la figura 6.1. Esta distribución está compuesta por una función continua para $\delta < 0$ y una masa concentrada en $\delta = 0$. Esta masa concentrada es igual a la probabilidad de falla de la estructura, P_F . Con el fin de obtener una distribución de probabilidad más adecuada que presente un manejo más simple del problema, esta la podemos sustituir por una función continua como la mostrada en la figura 6.2, escogida de tal manera que el área bajo la curva para $\delta > 0$ sea igual a la probabilidad de falla (P_F).

En este trabajo se ha considerado para esta función continua una densidad de probabilidad de Δ del tipo Normal.

6.3 Sistema simplificado de referencia

El índice de respuesta del sistema detallado se relaciona con la respuesta de un sistema simplificado de referencia (equivalente). Las propiedades del sistema de referencia se definen igual que en Esteva et al (1999) La variable de respuesta (η) que se toma de este sistema está dada por la expresión

$$\eta = \frac{S_d}{S_f} \quad 6.2$$

en donde S_d es la ordenada del espectro inelástico de desplazamiento esperado para una intensidad dada, y S_f que es la capacidad de deformación máxima que se le asigna al sistema simplificado, esta se calcula según se describe en el capítulo 2, página 16.

En este trabajo el valor de S_d se calcula para cada intensidad estudiada, con el valor promedio de los 20 espectros inelásticos de seudodesplazamiento de los temblores simulados, para cada caso de estructuras estudiadas a partir de su sistema simplificado de referencia

Las propiedades del sistema de referencia se obtienen de acuerdo con Esteva et al (1999) En forma resumida, estas propiedades se obtienen aplicando un análisis de empuje lateral convencional (pushover) al sistema detallado y encontrando la relación cortante basal-desplazamiento de azotea. De esta curva se deduce tanto la rigidez inicial, k_o , como la rigidez de fluencia, k_y , que es el valor de la segunda pendiente. Los valores de las pendientes k_o y k_y se obtienen de un ajuste de datos de la curva, en donde se considera que el área bajo estas rectas es el área bajo la curva cortante basal-desplazamiento de azotea; para este ajuste se toma como deformación límite en el cálculo del área el valor de la capacidad de deformación máxima, S_f . Los valores así calculados se utilizan para definir al sistema simple de referencia.

El análisis de empuje lateral se realiza en forma dinámica aplicando una aceleración monotónica creciente en la base de la estructura.

La masa se calcula suponiendo conocido el periodo fundamental de la estructura (igual al del sistema detallado)

En este estudio se toman dos formas alternativas de calcular las propiedades del sistema simplificado de referencia: en una de ellas se considera a la estructura con propiedades nominales; en la otra se toman las propiedades medias de la estructura.

6.4 Descripción de los resultados de los análisis

Los análisis practicados a las dos familias de los marcos de estos edificios muestran resultados como los que a continuación se describen.

En las figuras 6.3 a 6.6 se muestran las diferentes curvas carga-deflexión para el caso de un marco de múltiples entrepisos, que se obtienen al aplicar los pasos 1 al 3 del procedimiento del subcapítulo 6.1 cuando se supone sujeto a un registro de la aceleración del movimiento del suelo. En todas las curvas el eje horizontal representa el desplazamiento de azotea, relativo al suelo, mientras el eje vertical representa la fuerza cortante en la base. La figura 6.3 corresponde al análisis de empuje lateral (pushover), antes de ser sometida la estructura a un movimiento sísmico. En la figura 6.4 se presenta la respuesta dinámica de la misma estructura cuando es sometida a un temblor. Finalmente las figuras 6.5 y 6.6 representan las curvas de empuje lateral en dos direcciones opuestas después de que se termina el temblor: una en la misma dirección en la que se tiene el desplazamiento residual y la otra en dirección opuesta.

Como se explicó en el capítulo 2, de la curva de la figura 6.3 se calcula el valor de la rigidez inicial del sistema K_0 , y se obtiene la capacidad de deformación máxima de la estructura de acuerdo al criterio descrito en dicho capítulo.

Los resultados del análisis dinámico presentados en la figura 6.4 nos proporcionan información sobre la deformación residual que se tiene en la estructura una vez que se termine el movimiento sísmico, así como las condiciones iniciales para el análisis de empuje lateral que se realiza a continuación. En las figuras 6.5 y 6.6 se muestran las relaciones cortante basal-desplazamiento de azotea que se obtiene de esos análisis. Con ellos es posible calcular la rigidez reducida que se tiene en la estructura debido a los efectos de la degradación de rigidez y resistencia que se presentan por el efecto del movimiento sísmico. Como se dijo en el capítulo 2, el valor de K_r que se toma para calcular el índice de daño Δ_k , es igual al promedio de los dos sentidos.

6.5 Resultados

Los resultados de los estudios de respuesta sísmica e índices de daño residual se presentan en las figuras 6.7 a 6.22. En ellas se observa la relación de Δ contra η , para los dos casos del sistema de referencia obtenido con propiedades medias y nominales del sistema detallado. Al pie de cada figura se indica a cuál de estos criterios corresponde

Los resultados para los edificios de 10 niveles diseñados con diferentes coeficientes de diseño sísmico se presentan en las figuras 6.7 y 6.8 para los casos de η calculada con propiedades medias y nominales respectivamente. En ellas se observa como el daño en la estructura se incrementa a medida que el valor de η aumenta. De acuerdo con la definición de η , en general un aumento en su valor corresponde a un incremento en la intensidad sísmica que actúa sobre la estructura para un valor de c dado. Para valores de η grandes se encuentra

que las estructuras llegan a la falla. Esto ocurre generalmente para las intensidades de 1177, 1300 y 1360 cm/s^2 donde la estructura se colapsa. Los resultados muestran que para η con propiedades medias se tiene una más rápida variación del incremento del índice de daño Δ , que la que se presenta cuando se toma η con propiedades nominales, la cual presenta una variación más suave.

En las figuras 6.9 y 6.10 se presentan resultados mayores para el índice de daño, en comparación con los mencionados en el párrafo anterior, para la familia de los edificios de 15 niveles. En ellas se observa que, para valores de η similares, el índice de daño es mayor en la familia de los edificios de 15 niveles en comparación con los de 10 niveles, para valores de η inferiores a 0.32. Para valores de η superiores a 0.32 se tiene el mismo comportamiento en ambas familias de edificios. Los resultados muestran al igual que para los de 10 niveles, que la variación del índice de daño Δ es más lenta para el caso de η con propiedades nominales.

En las figuras 6.11 y 6.12 se analizan los dos grupos de familias en forma conjunta, considerando los casos en que η se determina a partir de valores medios y de valores nominales de las propiedades estructurales. Puede verse que los edificios de 10 niveles muestran menores índices de daño para valores de η con propiedades nominales, menores a 0.32. En términos de las intensidades actuantes y los coeficientes de diseño sísmico, los índices de daño varían según se indica en las tablas 6.1 y 6.2, para valores de η referidos a propiedades medias y nominales, respectivamente.

En general, los niveles de daño en los sistemas de 10 niveles presentan mayor dispersión conforme disminuye el valor de η . Para la familia de edificios de 15 niveles las dispersiones son menores, con valores de índice de daño comprendidos entre -0.38 y -0.22 para la intensidad de 680 cm/s^2 , para ambos coeficientes de diseño sísmico (0.3 y 0.4) con η de propiedades nominales. Para

otras intensidades la dispersión de los índices de daño es más pequeña; por ejemplo, para una intensidad de 980 cm/s^2 , el índice de daño varía entre -0.36 a -0.1 para las propiedades y coeficientes de diseño sísmico considerados. Los casos para η con propiedades medias, presentan el mismo comportamiento solo para la intensidad de 680 cm/s^2 , para los correspondientes valores de η de propiedades nominales, por ejemplo, para los edificios de 15 y 10 niveles con el coeficiente de diseño sísmico de 0.3 , los valores de índice de daño son -0.55 a -0.44 , y para el de 10 niveles está entre -2 a -0.4 . Para las otras intensidades casi tienen comportamientos similares de dispersión, con respecto al caso con η de propiedades nominales en la intensidad de 1177 cm/s^2 , el índice de daño del edificio de 10 niveles está comprendido entre -0.14 a -0.07 , y para el de 15 niveles son -0.17 a -0.1 .

En las gráficas 6.13 a 6.18 se presentan los resultados por coeficientes sísmico para las estructuras de 10 niveles. El tamaño de la muestra resulta muy pequeña; a pesar de esto se observa que en la medida en que el coeficiente de diseño sísmico aumenta, el daño en la estructura disminuye. Esto es claro en las respuestas para el coeficiente de diseño sísmico de $c=0.3$ con las correspondientes a $c=0.5$. Sin embargo, se encuentra que para el coeficiente sísmico de $c=0.4$ la respuesta resulta muy similar a la obtenida con el coeficiente $c=0.3$. Esto puede deberse a que no existe una diferencia significativa entre los armados para los marcos diseñados con $c=0.3$ con los obtenidos para $c=0.4$.

Los resultados para las estructuras de quince niveles se muestran en las figuras 6.19 a 6.22. Las tendencias son similares a las descritas para los edificios de diez niveles. Aquí también encontramos que el índice de daño disminuye al incrementarse el coeficiente sísmico

6.6 Funciones de confiabilidad.

En este trabajo se expresa la confiabilidad de un sistema mediante el índice β propuesto por Cornell (1969). Para los casos tratados aquí este índice se calcula como sigue:

$$\beta = \frac{\bar{\Delta}}{\sigma_{\Delta}} \quad 6.3$$

donde

$\bar{\Delta}$ es el valor esperado del índice de daño, Δ

σ_{Δ} es la desviación estándar de Δ

Los resultados de las figuras anteriores se pueden utilizar para ajustar expresiones empíricas al valor medio ($\bar{\Delta}$) y a la desviación estándar (σ_{Δ}) de Δ , en términos del valor de la variable (η) del sistema simplificado obtenido del análisis pushover. De acuerdo con el comportamiento de la muestra de valores que se obtienen de los análisis de respuesta de las estructuras (figuras 6.7 a 6.22) se propone para el valor medio de Δ una expresión de la forma

$$\bar{\Delta} = a\eta \left(1 - [\eta/\eta_0]^{-m}\right) \quad 6.4$$

Para el caso de la desviación estándar de Δ , aquí se optó por expresar al índice de la confiabilidad β mediante una expresión que representará la manera en que se considera debería variar con respecto al parámetro η . Por lo tanto se propone una expresión de la forma

$$\beta = -b\eta \left(1 - [\eta/\eta_0]^{-n}\right) \quad 6.5$$

Lo anterior obliga a que el valor de la desviación estándar de Δ tome la forma

$$\sigma_{\Delta} = -c \left(\frac{1 - [\eta / \eta_0]^{-m}}{1 - [\eta / \eta_0]^{-n}} \right) \quad 6.6$$

En las ecuaciones anteriores los parámetros a , b , c , m , n y η_0 son constantes que se ajustan. η_0 representa el valor de η para el cual la probabilidad de falla del sistema es igual a 0.5

La estimación de los parámetros a , b , c , m , n y η_0 de las ecuaciones 6.4 a 6.6 se realiza empleando el criterio de máxima verosimilitud

De acuerdo con ese criterio los valores de los parámetros que deben adoptarse en las ecuaciones 6.4 a 6.6, que describen a la función de confiabilidad son las que maximizan la función de verosimilitud dada por la expresión siguiente (Esteva 1995)

$$L(a, c, m, n, \eta_0, A) = \prod_{i=1}^{N_1} f_{\Delta}(\delta_i | \eta_i) \prod_{j=1}^{N_2} P(\Delta > 0 | \eta_j) \quad 6.7$$

donde

A es el conjunto de parejas de valores (δ_i, η_i) , $i=1, \dots, N_1+N_2$ que se tienen en la muestra. En la ecuación anterior el primer término del miembro de la derecha de la igualdad, $\prod_{i=1}^{N_1} f_{\Delta}(\delta_i | \eta_i)$, representa el caso de las estructuras que han sobrevivido, mientras que el segundo término, $\prod_{j=1}^{N_2} P(\Delta > 0 | \eta_j)$, representa el caso de las estructuras que fallaron.

Si se considera que el índice Δ tiene una función de distribución de probabilidad normal, las funciones anteriores tendrán la forma

$$f_{\Delta}(\delta_i, \eta_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_{\Delta i}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\delta_i - \bar{\Delta}_i}{\sigma_{\Delta i}} \right)^2} \quad 6.8$$

La función de distribución acumulada se calcula utilizando una aproximación (Abramowitz y Stegun, 1972)

$$P(\Delta > 0 | \eta_j) \cong -\frac{1}{2} \left(1 + \sum_{k=1}^6 d_k z_j^k \right)^{-16} \quad 6.9$$

donde

$$z_j = \left(\frac{\delta_j - \bar{\Delta}_j}{\sigma_{\Delta j}} \right)$$

Los valores de $\bar{\Delta}_i, \bar{\Delta}_j, \sigma_{\Delta i}, \sigma_{\Delta j}$ que aparecen en las ecuaciones 6.8 y 6.9 se calculan según las ecuaciones 6.4 y 6.6, haciendo η igual a η_i o η_j , según el caso.

Para obtener los valores de los parámetros a, b, c, m, n y η_0 que maximizan la función de verosimilitud se utilizó un procedimiento numérico (Powell, 1985)

6.7 Resultados del análisis de máxima verosimilitud.

Los parámetros resultantes de los análisis de máxima verosimilitud se presentan en la tabla 6.3. Los primeros seis renglones se refieren a los casos en que se incluyeron para cada número de niveles, todos los edificios,

independientemente del coeficiente sísmico para el cual fueron diseñados. En los diez renglones restantes, se consideraron grupos de edificios diseñados para un mismo coeficiente sísmico. En todos los casos, se analizaron por separado los casos en que los valores de η se obtuvieron a partir de propiedades medias de las propiedades estructurales de aquellos que se basaron en sus valores nominales. Con estos parámetros se calcularon las curvas de valor medio, desviación estándar e índice de confiabilidad (β), como funciones de η , que se muestran en las figuras 6.7 a 6.22. De la observación de tales curvas se concluye lo siguiente:

- a) Para valores pequeños de η (0.20 en términos de las propiedades medias, 0.30 en términos de los valores nominales), los valores esperados de Δ son similares para los sistemas de 10 y 15 niveles.
- b) Para valores elevados de η (0.56, tanto en términos de valores medios como nominales), los valores del índice de confiabilidad β son significativamente menores para los edificios de 10 niveles (-2, -1.15) que para los de 15 (-0.4, 0.57). En cada uno de estos paréntesis el primer valor se refiere a η expresada en términos de valores medios; el segundo, al caso de valores nominales. Es probable que esta diferencia se deba a la cercanía del periodo natural del sistema de 15 niveles al pico del espectro de respuesta que se encuentra a su derecha, lo que implica que al alargarse el primero por influencia de comportamiento no lineal pase a una zona de sollicitaciones dinámicas mayores.
- c) Las desviaciones estándar de Δ son bastante menores para los casos de quince niveles que para los de diez. Para prácticamente todos los valores de η considerados, los valores respectivos son 0.1 para los edificios de quince niveles. Para los de diez niveles, la desviación estándar calculada varía entre 0.5 y 0.2 para η expresada en términos de valores medios y entre 0.5 a 0.3 para el caso de valores nominales.
- d) Las funciones de confiabilidad se obtienen a partir de las funciones de valor esperado y de la desviación estándar de Δ a las que se refieren los incisos

anteriores Para $\eta=0.24$, en términos de valores medios, β resulta igual a 4.6 y a 0.8 (aproximadamente) para edificios de 15 y 10 niveles, respectivamente. Para $\eta=0.54$ los valores respectivos son 0 y -1.8 Iguales tendencias se observaron para los casos en que η se obtiene a partir de propiedades nominales, es decir, para valores de η bajos se tienen valores de β altos y para η altos valores de β bajos (generalmente menores que cero)

- e) Para los casos en que se analizan en un mismo conjunto los valores de Δ obtenidos para 10 y 15 niveles, los valores de los índices de confiabilidad son intermedios entre los que resultan para cada familia por separado.
- f) Los resultados que se presentan en las figuras 6.13 a 6.22 muestran que, en general, los valores de β para el mismo valor de η son menores mientras mas alto sea el coeficiente sísmico de diseño. Esto es consecuencia de que las capacidades de deformación lateral, normalizadas con respecto a su deformación de fluencia del sistema, resultaron menores para los sistemas diseñados para los mayores coeficientes. Este comportamiento se observó al comparar las curvas de empuje lateral (pushover) similares a la mostrada en la figura 6.3, para los diversos sistemas estudiados. Una consecuencia de lo anterior es la forma de variación de η_0 (valor de η para el que $\beta=0$) con respecto a c que se muestra en la tabla 6.4, en donde η_0 decrece en general al crecer c . Por la misma razón, por ejemplo, el valor de β para $\eta=0.10$, en el caso de diez niveles referidas a propiedades medias pasa de 3 a 2.5 cuando c varía de 0.3 a 0.4 Sin embargo, para $c=0.5$ el valor que se obtiene ver figura 6.13 y 6.15 para β es de 6.0, debido a la baja dispersión que muestran los valores de Δ para este caso (figura 6.17) Las figuras 6.19 a 6.22 muestran tendencias similares para los edificios de quince niveles.

De las observaciones presentadas en los párrafos, podemos decir que para los edificios de estudio tenemos:

“El índice de confiabilidad aumenta con la resistencia del sistema”.

En los edificios de 15 niveles para la intensidad de 680 cm/s^2 , en donde se observa que la estructura trabaja en el rango elástico para soportar el movimiento sísmico, el índice de confiabilidad que se muestra es muy alto. Por ejemplo, para el edificio de 15 niveles con $c=0.3$, con η de propiedades medias tenemos un índice de confiabilidad estructural mayor que 8, y para los edificios con η de propiedades nominales el índice de confiabilidad resulta superior a 4. Cuando ocurren eventos sísmicos de intensidad de 980, 1177, 1300 y 1360 cm/s^2 , la estructura presenta una respuesta dinámica que la lleva a incursionar en el intervalo inelástico. Esto conduce a valores de índice de daño muy altos (superiores a 0.5).

Capítulo 7. Conclusiones

Se propuso un criterio de daño residual para evaluar la seguridad sísmica de sistemas estructurales de múltiples grados de libertad. De acuerdo con éste, el nivel de confiabilidad con respecto al estado-límite por resistencia última se expresa en términos de un indicador que considera la reducción de rigidez lateral y el desplazamiento residual en el sistema después de un sismo. Se aplicó el criterio de máxima verosimilitud para la evaluación de la función de confiabilidad sísmica de los sistemas estudiados. Dicha función se expresa en términos de la demanda esperada de ductilidad de un modelo simple de un grado de libertad (sistema de referencia).

Las incertidumbres que se involucraron para este estudio toman en cuenta de manera indirecta los procedimientos constructivos, las cargas que se pueden presentar durante la vida útil de una estructura, y el control de calidad.

En el capítulo 6 se presenta una amplia discusión detallada sobre la forma de variación del índice β con respecto a las distintas variables significativas. En adición a esas conclusiones, se obtienen las siguientes, de tipo general:

- Los valores de β como función de η son mayores para el caso en que esta última se calcule en términos de los valores nominales de las propiedades mecánicas del sistema.
- Los valores de β que resultan son menores que los que se obtienen empleando otros criterios (Esteve et al, 1999) para medir el margen de seguridad. Esto se debe a las grandes incertidumbres que caracterizan al daño residual Δ .

- Para valores pequeños e intermedios de η , los valores de β que se obtienen combinando los resultados de las familias de edificios de 10 y 15 niveles son intermedios entre los que se obtienen para cada familia por separado.
- El índice de confiabilidad aumenta con la resistencia del sistema.
- En general las capacidades de deformación inelástica de los edificios crecen al decrecer la resistencia. Esto lleva a la conclusión de que η por sí solo no es un indicador suficiente para definir el valor de β .

BIBLIOGRAFIA

Abramowitz, M. y Stegun, I. (1972), Handbook of Mathematical functions, Dover

Alamilla, J , Esteva, L , García, J. y Díaz, O., (2001a), "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: their dependence on magnitude and distance", Journal of Seismology, No. 5, pp 1-21.

Alamilla, J , Esteva, L., García, J. y Díaz, O., (2001b), "Simulating earthquake ground motion at a site for given intensity and uncertain source location", Journal of Seismology, vol 5, No.4, pag. 478-485.

Banon, H., Biggs, I. M. e Irvine, H. M.,(1981) "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST9, Septiembre

Bertero y Bresler (1977) "Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members", Technical Report NCEER-87-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N. Y., Octubre

Blejwas, T. y Bresler, B (1979) "Damageability in Existing Buildings", Report No. EERC-78-12, University of California, Berkeley, C.A., Agosto.

Cornell, A. (1969) "A Probability-Based Structural Code", ACI Journal, Diciembre

Chung, Y S., Meyer, C y Shinozuka, M.,(1987) "Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members", Technical Report NCEER-87-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N. Y., Octubre

Chung, Y. S., Shinozuka, M. y Meyer, C., (1988) "SARCF User's Guide Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames", Technical Report NCEER-88-0044, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N. Y., Noviembre

Departamento del DF, (1993), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Diario Oficial de la Federación, 2 de Agosto

Departamento del DF, (1995), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del DF, 27 de Febrero

Departamento del DF, (1996), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Gaceta Oficial del DF, 25 de Marzo.

Díaz, O., Esteva, L. y Flores, O., (1990), "Incertidumbres asociadas con el sistema y con el modelo en el análisis de confiabilidad de estructuras sujetas a temblores", Proyecto No. 9742, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre.

Díaz, O., Esteva, L. y García, F., (1997), "Funciones de daño acumulado por sismo en marcos de edificios (primera parte)", Informe de investigación elaborado para CONACYT, Ref. No. 1114PA, No. 6553, Instituto de Ingeniería, UNAM, Septiembre.

Dipascuale, E. y Cakmak, A., (1988) "Identification of the Serviceability Limit State and Detection of Seismic Damage", Technical Report NCEER-88-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N. Y.

Esteva, L., (1995), "Toward consistent reliability design for earthquakes", Reliability and Optimization of Structural System, Ed por R., Rackwitz, G., Augusti y A., Borri, Chapman & Hall, Londres.

Esteva, L., Díaz, O., Méndez, O , Pérez, D. y Alamilla, J., (1999), "Confiabilidad de sistemas estructurales ante sismos", Informe de Investigación elaborado para CONACYT, Ref. No. 3663PA, Proyecto No. 7513, Instituto de Ingeniería, UNAM, Junio

Fishman, S., G., (1996), Monte Carlo, Concepts, Algorithms and Applications, Springer

Gosain, N. K , Brown, R.H y Jirsa, J. O., (1977), "Shear Requirements for Load Reversals on RC Members", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST7, Julio.

Krawinkler,H.,(1987) "Performance Assessment of Steel Components". Earthquake Spectra, Vol. 3, No 1, Febrero, pp 27-41

Kunnath, S.K y Reinhorn, A M.,(1989) , "Inelastic Three-Dimensional Response Analysis of Reinforced Concrete Building Structures (IDARC-3D). Part I-Modeling", Technical Report NCEER-89-0011, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N. Y., Abril.

Meli, R , (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, Junio.

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

Mirza, S., A. y McGregor, J , (1979a), "Variations in dimension of reinforced concrete members", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 105, No ST4., Abril.

Mirza, S., A. y McGregor, J., (1979b), "Variability of mechanical properties of reinforcing bars", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 105, No ST5., mayo.

Newmark, N. M y Rosenblueth, E. (1976), "Fundamentos de Ingeniería Sísmica", Ed Diana, México D.F

Otani, S., (1974) "Inelastic analysis of R/C frame structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST7, pp 1433-1449, Julio

Park, R. y Paulay, T., (1984) Reinforced Concrete Structures, New York, J Wiley and Sons.

Park, Y-J., Ang, A. H-S. y Wen, Y. K ,(1987) "Damage Limiting Aseismic Design of Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 3, No 1, Febrero, pp 1-26.

Peir, J. y Cornell, A. (1973), "A stochastic live load model for buildings", MIT, Department of Civil Engineering, Research Report R73-28, Cambridge, Mass

Powell (1985), Numerical Recipes Fortran, The Art of Scientific Computing, Cambridge University. Autor: William T.

Rodríguez-Gómez, S. y Cakmak, A., (1990) "Evaluation of Seismic Damage Indices for Reinforced Concrete Structures", Technical Report NCEER-90-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N. Y., Septiembre.

Rodríguez-Gómez, S., Chung, Y. S. y Meyer, C.,(1990) "SARCF-II User's Guide Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames", Technical Report NCEER-90-0027, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N Y, Septiembre.

Roufaiel, M. S. L. y Meyer, C.,(1987) "Analytical Modeling of Hysteretic Behaviour of R/C Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 113, No. 3, Marzo.

Rubinstein R., Y , (1981), Simulation and the Monte Carlo Method, J. Wiley and Sons.

Villanueva, J., M y Meli, R., (1984) "Análisis estadístico de propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe Interno, Septiembre.

Wang, M-L. y Shah, S P (1987) "Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp 993-1003

Yao, J.T.P., y Munse, W H.,(1962) "Low-Cycle Axial Fatigue Behaviour of Mild Steel", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 95, No. ST8, Agosto.

Tablas

y

figuras

Tabla 3.1 Valores de incertidumbre geométrica de Mirza y Mc Gregor (1979 a y b)

Variable	Valor Medio (cm)	Desviación Estándar (cm)
Base de la trabe	0.254	0.366
Peralte de la trabe	-0.279	0.544
Recubrimiento de concreto en la parte inferior de la trabe	0.16	1.11
Recubrimiento de concreto en la parte superior de la trabe	0.32	1.588
Base y altura de la columna	0.159	0.635
Recubrimiento de columna Donde: \bar{r} = Valor medio del recubrimiento. r_n = Valor nominal del recubrimiento. h = es la dimensión de la columna para la cual existe el mayor momento de inercia.	$\bar{r} = r_n + 0.635 + 0.004h$	0.42

Tabla 3.2 Valores nominales de los estudios realizados por Villanueva y Meli (1984).

Concepto	Valor nominal	Valor medio	Desviación estándar
f_{su}	7200 kg/cm ²	7600 kg/cm ²	750 kg/cm ²
ϵ_{sh}	0.10	0.01175	0.0024
ϵ_{su}	0.13	0.1175	0.0148
f_y	4200 kg/cm ²	4680 kg/cm ²	450 kg/cm ²
ϵ_y	0.002		

Tabla 4 1 Sismos simulados calculados por Alamilla et al (2001 a y b). Con la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleraciones para un amortiguamiento igual a 0.05 del crítico.

Distancia Kilómetros	Magnitud Ms	Intensidad cm/seg ²
309	7.7	680
305	7.8	980
321	7.8	1177
310	7.8	1300
310	7.9	1360

Tabla 6.1 índices de daño como función de η referidas a propiedades medias

Coefficiente de diseño sísmico	Edificio	Intensidad cm/s ²	η	Índice de daño
0.3	10	680	0.10	-2 a -0.4
0.3	10	980	0.24	-0.24 a -0.1
0.3	10	1177	0.31	-0.14 a -0.07
0.4	10	680	0.10	-1.95 a -0.44
0.4	10	980	0.22	-0.36 a -0.21
0.4	10	1177	0.25	-0.58 a -0.14
0.5	10	680	0.10	-2.73 a -1.91
0.5	10	980	0.21	-0.38 a -0.29
0.5	10	1177	0.22	-1.2 a -0.28
todos	10	1300 y 1360	Superior a 0.40	0
0.3	15	680	0.22	-0.55 a -0.44
0.3	15	980	0.39	-0.3 a -0.1
0.3	15	1177	0.47	-0.17 a -0.1
0.4	15	680	0.26	-1 a -0.67
0.4	15	980	0.42	-0.35 a -0.2
0.4	15	1177	0.49	-0.28 a -0.21
Todos	15	1300 y 1360	Superior a 0.53	0

Tabla 6.2 índices de daño como función de η referidas a propiedades nominales.

Coefficiente de diseño sísmico	Edificio	Intensidad cm/s^2	η	índice de daño
0.3	10	680	0.15	-2 a -0.49
0.3	10	980	0.37	-1 a -0.67
0.3	10	1177	0.46	-0.15 a -0.07
0.4	10	680	0.15	-1.96 a -0.44
0.4	10	980	0.34	-0.55 a -0.44
0.4	10	1177	0.43	-0.59 a -0.14
0.5	10	680	0.16	-2.73 a -1.9
0.5	10	980	0.32	-1.22 a -0.28
0.5	10	1177	0.37	-0.24 a -0.1
todos	10	1300 y 1360	Superior a 0.45	0
0.3	15	680	0.32	-0.36 a -0.22
0.3	15	980	0.51	-0.3 a -0.1
0.3	15	1177	0.6	-0.17 a -0.1
0.4	15	680	0.3	-0.38 a -0.29
0.4	15	980	0.48	-0.36 a -0.2
0.4	15	1177	0.57	-0.28 a -0.21
Todos	15	1300 y 1360	Superior a 0.63	0

Tabla 6.3 Valores de los parámetros que maximizan la función de verosimilitud.

Edificio y propiedades	a	m	η_0	c	n	$L(\alpha D)$
10, η medias	0.58528026	2.9759066	0.32601762	0.07022184	1.183766	-1.336E-09
10, η nominales	1.6856166	1.9843255	0.42616993	0.1870116	1	-2.985E-19
15, η medias	1.7894145	1.143981	0.53957531	0.13781266	1.0637336	-14824.4
15, η nominales	1.0650957	1.0000087	0.64127753	0.28985014	2.1958877	-132361.9
10 y 15 medias	0.62491208	2.2591923	0.42778577	0.09472065	1	-4.41E-20
10 y 15 nominales	0.58354244	2.4772642	0.50655918	0.11085036	1.0877379	-1.300E-25
10, c= 0.3, medias	0.17472699	3.110797	0.40064825	0.01699939	1.0027252	-459.092
10, c= 0.3, nominales	3.2472631	1.1130153	0.45576731	0.48766668	1.2069253	-1.367E-06
10, c= 0.4, medias	0.66295216	2.14988	0.34298647	0.06471607	1.0117682	-0.12618
10, c= 0.4, nominales	1.5449768	1.5936816	0.43881482	0.23566838	1.1824539	-2.677E-05
10, c= 0.5, medias	5.34303	1.8304586	0.26478772	0.19518003	1.3095094	-0.029045
10, c= 0.5, nominales	5.25267	1.5156351	0.39113818	0.22030531	1.3047111	-0.084865
15, c= 0.3, medias	1.59042	1	0.53540052	0.19486326	2.5076685	-6598005
15, c= 0.3, nominales	1.0047	1	0.64937967	0.21131763	1.997439	-7493.03
15, c= 0.4, medias	0.72182	2.0669556	0.59414147	0.08244114	1.8400044	-81954.2
15, c= 0.4, nominales	1.12404	1	0.6357958	0.3055725	2.0661444	-32.2643

Tabla 6.4 Valores de η_o con el coeficiente sísmico en la familia de edificios

Edificio	Coeficiente sísmico c	η_o
10 niveles con valores nominales	0.3	0.4557
	0.4	0.4388
	0.5	0.3911
15 niveles con valores nominales	0.3	0.6494
	0.4	0.63579
10 niveles con valores medios	0.3	0.4006
	0.4	0.34298
	0.5	0.2648
15 niveles con valores medios	0.3	0.5354
	0.4	0.5941

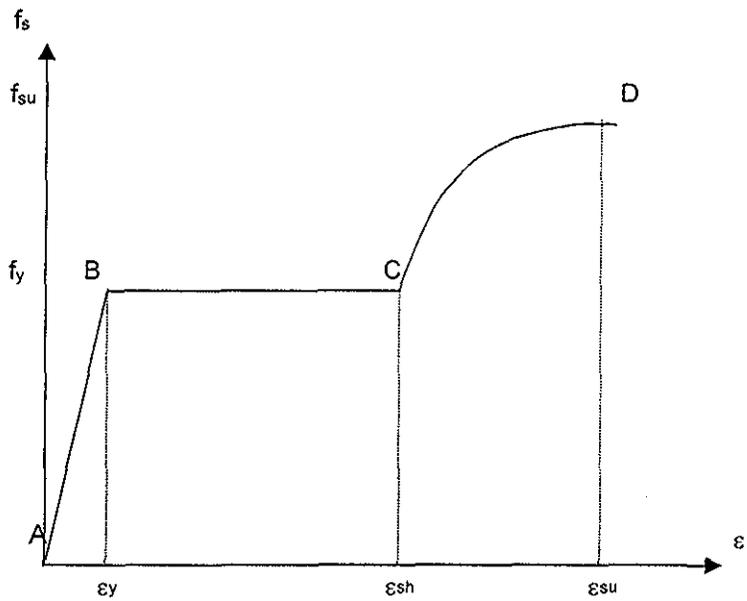


Figura 3 1 Relación esfuerzo deformación del acero estructural

SCT680 + Reposo +Pendiente negativa

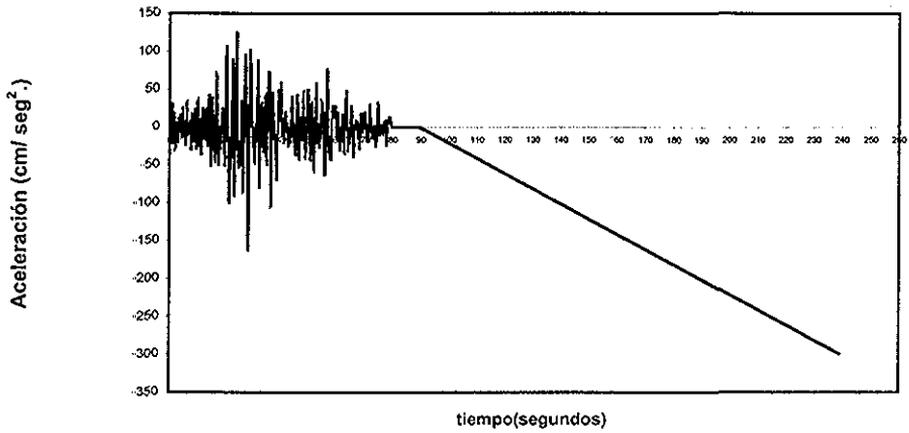


Figura 4.1 A

SCT680 + Reposo + Pendiente positiva

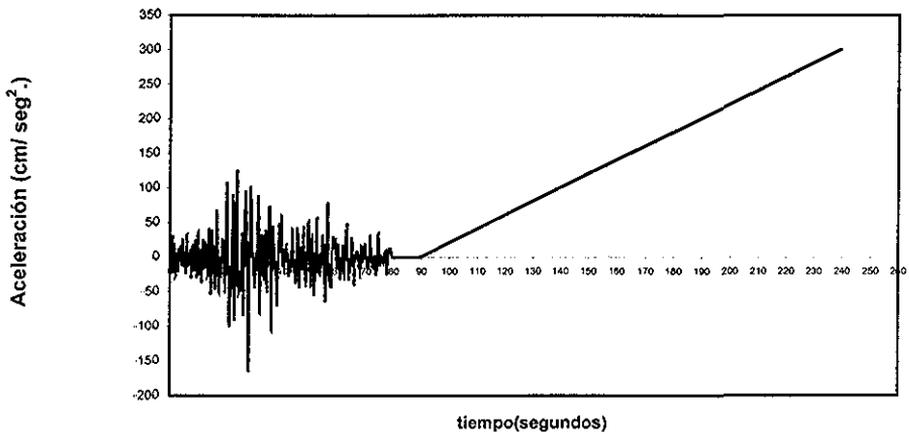


Figura 4.1 B

Figura 4.1 Sismo simulado con intensidad de 680 cm/seg².

SCT680

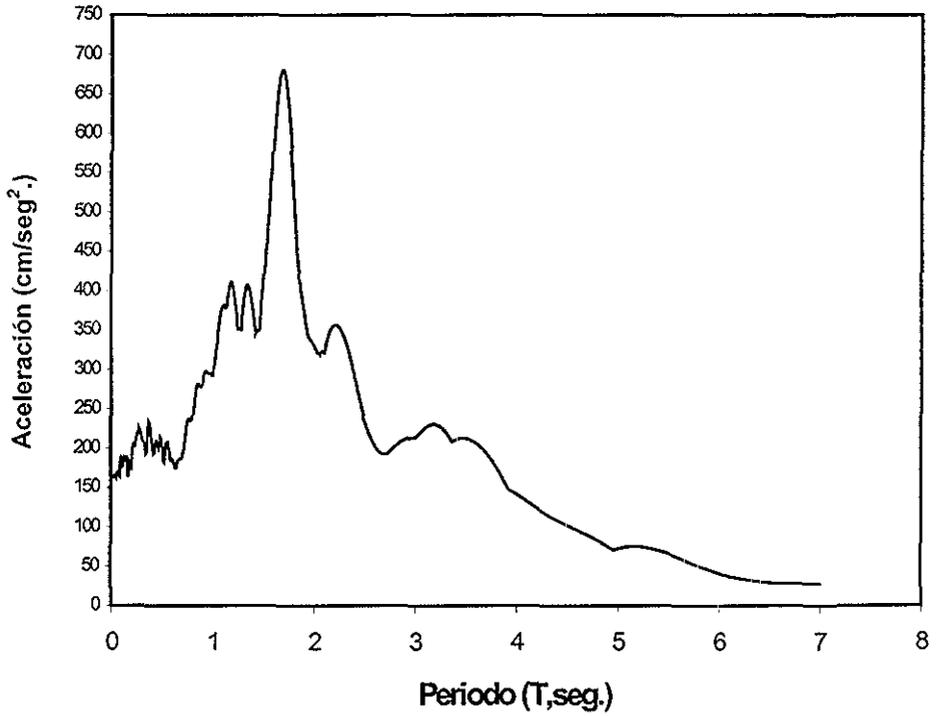


Figura 4.1 C Espectro elástico de respuesta con amortiguamiento de 0.05

Figura 4.1 Sismo simulado con intensidad de 680 cm/s²

SCT980 + Reposo + Pendiente negativa

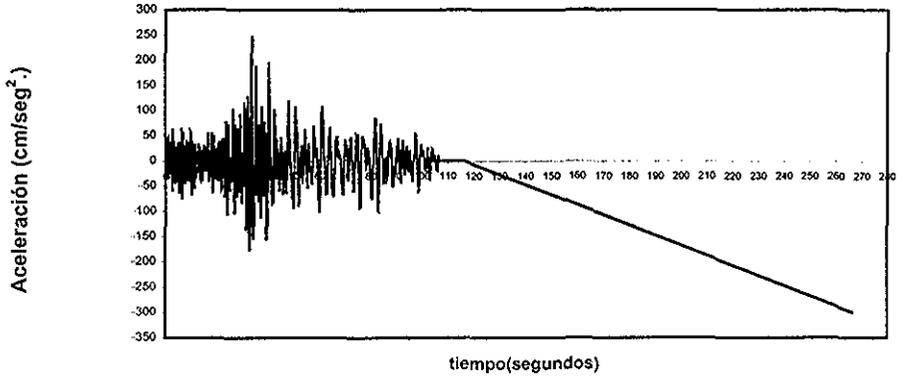


Figura 4.2.A

SCT980 + Reposo + Pendiente positiva

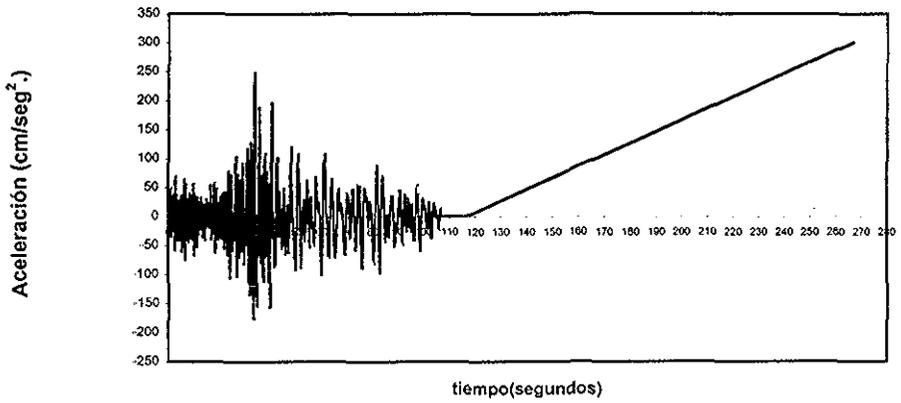


Figura 4.2.B

Figura 4.2 Sismo simulado con intensidad 980 cm/seg².

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SCT980

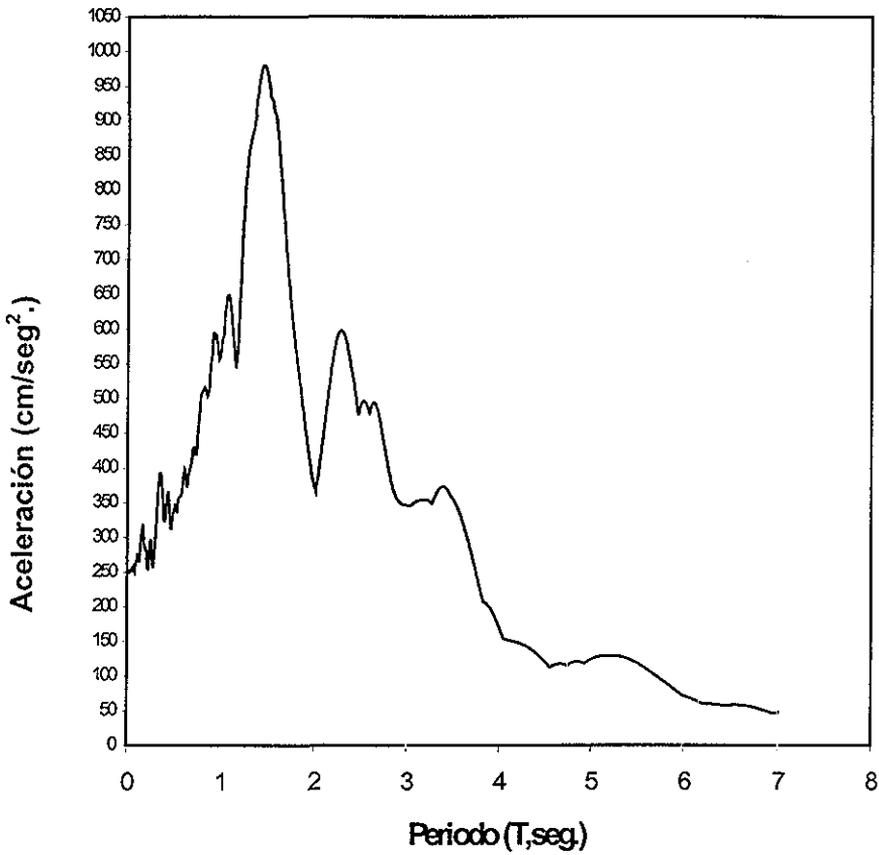


Figura 4.2 C Espectro elástico de respuesta con amortiguamiento de 0.05

Figura 4.2 Sismo simulado con intensidad de 980 cm/s².

SCT1177 + Reposo + Pendiente negativa

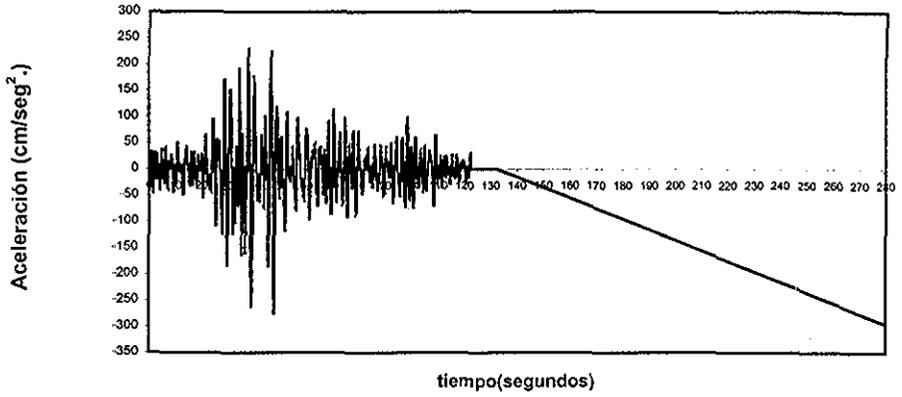


Figura 4.3.A

SCT1177 + Reposo + Pendiente positiva

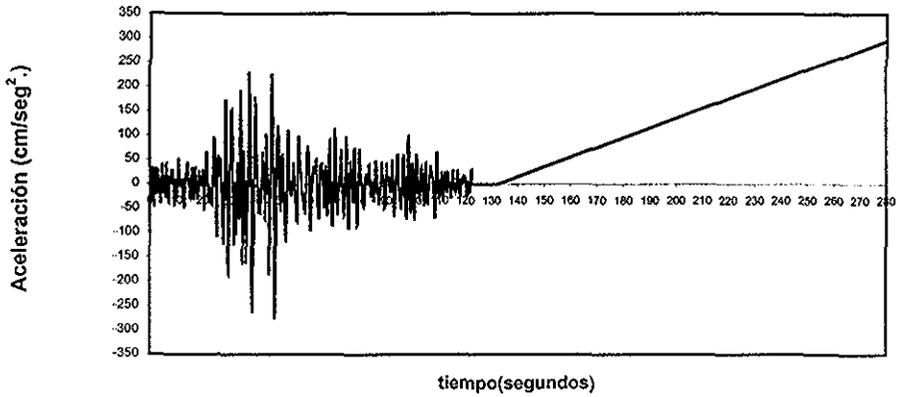


Figura 4.3.B

Figura 4.3 Sismo simulado con intensidad 1177 cm/seg².

SCT1177

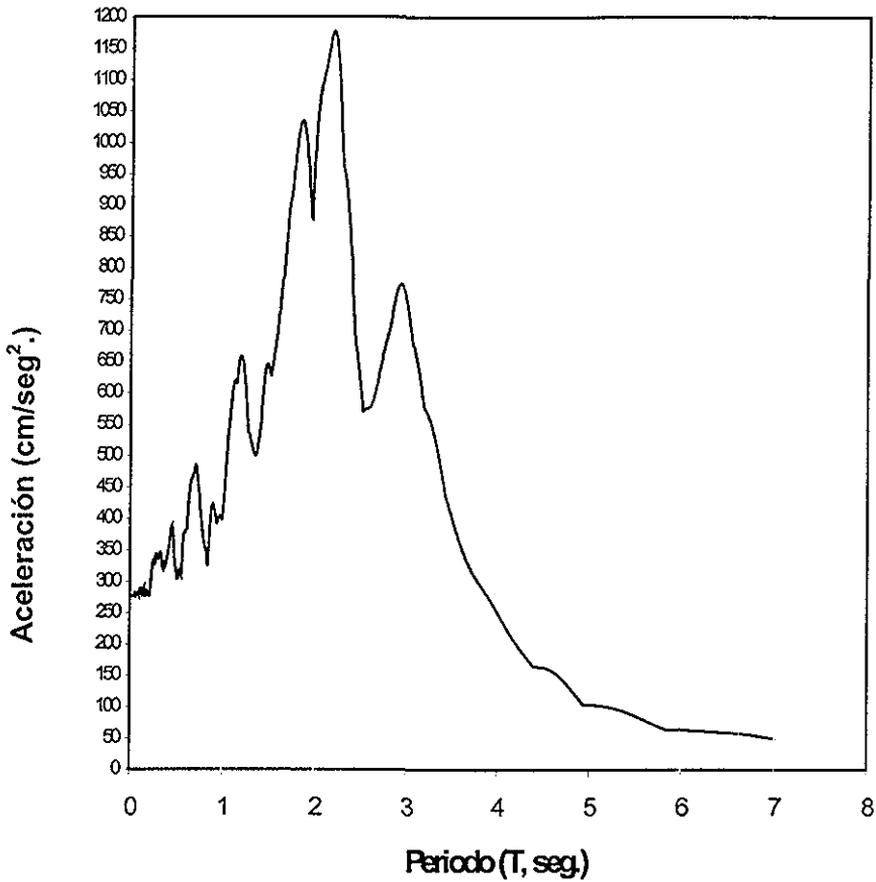


Figura 4.3.C Espectro elástico de respuesta con amortiguamiento de 0.05

Figura 4.3 Sismo simulado con intensidad de 1177 cm/s²

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SCT1300

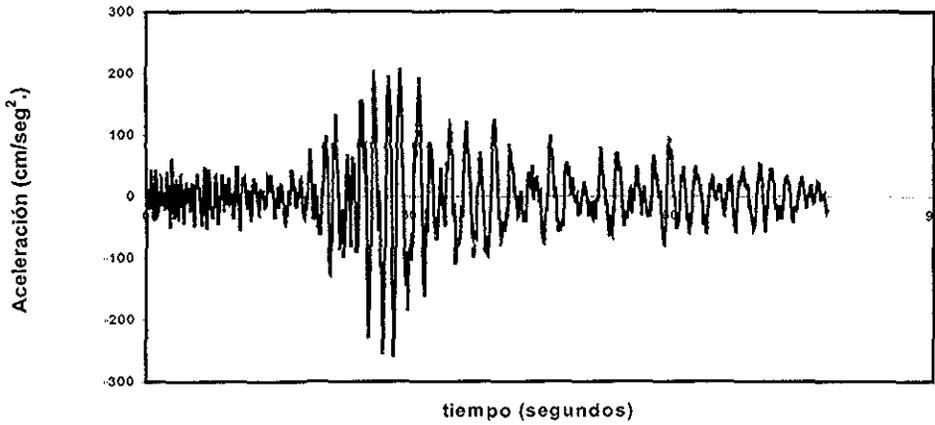


Figura 4.4 A Sismo simulado

SCT1300

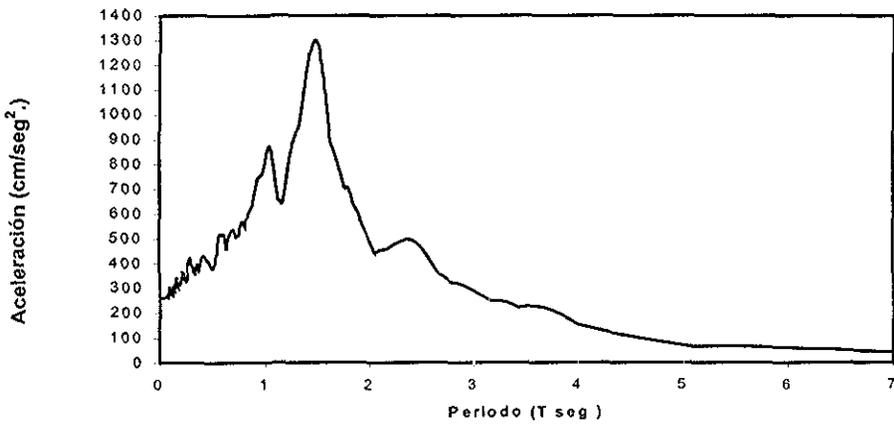


Figura 4.4 B Espectro elástico de respuesta con amortiguamiento de 0.05

Figura 4.4 Sismo simulado con intensidad de 1300 cm/s².

SCT1360

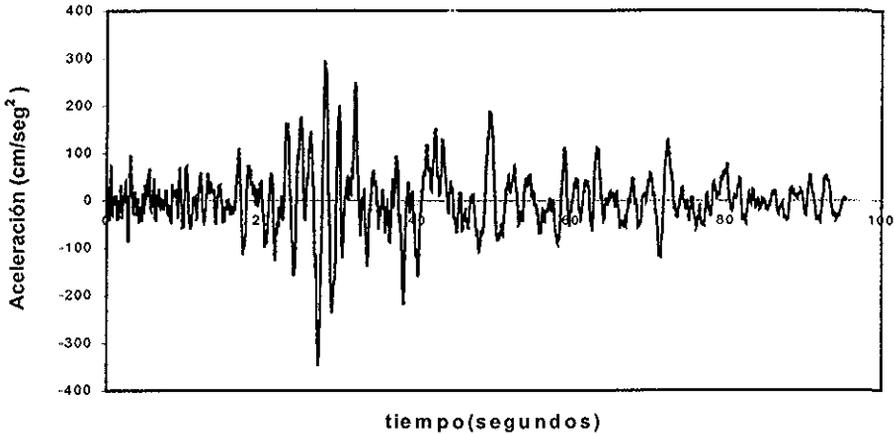


Figura 4.5.A Sismo simulado

SCT1360

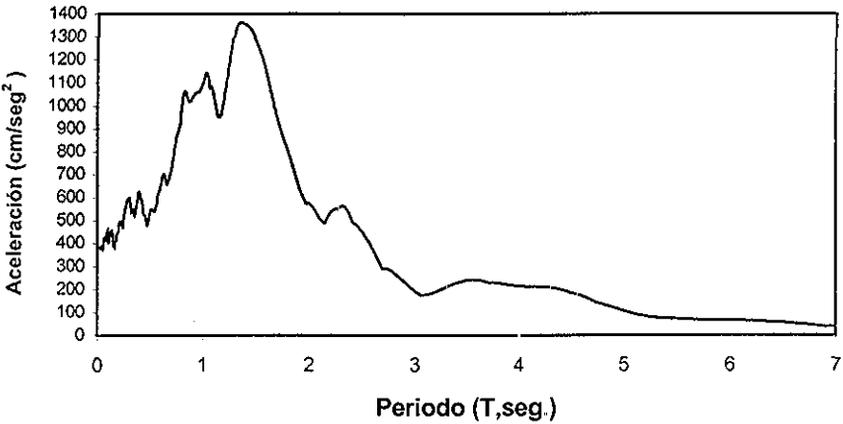


Figura 4.5.B Espectro elástico de respuesta con amortiguamiento de 0.05

Figura 4.5 Sismo simulado con intensidad de 1360 cm/s².

Secciones de traves

30 cm x 65 cm (nivel 1 a 5)

30 cm x 60 cm (nivel 6 a 8)

25 cm x 50 cm (nivel 9 a 10)

Secciones de columnas

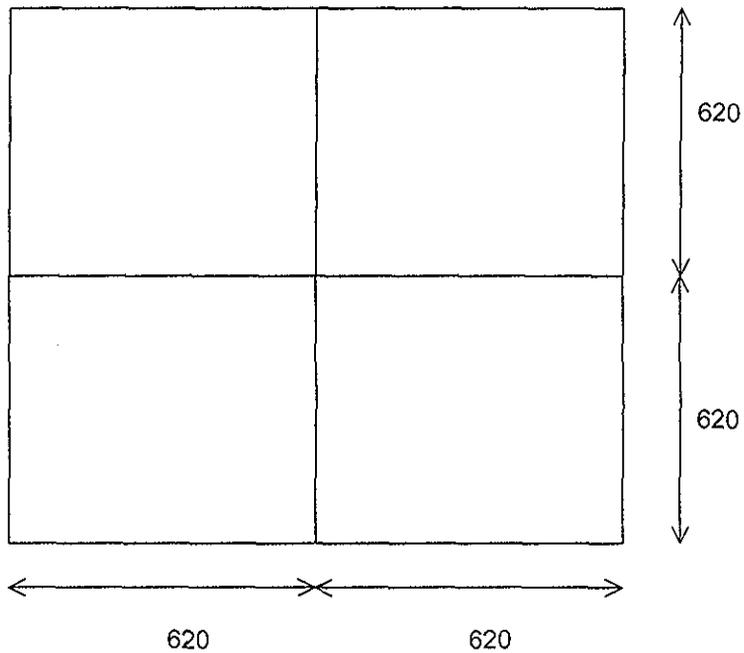
80 cm x 80 cm (nivel 1 a 4)

65 cm x 65 cm (nivel 5 a 7)

50 cm x 50 cm (nivel 8 a 10)

Periodo = 1.096 s

Relación de esbeltez = 2.5

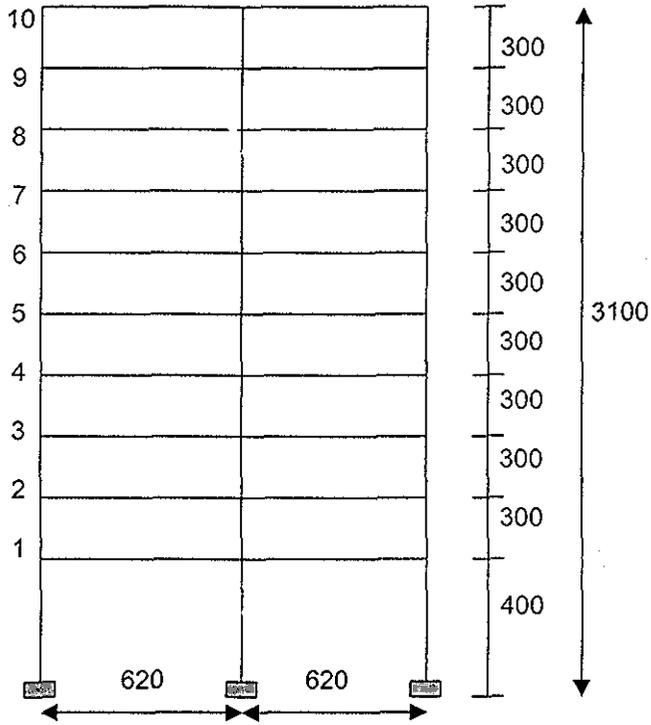


Acotaciones en cm

a) Planta

Figura 5.1 Edificio de 10 niveles

Nivel



Acotaciones en cm

b) Elevación del marco tipo

Figura 5.1 Edificio de 10 niveles

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Secciones de traves

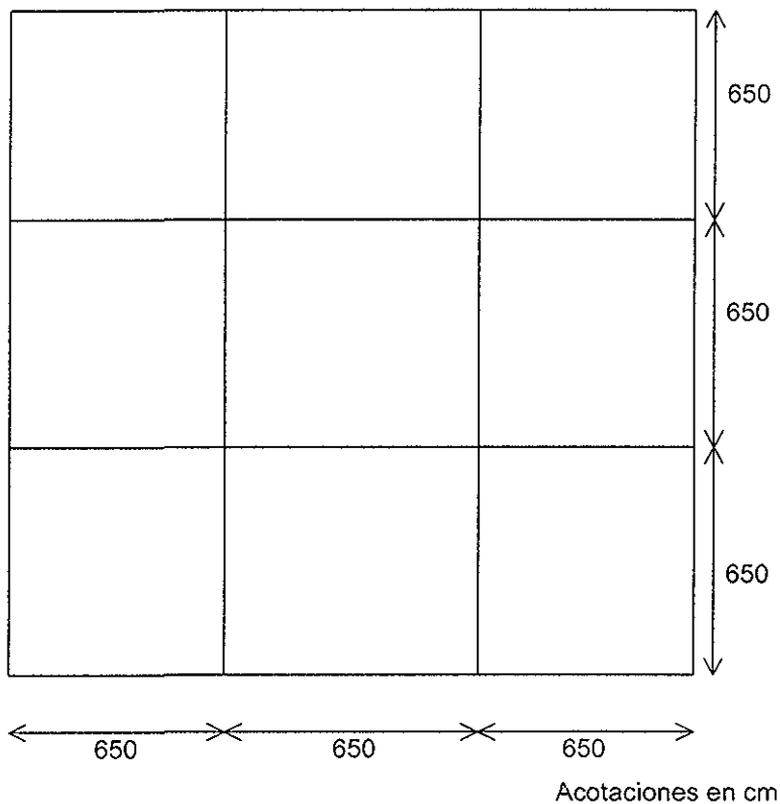
35 cm x 75 cm (nivel 1 a 5)
30 cm x 70 cm (nivel 6 a 9)
30 cm x 65 cm (nivel 10 a 13)
25 cm x 50 cm (nivel 14 a 15)

Secciones de columnas

100 cm x 100 cm (nivel 1 a 4)
90 cm x 90 cm (nivel 5 a 8)
80 cm x 80 cm (nivel 9 a 12)
60 cm x 60 cm (nivel 13 a 15)

Periodo = 1 544 s

Relación de esbeltez = 2.5



a) Planta

Figura 5 2 Edificio de 15 niveles

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

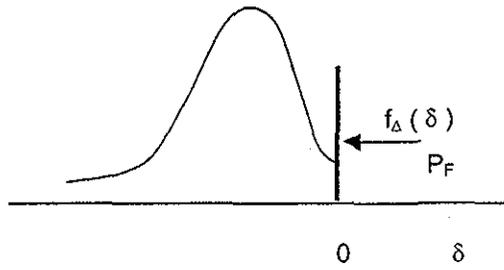


Figura 6.1 Función de probabilidad δ con masa concentrada

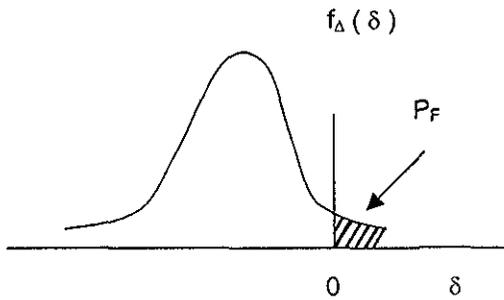


Figura 6.2 Función de probabilidad continua

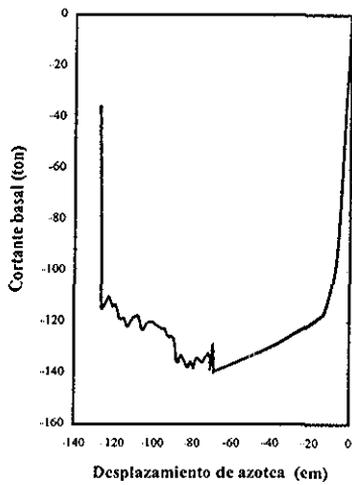


Figura 6.3 Análisis del empuje lateral antes del temblor

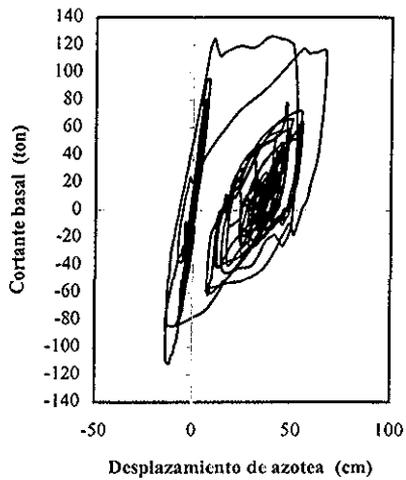


Figura 6.4 Análisis de respuesta sísmica

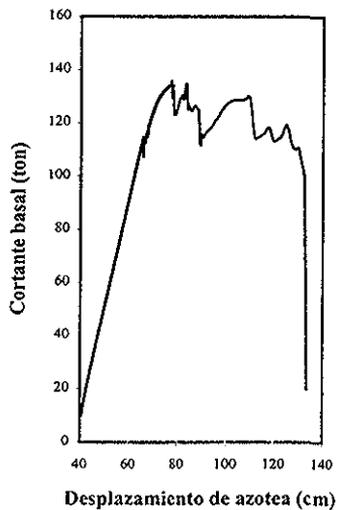


Figura 6.5 Análisis de empuje lateral después del temblor, en la misma dirección que el desplazamiento residual.

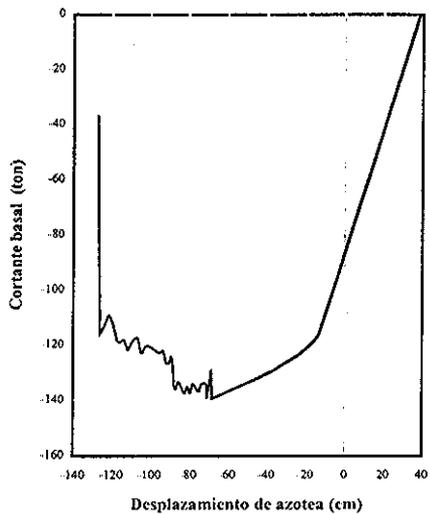


Figura 6.6 Análisis de empuje lateral después del temblor, en la dirección opuesta al desplazamiento residual.

10 NIVELES

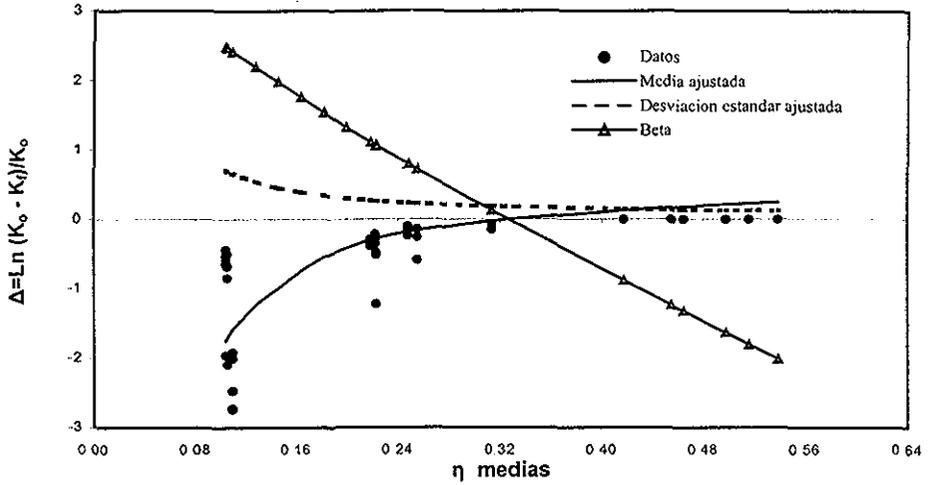


Figura 6.7 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 10 niveles. Los valores de las abscisas se calcularon con valores medios de las propiedades estructurales.

10 NIVELES

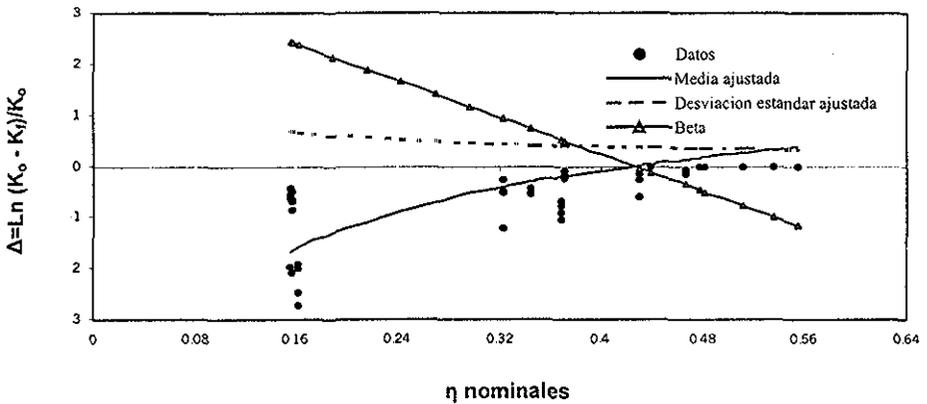


Figura 6.8 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 10 niveles. Los valores de las abscisas se calcularon con valores nominales de las propiedades estructurales.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

15 NIVELES

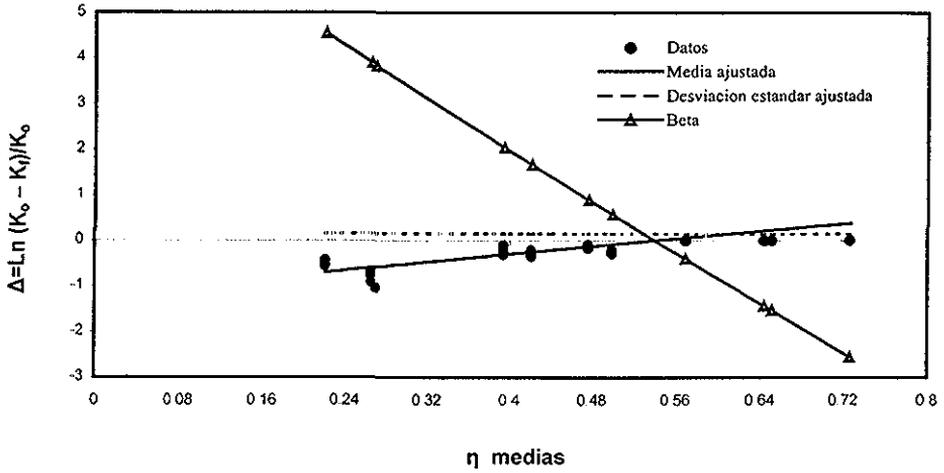


Figura 6.9 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 15 niveles. Los valores de las abscisas se calcularon con valores medios de las propiedades estructurales

15 NIVELES

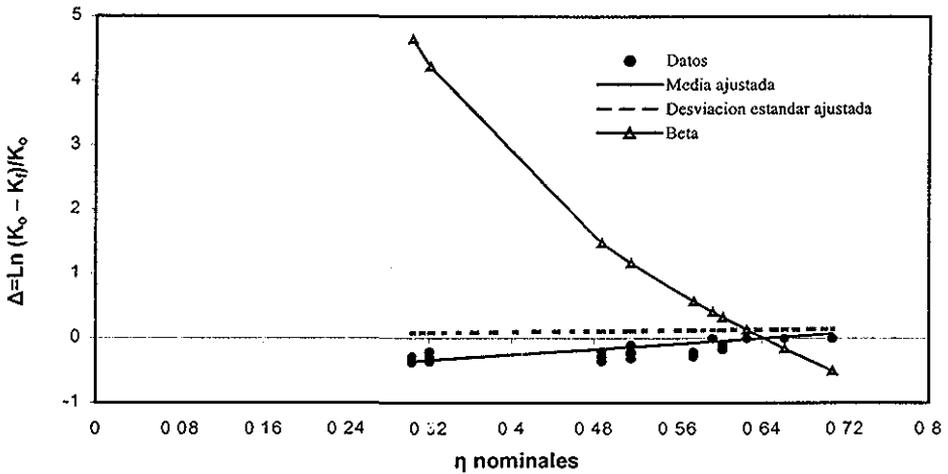


Figura 6.10 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 15 niveles. Los valores de las abscisas se calcularon con valores nominales de las propiedades estructurales

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

EDIFICIO DE 10 Y 15 NIVELES

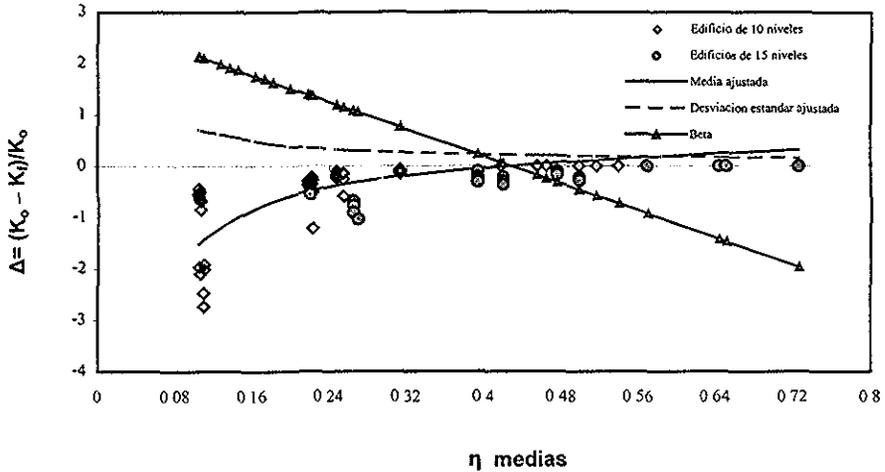


Figura 6 11 Funciones de daño y confiabilidad para los edificios de 10 y 15 niveles. Los valores de las abscisas se calcularon con valores medios de las propiedades estructurales

EDIFICIO DE 10 Y 15 NIVELES

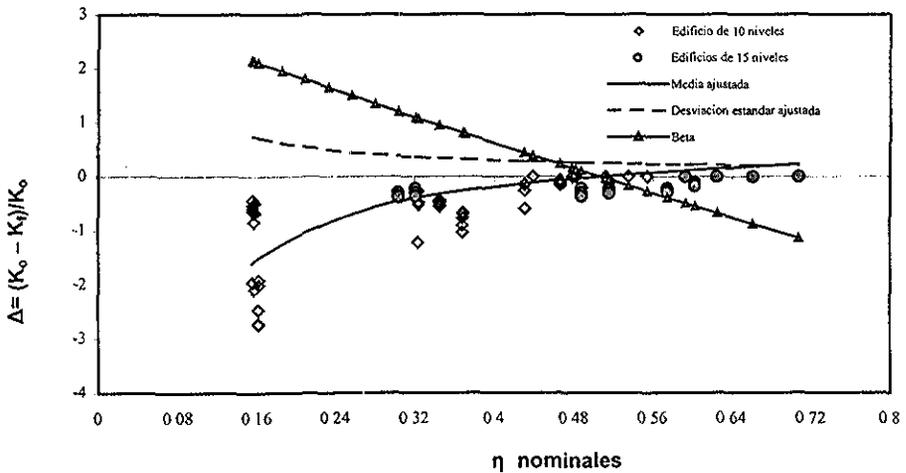


Figura 6 12 Funciones de daño y confiabilidad para los edificios de 10 y 15 niveles. Los valores de las abscisas se calcularon con valores nominales de las propiedades estructurales.

10 NIVELES c = 0.3

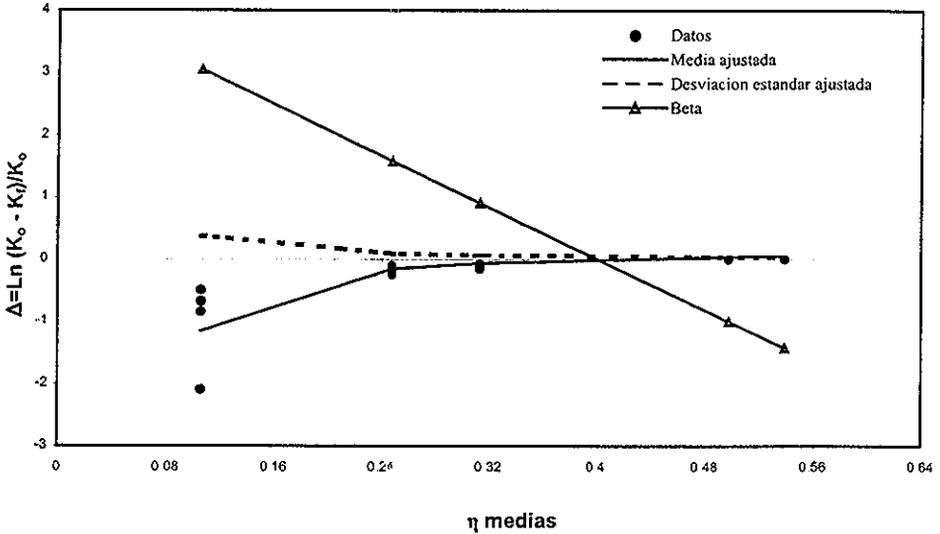


Figura 6.13 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 10 niveles con coeficiente $c = 0.3$. Los valores de las abscisas se calcularon con valores medios de las propiedades estructurales.

10 NIVELES c = 0.3

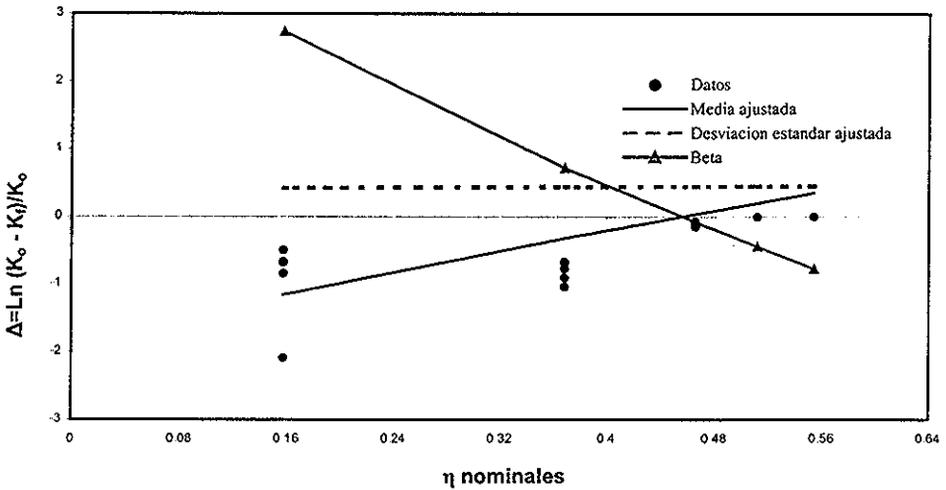


Figura 6.14 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 10 niveles con coeficiente $c = 0.3$. Los valores de las abscisas se calcularon con valores nominales de las propiedades estructurales.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

10 NIVELES $c=0.4$

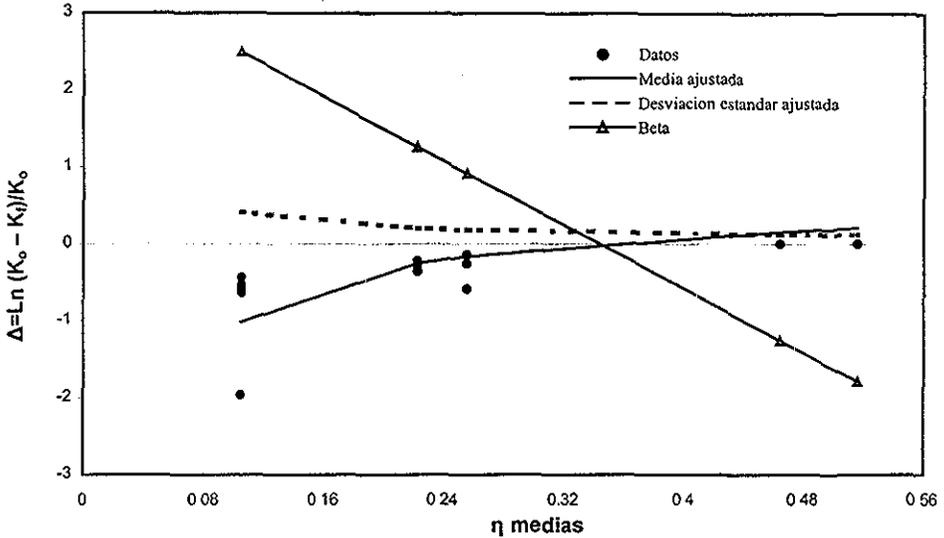


Figura 6.15 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 10 niveles con coeficiente $c=0.4$. Los valores de las abscisas se calcularon con valores medios de las propiedades estructurales.

10 NIVELES $c=0.4$

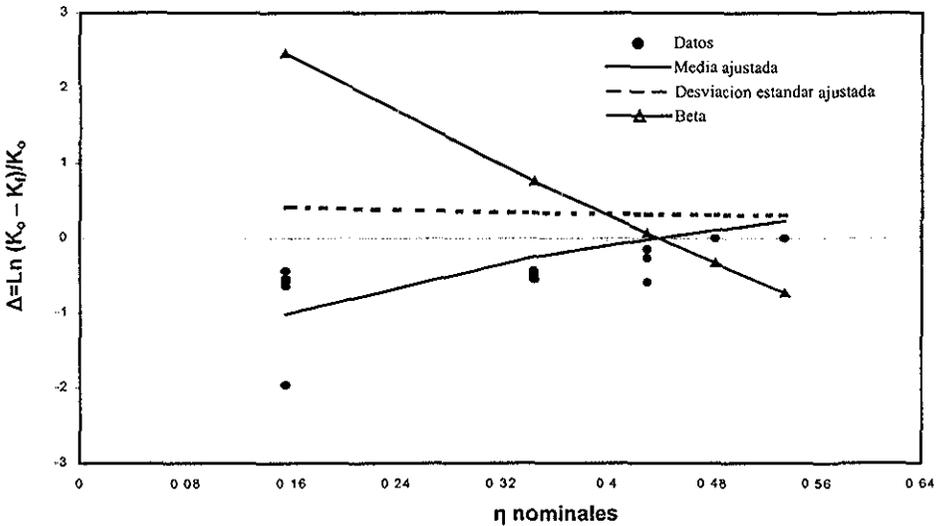


Figura 6.16 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 10 niveles con coeficiente $c=0.4$. Los valores de las abscisas se calcularon con valores nominales de las propiedades estructurales.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

10 NIVELES c = 0.5

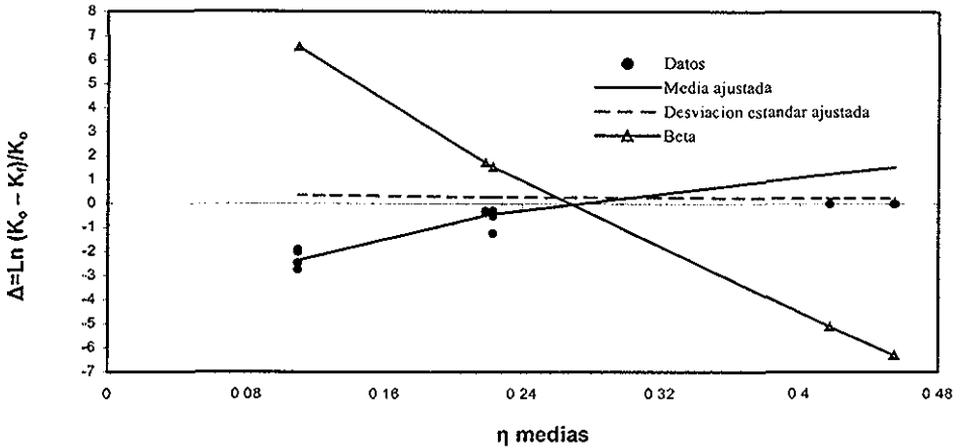


Figura 6.17 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 10 niveles con coeficiente c = 0.5. Los valores de las abscisas se calcularon con valores medios de las propiedades estructurales.

10 NIVELES c = 0.5

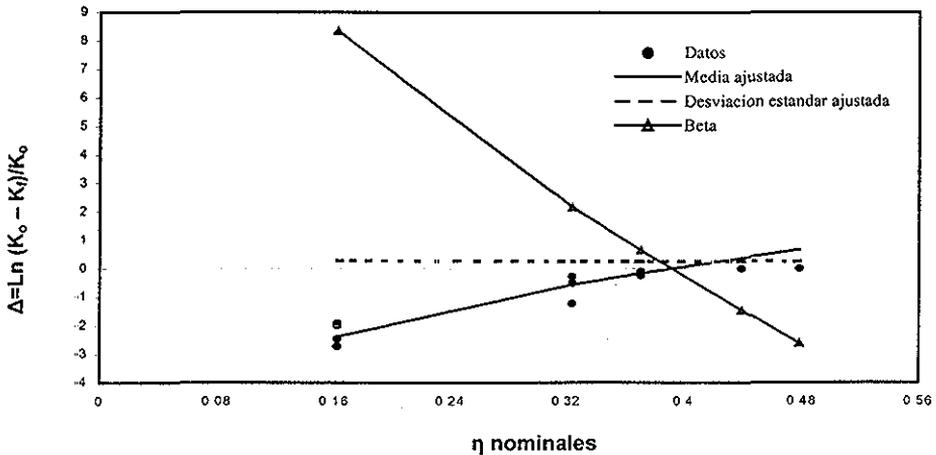


Figura 6.18 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 10 niveles con coeficiente c = 0.5. Los valores de las abscisas se calcularon con valores nominales de las propiedades estructurales.

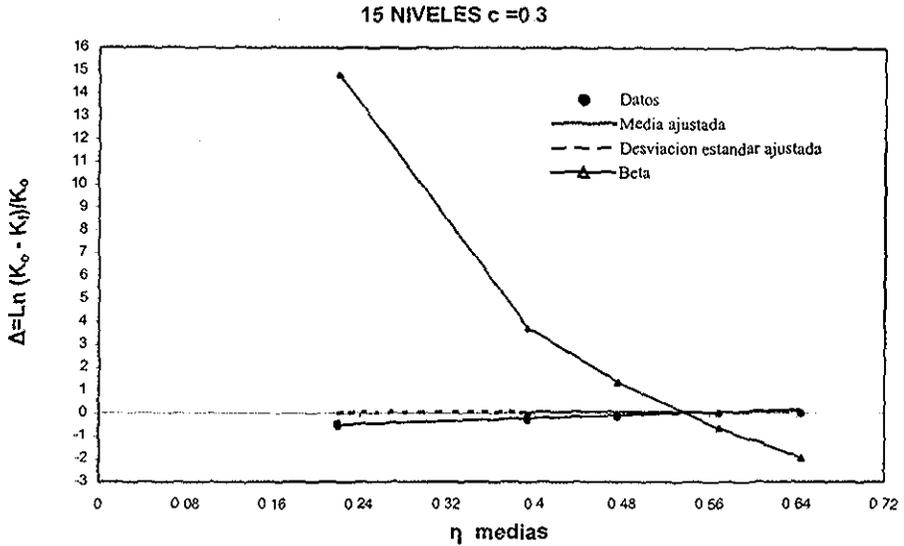


Figura 6.19 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 15 niveles con coeficiente $c = 0.3$. Los valores de las abscisas se calcularon con valores medios de las propiedades estructurales.

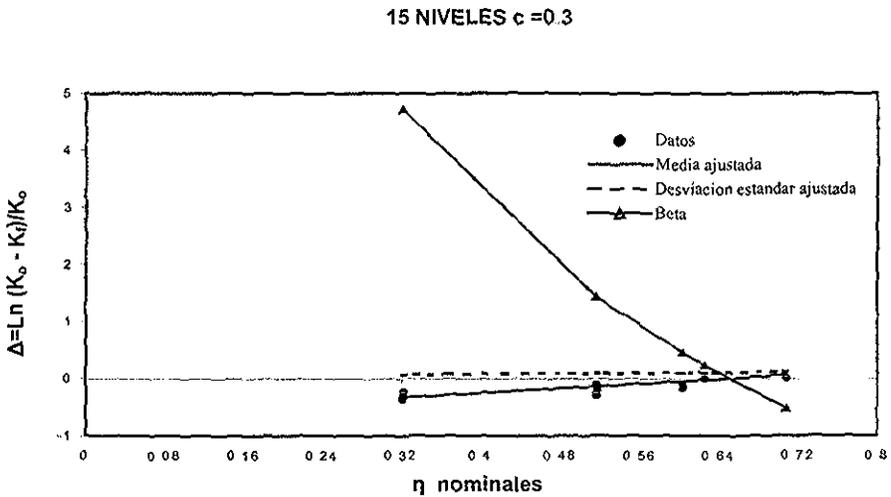
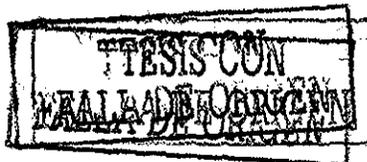


Figura 6.20 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 15 niveles con coeficiente $c = 0.3$. Los valores de las abscisas se calcularon con valores nominales de las propiedades estructurales.



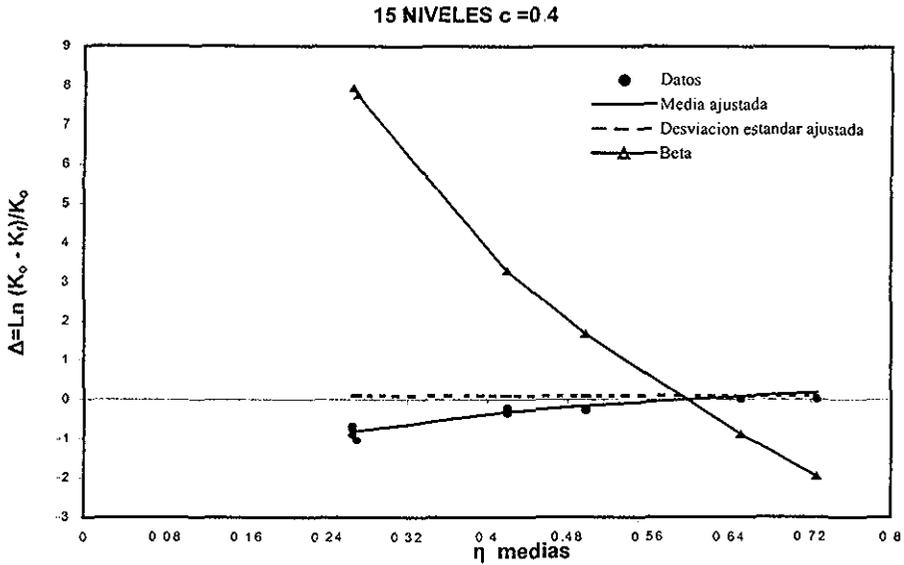


Figura 6.21 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 15 niveles con coeficiente $c = 0.4$. Los valores de las abscisas se calcularon con valores medios de las propiedades estructurales.

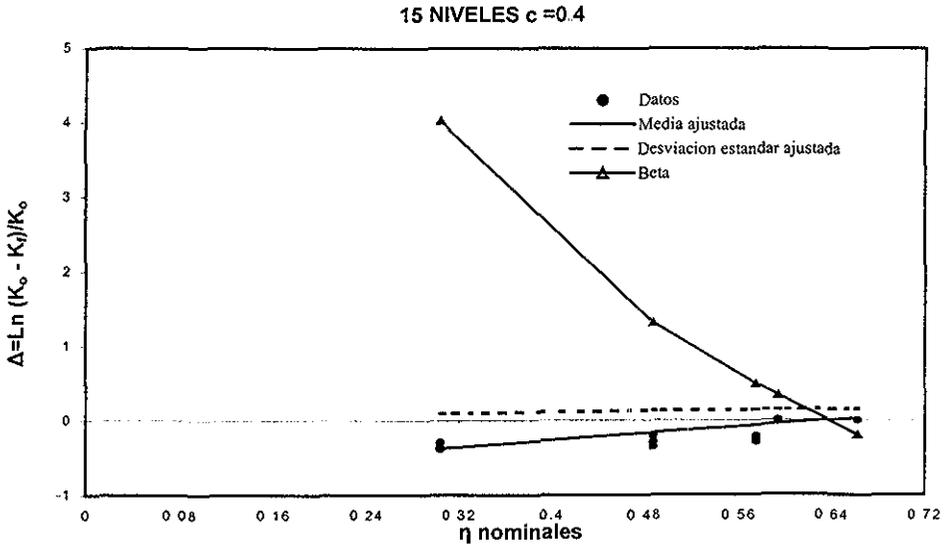


Figura 6.22 Funciones de daño y confiabilidad para el edificio de 15 niveles con coeficiente $c = 0.4$. Los valores de las abscisas se calcularon con valores nominales de las propiedades estructurales.