

Universidad Nacional Autónoma de México

01161 13
20y
XTE
MEX

Facultad de Ingeniería
División de Estudios de Posgrado

**RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE DISEÑO
SISMICO Y LA CONFIABILIDAD DE MARCOS DE
EDIFICIOS**

Gonzalo Pedro Soto Andia

Tesis de Maestría

Director de Tesis: Dr. Luis Esteva Maraboto

Ciudad Universitaria, 1998

263502

**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.

A mis padres:
Pedro y Casta Lilia
por su amor, dedicación y ejemplo.

Papá donde quiera que te encuentres
veas tu sueño hecho realidad,
descansa en paz.

A mis dos amores:
Carol y Leandro G.

A mis hermanos:
Nelly, Arsenio, Carmen, Lucila,
Norath y Marco Antonio
por su amor y apoyo

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Luis Esteva Maraboto por dirigir éste trabajo con paciencia, esmero y mucho acierto, y por las enseñanzas recibidas durante el desarrollo de ésta tesis,

Al Ing. Enrique Mendoza Otero y Dr. Orlando Diaz, por su colaboración en varios aspectos de éste trabajo,

A mis sinodales: Ing. Enrique Mendoza Otero, Dr. Orlando Diaz, Dra. Sonia E. Ruiz y Dr. Jaime García, por aceptar formar parte del cuerpo sinodal.

A Magui, Elvira, Ana Lilia y Teófilo,

A la Unidad de servicios de Información; USI, por proporcionar el material para la formación y realización de ésta tesis.

I PRESENTACION

página

1.1 Resumen	1
1.2 Introducción	2

II PLANTEAMIENTO

2.1 Antecedentes	5
2.2 Objetivos	10

III APLICACION

3.1 Características generales	13
3.1.1 Análisis y diseño de las estructuras.....	14
3.2 Incertidumbres en la estructura	17
3.2.1 Variables aleatorias	17
3.3 Función de distribución, media y σ de las resistencias de los materiales	18
3.3.1 Incertidumbre en f_c	18
3.3.2 Incertidumbre en f_y	19
3.4 Función de distribución, media y σ de las dimensiones de las secciones	20
3.4.1 Incertidumbre en las dimensiones de traveses	20
3.4.2 Incertidumbre en el recubrimiento de traveses	21
3.4.3 Incertidumbre en las dimensiones de columnas	22
3.4.4 Incertidumbre en el recubrimiento de columnas	22
3.5 Incertidumbre en la ductilidad disponible de entrepiso	23
3.6 Incertidumbres en las cargas gravitacionales	24

3.6.1 Cargas muertas	24
3.6.2 Cargas vivas.....	25
3.6.2 Masas	26
3.7 Modelos para definir la resistencia de las trabes y columnas	28
3.7.1 Modelo del concreto	29
3.7.2 Modelo del acero	31
3.8 Análisis de respuesta sísmica inelástica	33
3.9 Incertidumbre en las excitaciones sísmicas	35
3.9.1 Modelo probabilista para el movimiento del terreno	38
3.10 Índice de confiabilidad β	43
3.10.1 Determinación de la deformación de fluencia de entrepiso.....	44
3.10.2 Algoritmo utilizado	49

IV SISTEMAS ESTRUCTURALES

4.1 Estructuras estudiadas.....	51
--	-----------

V RESULTADOS

5.1 Tamaño representativo de la muestra	72
5.2 Influencia del periodo y de la relación de rigidez trabe-columna en el índice β	78
5.2.1 Marco de 5 niveles	78
5.2.2 Marco de 10 niveles	80
5.2.3 Marco de 15 niveles	82
5.2.4 Marco de 20 niveles	84
5.3 Influencia de sitio (SCT, CDA).....	87
5.3.1 Marco de 10 niveles	88

5.3.2 Marco de 20 niveles	90
5.3.3 Pisos de falla	93

VI CONCLUSIONES

Conclusiones	95
---------------------------	-----------

VII REFERENCIAS

Referencias	97
--------------------------	-----------

VIII APÉNDICES

APÉNDICE A Simulaciones	99
APÉNDICE B Programa de computadora	107

Lista de figuras

Algoritmo general	49
Cortantes en columnas	47
Curva esfuerzo deformación del concreto	30
Curva esfuerzo deformación del acero	31
Desplazamiento de entrepiso en los cuatro edificios	15
Diagrama de flujo del trabajo	12
Distribución lineal de fuerzas laterales	16
Espectros elásticos-Alamilla J	41
Estructura deformada	48
Nomenclatura en edificios	53
Nudo tipo en las articulaciones	46
Mecanismo de falla propuesto	44
Modelo de comportamiento bilineal	33
Modelo dinámico de la estructura	33
Pisos de falla	94
Planta y elevación de los edificios	54-67
Relación $c - \beta$ para edificio de 5 niveles (Tamaño de muestra)	76
Relación $c - \beta$ para edificio de 10 niveles (Tamaño de muestra)	77
Relación $c - \beta$ para edificio de 5 niveles (Influencia de T y relación K_c / K_t)	79
Relación $c - \beta$ para edificio de 10 niveles (Influencia de T y relación K_c / K_t)	81
Relación $c - \beta$ para edificio de 15 niveles (Influencia de T y relación K_c / K_t)	83
Relación $c - \beta$ para edificio de 20 niveles (Influencia de T y relación K_c / K_t)	85
Relación $c - \beta$ resumen de cuatro edificios (Influencia de T y relación K_c / K_t)	86
Relación $c - \beta$ para edificio de 10 niveles (Efecto de sitio)	88
Relación $c - \beta$ para edificio de 20 niveles (Efecto de sitio)	91
Relación $c - \beta$ resumen comparativo para los dos edificios (Efecto de sitio)	92
Superficie de fluencia para columnas	28
Superficie de fluencia para traveses	28

Lista de Tablas

Características de edificios de 5 niveles	54 - 67
Coefficientes sísmicos	52
Cuantías de acero del edificio de 5 niveles	55-58
Cuantías de acero del edificio de 10 niveles	60-63
Cuantías de acero del edificio de 15 niveles	65-66
Cuantías de acero del edificio de 20 niveles	68-71
Factores reductivos	52
Magnitud de sismos	36
Parámetros estadísticos de cargas y propiedades de los materiales	27
Sismos simulados - Ruiz. S.	36
Sismos simulados - Alamilla J.	41
Tamaño representativo de 5 niveles	74
Tamaño representativo de 10 niveles	74
Variables de resistencia y geometría	17
Variables en la capacidad de deformación	18
Variables en las acciones gravitacionales	18

I PRESENTACION

1.1 RESUMEN

El objetivo de este trabajo es presentar un método que relacione el coeficiente de diseño sísmico con el índice de confiabilidad de una estructura de concreto reforzado. El método se aplica a muestras de marcos (interiores), de edificios de planta cuadrada, de 5, 10, 15, y 20 niveles obtenidos de la simulación de sus propiedades geométricas y mecánicas, cargas y ductilidades por el método de Monte Carlo. Los marcos presentan comportamiento no-lineal y se consideran sujetos a la acción de acelerogramas escogidos aleatoriamente entre un conjunto de registros simulados con base en el modelo propuesto por Yeh y Wen, desarrollado por Alamilla J. (34), a partir de registros en dos sitios del valle de México (los dos en suelo blando). Los esfuerzos que se realizan en este trabajo van dirigidos, entre otros fines, a estudiar la posible influencia en la confiabilidad de un marco estructural sometido a sismo, de factores tales como: las relaciones entre rigideces de trabes y columnas en marcos de varios niveles; factores de reducción de resistencia aplicados a trabes y columnas; el periodo fundamental de vibración del marco; el número de pisos del edificio; registros sísmicos en diferentes sitios, influencia del tamaño de la muestra considerada en los resultados, y el mecanismo de falla predominante.

1.2 INTRODUCCION

Se puede decir que la confiabilidad de un sistema estructural expuesto a la acción de un sismo es una medida de su nivel de seguridad. Su valor es igual a la probabilidad de que el sistema en cuestión sobreviva a la acción citada.

Los procedimientos actuales de diseño sísmorresistente deben parte de su sencillez a la simplificación de un problema muy complejo; de manera que la confiabilidad asociada a su producto final no es totalmente conocida.

Pero ¿qué puede considerarse como seguridad razonable, o como resistencia adecuada?, ¿qué requisitos debe satisfacer una estructura para considerar que su comportamiento bajo condiciones de servicio es satisfactorio?, ¿para qué fuerzas sísmicas deberá diseñarse la estructura?, ¿cual será su costo?, ¿cual será la vida útil que deberá preverse?, son algunas de las muchas preguntas que el ingeniero calculista tiene en mente al diseñar una estructura. Por supuesto que el problema no es sencillo, por lo que además de su conocimiento, intuición y experiencia, el ingeniero deberá apoyarse en los trabajos de investigación y experimentación. Este trabajo intentará aclarar algunas de estas inquietudes.

Uno de los objetivos del diseño sísmico es producir estructuras óptimas para la sociedad, de acuerdo con esto, se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad, que el daño estructural sea mínimo, limitado y fácilmente reparable bajo la acción de intensidades moderadas y que para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales que se presenten sean apreciables.

Tanto las solicitaciones que actúan sobre la estructura como las propiedades geométricas y mecánicas son cantidades en realidad de naturaleza aleatoria y no pueden predecirse en forma determinista. Por otra parte no es posible asignar cotas límite a los valores de las variables de manera que se pueda confiar que jamás serán excedidos. En el caso de acciones sísmicas, la predicción del máximo efecto posible es aún más difícil. Estas características de las cargas y las propiedades geométricas y mecánicas, han llevado a algunos investigadores al empleo métodos probabilísticos para abordar el problema. Recientemente, algunos investigadores y especialistas han discutido en detalle la necesidad de desarrollar formatos de diseño que consideren explícitamente los fenómenos físicos que componen el problema con un tratamiento transparente de las variables e incertidumbres involucradas.

Dado que la naturaleza de los fenómenos sísmicos es aleatoria, existen grandes incertidumbres en el cálculo de las demandas y suministros sísmicos y por lo tanto, en la determinación de la respuesta de una estructura. La teoría de probabilidades permite obtener diversas medidas de confiabilidad de un sistema, con base en la definición de modelos probabilísticos de sus propiedades mecánicas y de que actúan sobre él.

Por otra parte en muchos casos los datos estadísticos disponibles son insuficientes para definir con precisión las formas de las distribuciones probabilísticas de las variables más significativas para los modelos de confiabilidad. Por ello puede ser necesario acudir, por una parte, a conceptos sobre la naturaleza de los procesos físicos involucrados y, por otra, a indicadores aproximados de la confiabilidad. Este planteamiento se adopta en este trabajo.

Cuando se lleva a cabo el diseño sísmico de una estructura de acuerdo con cierta norma, se obtienen las solicitaciones que corresponden a un espectro ó coeficiente sísmico especificado y que afectarán la confiabilidad de las construcciones que se realizan de acuerdo con los criterios que se especifiquen.

En el planteamiento de estos criterios el problema de estimar las confiabilidades de los sistemas estructurales con propiedades inciertas sujetos a temblores ha sido poco estudiado. El motivo es el gran esfuerzo que requiere un estudio sistemático de este problema, empleando modelos complejos que reproduzcan en detalle las características estructurales y de resistencia de los sistemas y cuyas incertidumbres son afectadas por las incertidumbres relacionadas con las leyes de comportamiento de los miembros, las relaciones respuesta-daño, los criterios de falla, así como los asociados a las cargas.

La necesidad de contar con criterios que apoyen recomendaciones relativas a los coeficientes y espectros de diseño sísmico motivan a estimar la confiabilidad (o su complemento la probabilidad de falla) de sistemas complejos ante excitaciones sísmicas expresadas como procesos estocásticos. Por esta razón el interés principal de esta tesis es el presentar un procedimiento desarrollado para estimar la confiabilidad de marcos con propiedades geométricas y mecánicas inciertas, para distintos coeficientes de diseño frente a sismos de una intensidad dada, también con parámetros inciertos.

En el estudio de la respuesta sísmica de estructuras se emplean modelos matemáticos para representar sus características dinámicas y de resistencia; estos abarcan desde modelos simples de un grado de libertad hasta sistemas complejos, como son los marcos continuos (1).

II PLANTEAMIENTO

2.1 ANTECEDENTES

A lo largo de la historia, el mundo ha sido afectado por temblores, algunos de los cuales han provocado enormes pérdidas de vidas humanas, económicas y severos daños en estructuras. En la ciudad de México en el transcurso de este siglo, los temblores de 1907, 1911, 1941, 1957, 1979 y 1985 (con magnitudes, M_s , entre 7.5 y 8.1) ocasionaron diferentes niveles de daño. Estos temblores se generaron en la costa del Pacífico.

En México, después de los temblores de septiembre de 1985, se iniciaron diversos proyectos de investigación con el objeto de entender las causas de los daños provocados por dichos temblores a las construcciones del Distrito Federal y determinar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras localizadas en la ciudad. Gracias al conocimiento acumulado durante muchos años, tanto en estimación de movimientos de terreno como en lo concerniente a respuesta estructural de edificios, actualmente es posible combinar información de diversas fuentes para estimar cuantitativamente el peligro y riesgos sísmicos a que están expuestas las estructuras de la ciudad de México al encontrarse en una zona altamente sísmica.

Cuando se hacen consideraciones acerca de seguridad estructural, debe tomarse en cuenta que la medida de seguridad basada en un modelo probabilista general no representa una propiedad de la estructura. Más que una medida de seguridad es una variable que involucra el conocimiento acerca de las propiedades de resistencia de la estructura en relación con las sollicitaciones que actúan sobre la misma. El valor de la medida de seguridad cambiará en función de la cantidad y calidad de la información con la que será calculada. Con esta filosofía en mente, la teoría de confiabilidad estructural viene a ser una herramienta de decisión de diseño basada en métodos

científicos, más que en una teoría científica que represente por si misma una descripción verdadera de los fenómenos.

Así, cualquier variante de una teoría de confiabilidad estructural deberá ser vista como un lenguaje formal de un pensamiento racional para facilitar las decisiones ingenieriles a la hora de diseñar una estructura.

La consecuencia es que la teoría de confiabilidad para los reglamentos de la práctica deberán contener propiedades estándar, restringidas, las cuales de otra manera podrían quedar abiertas a la libre asignación, basadas por ejemplo en la inferencia directa de datos obtenidos en laboratorio, bajo condiciones que no reflejen todas las fuentes de incertidumbres que puedan existir en condiciones "reales".

Se considera a las variables físicas involucradas como variables aleatorias. La confiabilidad con respecto a un modo de falla es simplemente definida como la probabilidad de que un conjunto de variables aleatorias sobrepasen otro conjunto que se encuentra del lado de la seguridad, que también podría ser modelado como un conjunto aleatorio.

De acuerdo con lo anterior, un análisis de confiabilidad implica los siguientes pasos:

- a) Identificación de las variables físicas relevantes y formulación matemática de la condición de estado límite.
- b) Elección de las funciones de distribución de probabilidades de las variables.
- c) Manejo en términos probabilistas de las incertidumbres de los modelos a) y b).
- d) Cálculo de la confiabilidad sobre la base de los modelos propuestos en a) y c).

Generalmente el punto a) está ligado al análisis estructural determinista y a la teoría de esfuerzo de los materiales. Sin embargo, este análisis se amplía con el punto (c) enfrentándose con la

evaluación de incertidumbres en la formulación de los modelos. Mientras el punto (a) es tomado en el campo general de la ingeniería estructural, el punto (b) concierne a estudios especializados que llevan a cabo ingenieros de confiabilidad estructural apoyados por científicos de diferentes campos. El punto (d) es de naturaleza matemática pero con especial énfasis en relación con las características de la teoría de confiabilidad estructural. En este trabajo se tocan los cuatro puntos .

Sin embargo, con la finalidad de apreciar el por qué de la metodología de cálculos especiales de probabilidad que han sido desarrollados para la teoría de la confiabilidad estructural, es necesario ver algunas de las dificultades tanto en la práctica como en la naturaleza filosófica con que se encuentra el ingeniero de confiabilidad estructural.

Es muy común en la mayor parte de áreas en donde se aplican la teoría de confiabilidad, que la probabilidad de falla sea muy pequeña. Esto implica un serio problema de una verificación empírica, lo que también dificulta el cálculo de estas probabilidades. Las probabilidades pequeñas necesitan de muchas evaluaciones de confiabilidad muy sensibles a la elección de distribuciones y en particular a la elección de los parámetros de éstas distribuciones (bajos en las resistencias y altos en las cargas), por lo que estos parámetros son la parte de la función de distribución probabilística más difíciles de verificar a través de los datos.

El problema de contar con una evidencia empírica, aunado a la sensibilidad y por el deseo de tener mayor sencillez en el cálculo, motivó el desarrollo de lo que se conoce como la "teoría de los segundos momentos" (30).

Las incertidumbres que son trascendentales en la evaluación de la confiabilidad pueden ser clasificadas de acuerdo a su naturaleza en:

- Incertidumbres físicas
- Incertidumbres estadísticas

- Incertidumbres del conocimiento
- Incertidumbres del modelo.

Las incertidumbres físicas pueden ser subdivididas en aquellas inherentes a las propiedades físicas del objeto mismo (por ejemplo, las fluctuaciones naturales de esfuerzo a lo largo del espécimen del material, ó de espécimen a espécimen) y la incertidumbre asociada con la medición. Ambos tipos de incertidumbres admiten modelos probabilistas y sus distribuciones teóricas pueden ser ajustadas a las distribuciones empíricas observadas.

Las incertidumbres estadísticas son ocasionadas por el insuficiente tamaño en la muestra de datos; es decir, los resultados de un tratamiento estadístico estarán sujetos a errores por muestreo, por lo que la solución de muestras finitas no será "exacta".

El conocimiento de que un objeto puede ser considerado incierto en mayor o menor grado puede ser modelado convenientemente en términos probabilistas. Si bien este tipo de modelo no describe las propiedades del objeto, sí las propiedades de conocimiento acerca del objeto. Así una medida de probabilidad puede ser interpretada como una medida del contenido de posibles valores.

La incertidumbre en el modelo es ocasionada por la necesidad de simplificar los modelos con el objeto de que puedan ser herramientas útiles en el cálculo de la confiabilidad. Los errores con respecto a modelos más elaborados pueden conocerse, pero en cualquier nivel de un modelo *detallado existen errores relativos a alguna realidad desconocida*. También este tipo de incertidumbres pueden ser manejadas en términos probabilistas (11).

La discusión de varias incertidumbres relevantes en la práctica del cálculo de la confiabilidad muestra que filosóficamente es satisfactorio considerar los datos de entrada a un modelo de

confiabilidad como probabilistas, incorporando mayor credibilidad en el usuario del modelo o en los reglamentos vigentes.

Otra conclusión es que muchos de los tipos de distribuciones de los modelos de confiabilidad pueden ser en un principio inverificables con respecto a formas más detalladas; estos son simples elementos formales que sirven como un medio de información que alimenta el modelo del usuario. Este es un argumento que apoya la necesidad de contar con reglamentaciones de tipos de distribución que serán utilizados en la evaluación de la confiabilidad (3).

Por otro lado, el conocimiento del riesgo de falla puede servir para establecer el cálculo de las estructuras asignando a éstas un margen de seguridad correspondiente a su importancia. Sin embargo, existen todavía limitaciones importantes a la aplicación práctica de un criterio de este tipo, debido a que aún no se tiene suficiente información sobre las variaciones, tanto de las sollicitaciones que deben considerarse como de las propiedades geométricas y mecánicas de los materiales y de las estructuras construidas con ellos; por otra parte, el problema de asignar precios o valor a las consecuencias de una falla es de difícil solución. No obstante estas dificultades, el enfoque tiene indudable interés y se han empezado a hacer proposiciones para formular recomendaciones de proyecto basadas exclusivamente en conceptos probabilistas. De hecho, ciertos conceptos probabilistas ya fueron incorporados a algunos reglamentos (p. e. RCDDF) en lo que se refiere a la evaluación de las características resistentes de los materiales.

La optimización estructural basada en la confiabilidad es un área de investigación que ha crecido bastante en las dos últimas décadas. En la ref. (6) se muestran las publicaciones presentadas desde 1960 en períodos de 5 años. Este interés tuvo un inicio lento en la década de los 60 y un drástico incremento de los años 1985 -1989(6); sin embargo los resultados no tuvieron una amplia aplicación en la optimización estructural en ingeniería civil. La única explicación razonable de este hecho parece ser que la modelación de los problemas de optimización basados en confiabilidad no son lo suficientemente convincentes para los usuarios (4).

La condición de supervivencia consiste en que no se alcance la formación de un mecanismo de colapso en la estructura. Para una estructura diseñada de acuerdo a un criterio, un coeficiente sísmico especificado y un conjunto de factores de seguridad (factor de carga y factor reductor de resistencia), la probabilidad de supervivencia (o su complemento, la probabilidad de falla) se puede estimar empleando métodos de Monte Carlo, que permiten tomar en cuenta en el marco formal de la teoría de las probabilidades, las incertidumbres que determinan la probabilidad citada. Entre ellas se encuentran las asociadas con las características de los temblores a que se verá expuesta la construcción de interés, así como las correspondientes a las cargas verticales actuantes y a las propiedades mecánicas (rigideces, resistencias, capacidades de deformación) de los miembros estructurales.

Si se consideran el movimiento del terreno como un proceso estocástico y las propiedades mecánicas de los modelos inciertas, los índices de confiabilidad podrán conocerse únicamente a nivel de distribución de probabilidades (10).

2.2 OBJETIVOS

Los objetivos concretos de este trabajo son:

- *El presentar un método que relacione el coeficiente de diseño sísmico con el índice de confiabilidad de una estructura compuesta con marcos dúctiles de concreto reforzado, sometido a temblores simulados a partir de registros en dos sitios de la ciudad de México DF.*
- *Estudiar la posible influencia en la confiabilidad de un marco estructural sometido a sismo, de factores tales como:*

- a) Las relaciones entre rigideces de trabes y columnas en marcos de varios niveles;
- c) El periodo fundamental de vibración del marco;
- d) El número de pisos del edificio;
- e) Los registros sísmicos en diferentes sitios;
- f) El tamaño de la muestra considerada en los resultados,
- g) Mecanismo de falla predominante.

Para llevar a cabo el estudio el nivel de confiabilidad de la estructura se mide por el índice de confiabilidad " β ", el cual se define a continuación; para los problemas que aquí se estudian.

Para una estructura con propiedades geométricas y de resistencia simuladas, se obtiene la demanda de ductilidad en cada uno de los entrepisos, mediante análisis sísmico. La ductilidad demandada de entrepiso, μ_{de_i} , se calcula con la relación:

$$\mu_{de_i} = \frac{d_{\max}}{d_{y_i}}$$

donde d_{\max} es la deformación máxima del entrepiso i y d_{y_i} la deformación de fluencia para ese entrepiso.

Para cada entrepiso se obtiene el valor de la variable Q_i

$$Q_i = \ln \frac{\mu_{di_i}}{\mu_{de_i}}$$

donde μ_{di_i} y μ_{de_i} son ductilidades disponibles y demandadas respectivamente, del entrepiso i .

De todos los valores obtenidos de Q_i , por entrepiso, para cada estructura, se elige el valor mínimo.

Se calculan los valores del índice de confiabilidad β con los valores elegidos de Q_i en el punto anterior donde β está definida por:

$$\beta = \frac{\bar{Q}}{\sigma_Q}$$

donde \bar{Q} y σ_Q son la media y desviación estandar de Q respectivamente.

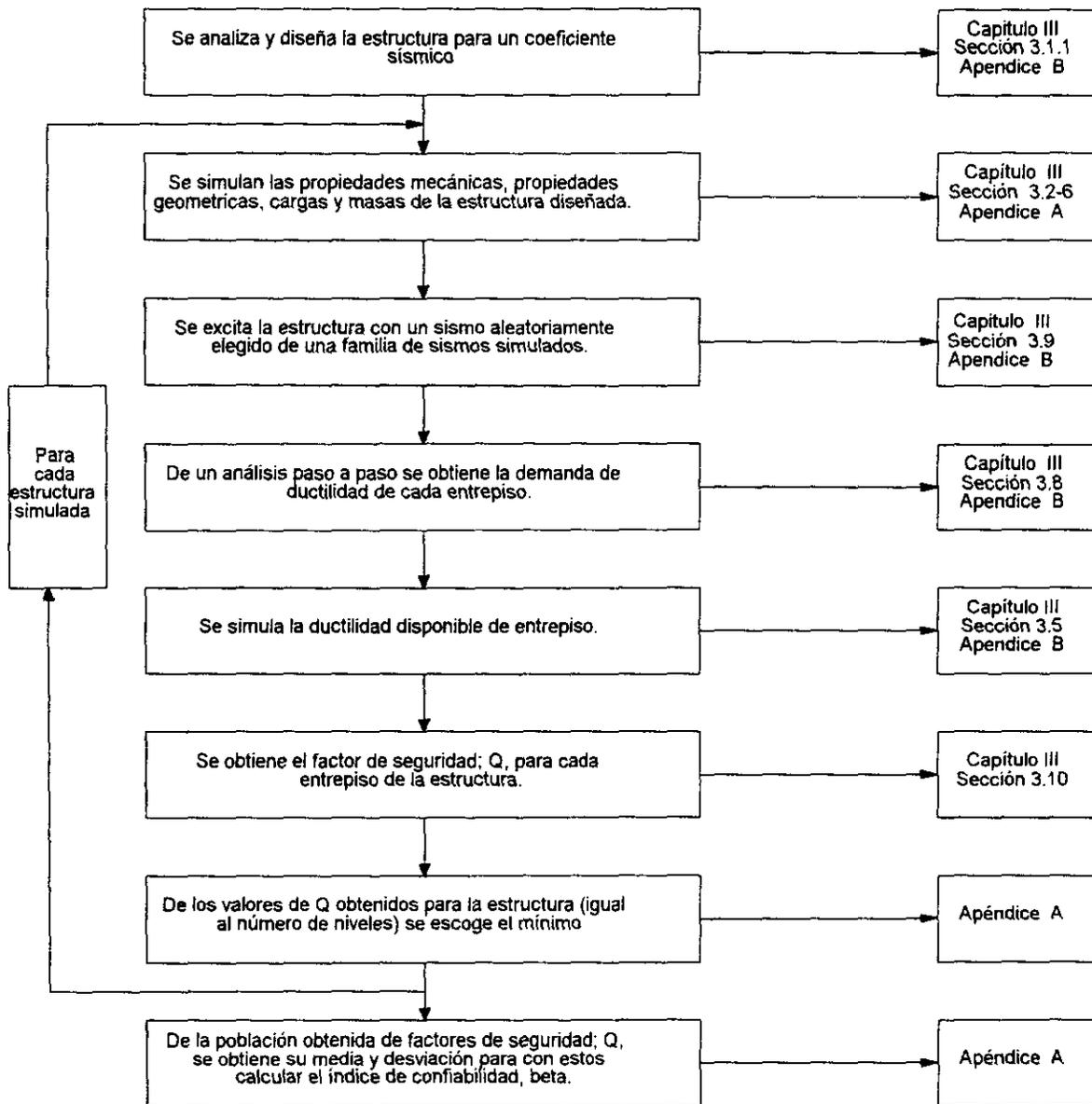


Fig. 2.1 Diagrama de flujo del estudio

La secuencia del procedimiento se esquematiza a través de un diagrama de flujo en la Fig. 2.1, cuyo orden es similar a la manera en la que se presenta esta tesis.

III APLICACION

3.1 Características generales de las estructuras estudiadas

Para poder llevar a cabo el estudio planteado en el *capítulo II* se proponen cuatro edificios regulares de concreto reforzado, de diferentes número de niveles y crujiás, explicados en detalle más adelante en el *capítulo IV*. Las estructuras son de 5, 10, 15 y 20 niveles; en los cuatro edificios el primer nivel tiene diferente altura de entrepiso; los demás son iguales en altura, satisfaciendo los mínimos requerimientos arquitectónicos de altura de entrepiso. Los periodos de las estructuras están por debajo de los 2 segundos (ver *Tablas 4.3 - 4.6, Capítulo IV*). En cada edificio se consideran dos relaciones de rigidez trabe a columna.

Los edificios se suponen desplantados en dos sitios de la zona III de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (36). El uso se supone destinado a oficinas. Se trata de edificios clasificados dentro el grupo B.

Debido a que se trata de estructuras formadas por marcos dúctiles, se utiliza el valor de factor de comportamiento $Q=4$, con lo que se considera que incursionan en el intervalo inelástico.

Dado que los edificios son simétricos en planta y están estructurados con marcos iguales en cada dirección horizontal se supone que la respuesta sísmica de los edificios en cada una de las direcciones se puede aproximar por la de uno de sus marcos.

3.1.1 Análisis y diseño de las estructuras

Para el análisis de las estructuras se toman en cuenta los efectos de cargas muertas, cargas vivas y sismo. Las fuerzas horizontales por nivel consideradas para el análisis por carga sísmica son los que resultaron de un análisis modal espectral.

Las escuadrías de trabes y columnas se estimaron iterativamente a partir de un prediseño iterativamente, de manera que la deformación de entrepiso no fuera mayor que 0.012 veces la altura de entrepiso.

En los cuatro edificios, las secciones de trabes y columnas varían de abajo hacia arriba, de mayor a menor, siendo menores en los niveles superiores. Se toma como criterio de variación la forma del diagrama de cortante de entrepiso, mismo que rige el número de cambios en las secciones de las columnas, y que los cambios en las trabes no coincidan con los de las columnas (fig. 4.1a,b - 4.4a,b). La finalidad de los cambios en las secciones obedece a querer acercar los desplazamientos de entrepiso de las estructura a 0.012 en todos los entrepisos, de esta forma tener estructuras con desplazamientos de entrepiso relativamente uniformes. Esto no siempre es posible, ya que tanto en los primeros entrepisos como en los últimos los desplazamientos de entrepiso resultan mucho más pequeños que en los pisos intermedios (ver fig. 3.1). En las gráficas, "caso 0" y "caso 1" representan las relaciones de rigideces trabe a columna en los edificios, que serán definidas más adelante.

Se consideran para todos los entrepisos, incluyendo la azotea, las siguientes cargas totales de acuerdo al RDF-93 (cargas que se consideran nominales):

$$\text{Carga muerta + viva máxima} = 900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta + viva instantánea} = 830 \text{ kg/m}^2$$

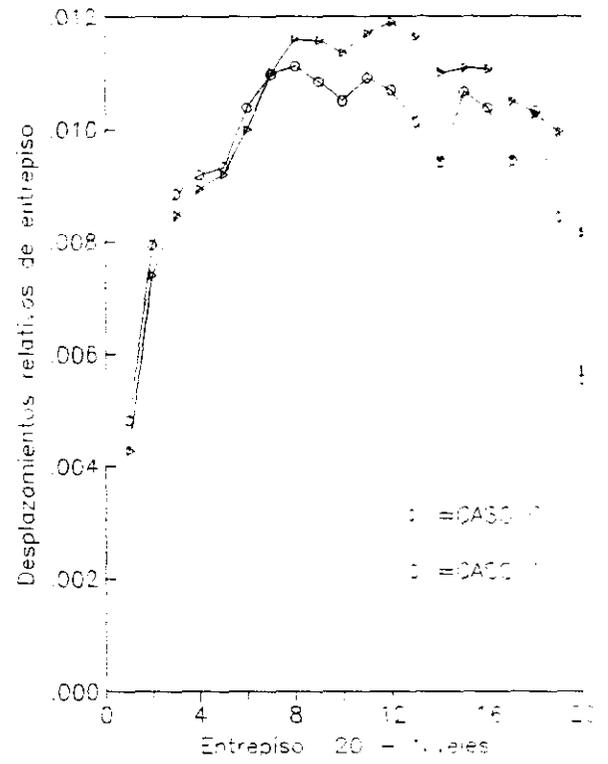
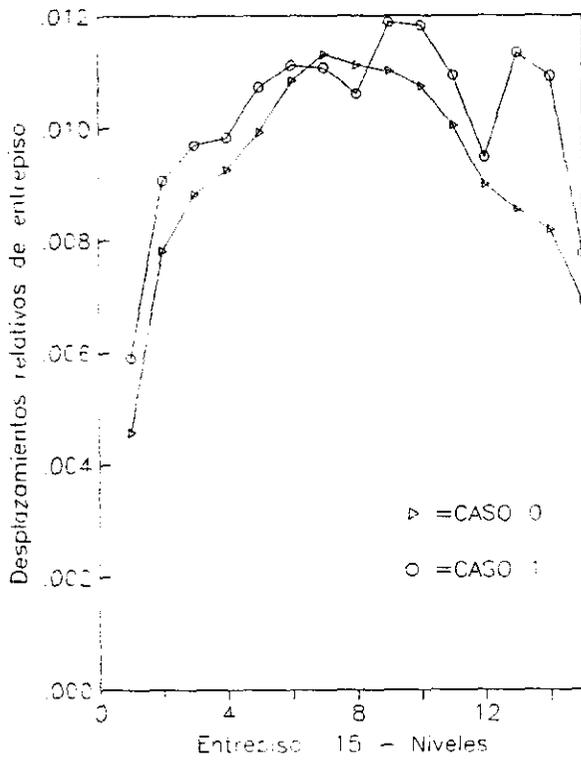
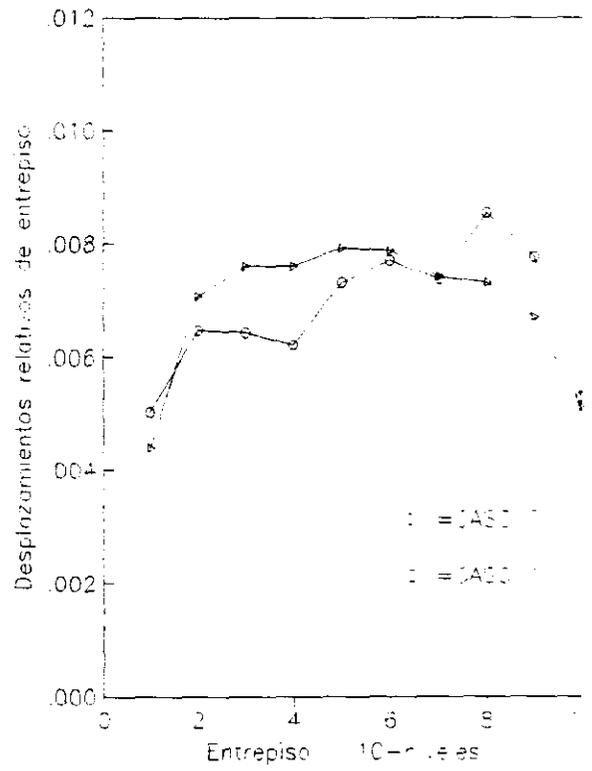
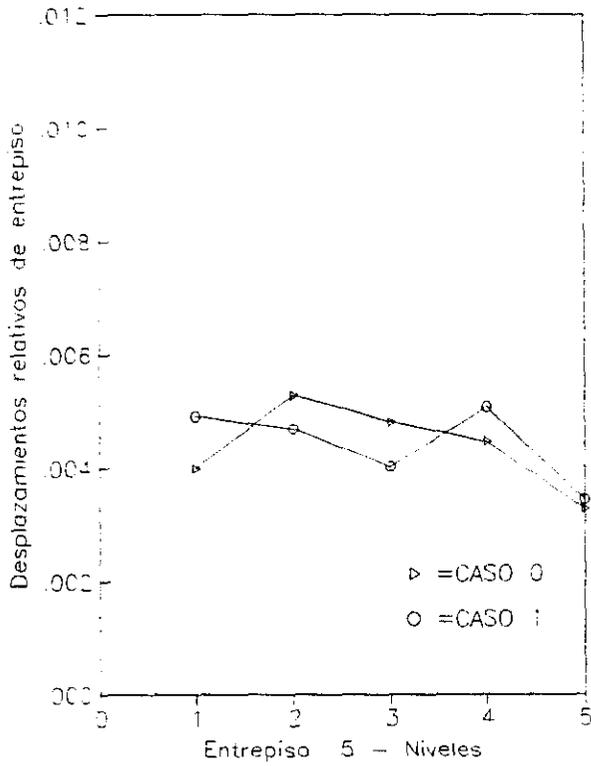


Fig. 3.1 Desplazamientos relativos de entrepiso de los cuatro edificios

Considerando que el estudio se realizará con un modelo de marco plano, en los análisis de los edificios no se toma en cuenta el efecto de torsión accidental y se realizan con el sismo en una sola dirección. Tampoco se considera los efectos de interacción suelo-estructura.

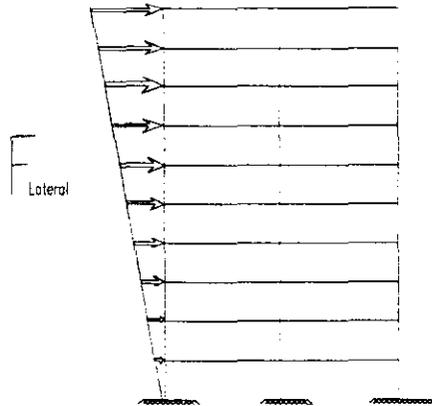


Fig. 3.2 Distribución lineal de fuerzas laterales

El diseño se realizó de acuerdo con el RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Reforzado (DDF-96), específicamente con el criterio de marco dúctil. Debido a que en el análisis sísmico inelástico de los marcos simulados, se supone la formación de las articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales, del proceso de diseño se obtienen las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y transversal solo en los extremos.

Los coeficientes sísmicos (reducidos por factor de comportamiento $Q=4$) para los que se diseñaron las cuatro estructuras son: 0.025, 0.050, 0.075 y 0.10. La distribución de las fuerzas laterales se muestra en la fig. 3.2

A continuación se describen los parámetros y las funciones de densidad de probabilidades (*f.d.p.*) asociadas a las variables aleatorias empleadas en el presente estudio.

3.2 Incertidumbres en la estructura

Al ser el resultado de un diseño estructural una solución aproximada, por que las cargas se deben a circunstancias y fuerzas de la naturaleza, lo cual limita conocer con certeza las cargas futuras que actúen sobre la estructura en el transcurso de su vida útil, además de que la resistencia de los materiales y la geometría de las secciones son variables, siempre se tendrán incertidumbres. Estas incertidumbres nos obligan a plantear el problema en términos y conceptos de probabilidades con el objeto de incluir la variación de tales parámetros en el estudio del comportamiento de un sistema estructural. A continuación se detallan las variables consideradas como aleatorias en el presente trabajo.

Por otra parte, cabe recalcar que las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y transversal, producto del diseño, tanto en trabes como en columnas, se consideran como deterministas.

3.2.1 Variables aleatorias

Las funciones de distribución de probabilidades de las resistencias y rigideces de los miembros se obtienen generando valores aleatorios de las propiedades de los materiales y las dimensiones de las secciones transversales de los miembros utilizando simulaciones de Monte Carlo. Se consideraron como aleatorias las variables de las siguientes tablas:

Tabla 3.1
Variables de resistencia y geometría

$f'c$	Resistencia a compresión del concreto
f_y	Esfuerzo a fluencia del acero
b	Base de las secciones transversales de los miembros
h	Peralte de las secciones transversales de los miembros
r	Recubrimiento del acero de refuerzo de los miembros

Tabla 3.2

Variable en la capacidad de deformación

Ductilidad disponible

Tabla 3.3

Variables en las acciones gravitacionales

Cargas muertas

Cargas vivas

Peso propio

Se supone que todas las variables son independientes entre ellas.

Para poder tomar en cuenta las incertidumbres en las variables consideradas como aleatorias, se asocia una función de distribución de probabilidades a cada una de ellas.

3.3 Función de distribución, media y desviación de las resistencias de los materiales

3.3.1 Incertidumbres en $f'c$

La variación que se presenta en la resistencia a compresión del concreto ($f'c$) se debe a la fluctuación en las propiedades de los materiales componentes, las proporciones de las mezclas, los métodos de mezclado, transporte, colado, curado, entre otros.

En la literatura existen investigaciones sobre la resistencia esperada a la compresión del concreto ($f'c$); se puede citar la ref. 24, en donde se resume los resultados sobre parámetros estadísticos de $f'c$ recomendados por diferentes investigadores dependiendo del tipo de control de calidad que se lleve a cabo. Unos proponen la *f.d.p.* del tipo Normal, otros de tipo Lognormal (25, 26, 27). En México también se han realizado algunos estudios (26, 28).

En este trabajo se considera el trabajo de Meli y Mendoza (28) donde proponen que la resistencia media para el concreto **Clase 1** sea calculada con la siguiente expresión:

$$\bar{f}_C = f'_C + 1.28\sigma_c = f'_C + 45.0 \text{ kg/cm}^2$$

y para el concreto **Clase 2** con la expresión:

$$\bar{f}_C = f'_C + 0.842\sigma_c = f'_C + 42.95 \text{ kg/cm}^2$$

La incertidumbre en f'_C se representa por una *f.d.p.* de tipo Normal y se considera una desviación estandar de 44.6 kg/cm^2 con un coeficiente de correlación entre el f'_C de un elemento, trabe o columna, con el de otro igual a 0.8.

3.3.2 Incertidumbres en f_y

La variación de la resistencia del acero de refuerzo tiene diferentes causas que pueden ser:

- La heterogeneidad del material y el proceso de fabricación
- Las diferentes condiciones de enfriamiento, que provocan esfuerzos residuales con diferentes distribuciones y magnitudes
- La variación de las áreas transversales de las varillas
- Las condiciones en que se apliquen las cargas
- Los errores de apreciación de las lecturas de los esfuerzos durante los ensayos, entre otros.

En el estudio realizado por Villanueva y Meli (21) se observó que al aumentar el diámetro de las barras disminuyen la media y la desviación estándar y se concluye que la variación de la resistencia en las barras de acero grado 42 puede representarse como una función de distribución de probabilidades del tipo Normal. Se utilizan en el presente trabajo los siguientes valores :

$$\begin{aligned} f_y &= 4680 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_{f_y} &= 450 \text{ kg/cm}^2, \\ f_{su} &= 7600 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_{f_{su}} &= 750 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

donde f_y y f_{su} son los valores medios del esfuerzo de fluencia y del esfuerzo máximo del acero respectivamente; σ_{f_y} y $\sigma_{f_{su}}$ sus desviaciones estándar. Se supone que la resistencia a fluencia del acero de refuerzo entre dos elementos cualesquiera de la estructura están correlacionadas y posee un factor de correlación igual a 0.8.

3.4 Funciones de distribución, media y desviación en las dimensiones de las secciones

En la etapa de construcción de las estructuras, inevitablemente se presentan imperfecciones geométricas, que dependiendo de la calidad de mano de obra, equipos empleados, las características propias de los materiales, deformaciones inmediatas por cambio de humedad y temperatura, entre otros, serán mayores o menores.

3.4.1 Incertidumbres en las dimensiones de trabes

Las imperfecciones geométricas provocan en las trabes y columnas la variación de secciones transversales de los miembros (forma y dimensiones de las secciones).

Mirza y McGregor (17) presentan un resumen de varios estudios estadísticos del ancho de vigas coladas en sitio y precoladas y recomiendan que se emplee una función de distribución de probabilidades del tipo Normal, con una media y desviación estandar igual a:

$$E[b] = b_{nominal} + 0.254 \text{ cm} \quad \sigma_b = 0.366 \text{ cm}$$

$$E[h] = h_{nominal} - 0.279 \text{ cm} \quad \sigma_h = 0.544 \text{ cm}$$

en donde $E[b]$ y $E[h]$, son la media de la base y la altura respectivamente, σ_b y σ_h sus desviaciones estandar; estos son los parámetros que se manejan en esta tesis. Para la base y la altura de dos traves cualesquiera de la estructura se considera un coeficiente de correlación igual 0.8.

3.4.2 Incertidumbres en el recubrimiento de Traves

Las incertidumbres en los recubrimientos de traves y columnas son debidas a la variacion de la posición del acero de refuerzo longitudinal.

Para el recubrimiento de traves se considera el estudio de Mirza y McGregor (17) donde proponen, para el recubrimiento superior e inferior:

$$r_s = r_{nominal} + 0.318 \text{ cm} \quad \sigma_{r_s} = 1.588 \text{ cm}$$

$$r_i = r_{nominal} + 0.159 \text{ cm} \quad \sigma_{r_i} = 1.111 \text{ cm}$$

La propuesta se realiza tomando en cuenta que el recubrimiento en el lecho superior presenta valores medios y desviaciones estándar mayores que en el lecho inferior. Para ambos recubrimientos, superior e inferior; r_s, r_i , entre dos traves cualesquiera se considera un coeficiente de correlación de 0.8.

3.4.3 Incertidumbres en las dimensiones de columnas

Mirza y McGregor (17) recomiendan que se considere una función de distribución de probabilidades del tipo Normal con desviación media respecto a la nominal de +0.159 cm. y una desviación estándar de 0.635 cm. para cualquier tamaño de sección transversal en las columnas. Estos son los parámetros considerados en este estudio.

3.4.4 Incertidumbres en el recubrimiento de columnas

Grant (29) sugiere que la variación del recubrimiento sea una función de distribución de probabilidades del tipo Normal con una media obtenida como:

$$\bar{r} = r_n + 0.635 + 0.004h$$

en donde :

- \bar{r} : Valor medio del recubrimiento
- r_n : Recubrimiento nominal
- h : Dimensión transversal de la columna

y una desviación estándar de 0.42 cm. para cualquier sección. Este es el criterio considerado en el presente trabajo. También se considera que existe correlación entre los recubrimientos de dos columnas cualesquiera, se toma un coeficiente de correlación igual a 0.8.

3.5 Incertidumbres en la ductilidad disponible de entrepiso

Para la ductilidad media disponible de entrepiso; $\bar{\mu}$, L. Esteva, S. E. Ruiz (2) proponen la siguiente expresión que relaciona la esperanza de la ductilidad disponible de entrepiso con su valor nominal:

$$\bar{\mu} = \mu e^{1.65V_{\mu}}$$

donde μ es la ductilidad disponible de entrepiso nominal y V_{μ} es su coeficiente de variación, que se toma igual a 0.25. Se supone que la función de densidad de distribución probabilística asociada a la ductilidad es de tipo lognormal y que existe una correlación entre las ductilidades de los diferentes entrepisos; esta última se considera suponiendo un coeficiente de correlación igual a 0.7.

Hay que aclarar que más adelante se denota a la ductilidad disponible simulada como: μ_{di}

3.6 Incertidumbres en las cargas gravitacionales

La simulación de las cargas se realiza a partir de simular las cargas muertas (correspondientes al peso de losa, recubrimientos, acabados, muros de separación, pretilas, etc) y cargas vivas, más las cargas provocadas por peso propio de vigas y columnas (estas podrían formar parte de las cargas muertas, pero se considera por separado y se obtiene a partir de las dimensiones simuladas de las vigas y columnas), tomando en cuenta en todas las secciones las escuadrias simuladas. Se considera que no existe correlación entre las cargas muertas, las cargas vivas y los pesos propios de vigas y columnas, pero sí entre los valores de cada tipo de carga en diversas zonas de una construcción.

3.6.1 Cargas muertas (W_M)

La carga muerta cambia de manera directa con la variación de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales, por lo que sus incertidumbres estarán directamente relacionadas con estas fluctuaciones.

Meli (16) considera que la carga muerta posee una *f.d.p.* del tipo Gamma independiente de la carga viva y con valor medio igual a:

$$S_M = m_M(1 + 2C_M)$$

donde

- S_M : Valor nominal de la carga
- m_M : Valor medio de la carga
- C_M : Coeficiente de variación

Se recomienda un coeficiente de variación de 0.08 de acuerdo con (16); que es la relación que se utiliza en el presente trabajo. El coeficiente de correlación supuesto para la carga muerta total entre las distintas vigas es de 0.8.

3.6.2 Cargas Vivas (W_V)

Meli (16) considera que las cargas vivas tienen una *f.d.p* del tipo Gamma. De manera similar a las cargas muertas, se sugiere emplear una expresión que relacione los valores nominales y los valores medios(16), como sigue:

$$S_V = m_V (1 + 2C_V)$$

en donde:

S_V : Valor nominal de la carga

m_V : Valor medio de la carga

C_V : Coeficiente de variación.

Los valores nominales de la carga viva son los especificados por el RDF-93. Rosenblueth (16) presenta curvas que relacionan la media de la carga viva con el área tributaria.

El coeficiente de variación es función del área tributaria según el modelo de Rosenblueth (16), y su valor fluctúa entre 0.25 y 0.45.

$$C_{M_V} = 0.25 + \frac{14}{\sqrt{A}}$$

Aquí:

C_{W_V} : Coeficiente de variación

A: Area tributaria (m).

Se supone un coeficiente de correlación igual a 0.8 entre las cargas vivas totales que actúan sobre dos vigas distintas.

3.6.3 Masas

Para el cálculo de las masas de cada nivel se simula la carga de cada planta de la estructura completa; es decir, la carga muerta y la carga viva instantánea y se añade el peso propio de las secciones medias de todas las trabes del nivel y la mitad de las columnas de arriba y abajo del nivel de cada entrepiso; se considera este criterio en los miembros con la finalidad de que si bien no se toma en cuenta la incertidumbre en las dimensiones de todos los miembros en todos los marcos de un nivel, se trabaja con los valores medios porque se considera que el valor más probable de todas las secciones se puede estimar a través de su media. La carga del nivel obtenida con las anteriores consideraciones se divide entre la gravedad, con lo que se obtiene la masa simulada. Entonces se reparte a cada marco la proporción correspondiente de dividir la masa simulada por el número de marcos de la estructura; de esta manera se obtiene la masa simulada de entrepiso. Al simularse las masas a partir de las cargas implícitamente la función de distribución de probabilidades que se asocia a las masas es de tipo Gamma. Se toma en cuenta la correlación que existe entre la masa de uno y otro nivel. El coeficiente de correlación se calcula con el criterio de Pier (22), hay que aclarar que si bien se toma a Pier para el cálculo de la matriz de covarianzas de las cargas, el coeficiente de correlación que se considera en el método de simulación, dado en el *Apéndice A*, se calcula en forma de un promedio global para todas las cargas de acuerdo con la ref. 22.

La manera en que se lleva a cabo la simulación de las variables correlacionadas de propiedades geométricas, resistencias, cargas y masas se describe en el *Apéndice A*.

A continuación se hace un resumen de funciones y parámetros estadísticos considerados en la presente tesis.

Tabla 3.3

Parámetros estadísticos de las propiedades de los materiales, propiedades geométricas y cargas gravitacionales					
Variable	Función de densidad de probabilidades	Valor nominal	Valor medio	σ	Coef. de correlación
f'_c	Normal	250 kg/cm ²	268 kg/cm ²	44.6	0.8
f_y	Normal	4200 kg/cm ²	4680 kg/cm ²	450	0.8
Trabes		(cm)	(cm)		
b	Normal	b_t	$b_t + 0.254$	0.366	0.8
h		h_t	$h_t - 0.279$	0.544	0.8
r		$r_t (inf)$	$r_t + 0.160(inf)$	1.110	0.8
		$r_t (sup)$	$r_t + 0.320(sup)$	1.590	0.8
Columnas		(cm)	(cm)		
b	Normal	b_c	$b_c + 0.159$	0.635	0.8
h		h_c	$h_c + 0.159$	0.635	0.8
r		r_c	$r_c + 0.636 + 0.004h_c$	0.420	0.8
μ_{disp}	Lognormal	4	6	2	0.8
W_M	Gama	*	*	*	0.8
W_v	Gama	*	*	*	0.8

* mismas que en ref. 16

Las demás variables que no aparecen en la Tabla 3.3, ó las que no se hacen referencia a lo largo del trabajo son de caracter determinista.

3.7 Modelos para definir la resistencia de trabes y columnas

En el análisis de la respuesta inelástica paso a paso de la estructura simulada (que se explica más adelante, en la sección 3.7), se necesita conocer las resistencias de sus columnas y trabes (cuyas propiedades ya fueron simuladas).

Para obtener la resistencia a flexocompresión o flexotensión de las columnas, se definen cuatro puntos del diagrama de interacción carga axial(P)-momento(M), que se unen con líneas rectas como se ilustra en la fig.3.3.

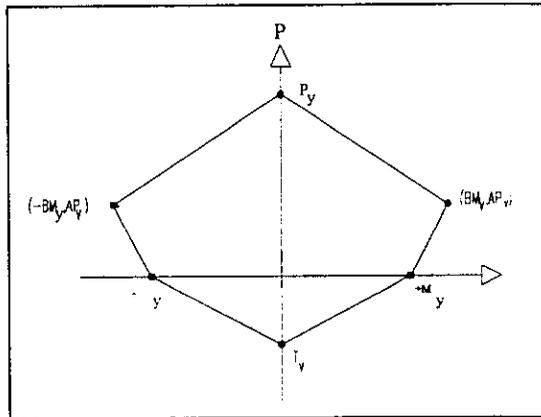


Fig. 3.3 Superficie de fluencia para columnas

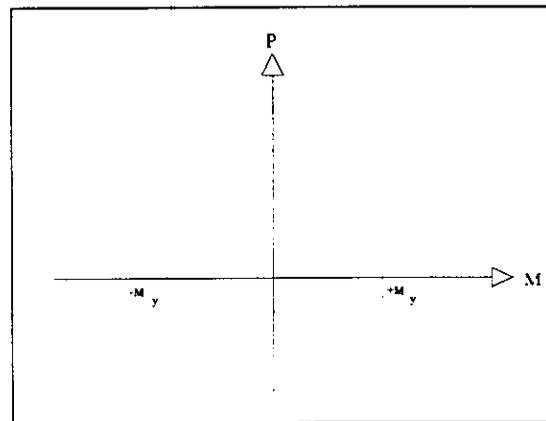


Fig. 3.4 Superficie de fluencia para trabes

El diagrama de interacción es el mismo en ambos extremos de la columna y además se supone igual para flexión positiva y negativa. Una combinación P-M que arroje un punto dentro del diagrama significa comportamiento elástico, otra sobre ó fuera, significa que se formó una articulación plástica. Se considera que las articulaciones se presentan solo en los extremos de los miembros.

Para las **trabes** un momento actuante $|M| \geq M_y$, significa articulación plástica, M_y es la resistencia a flexión de la trabe. Se utiliza el modelo "viga", al cual se asigna solo resistencia a flexión, como se muestra en la fig. 3.4.

Para conocer la resistencia de trabes y columnas de concreto reforzado, es necesario contar con modelos idealizados de la relación esfuerzo-deformación de los materiales que la componen. A diferencia del RDF, en esta tesis no se utiliza el bloque de esfuerzos equivalente, sino los modelos que a continuación se describen:

3.7.1 Modelo del concreto

Un modelo idealizado de la relación esfuerzo-deformación del concreto que combina muchas de las características de las curvas propuestas por otros investigadores, con base en la evidencia experimental existente, es conocido como el "modelo de Kent y Park modificado", el cual considera la resistencia a la compresión, f'_c , en función del confinamiento que provee el refuerzo transversal bajo ciertas condiciones. Así, la capacidad de deformación del concreto confinado puede llegar a ser del orden de 10 a 15 veces (a veces mayor) que la del concreto no confinado; esto depende del porcentaje de refuerzo transversal y de las propiedades de los materiales (acero y concreto)(14).

El modelo considera la relación esfuerzo-deformación del concreto dividida principalmente en dos zonas (fig.3.5) y tiene un parámetro importante denominado K , el cual toma en cuenta la sobrerresistencia que presenta el concreto debido al confinamiento y se obtiene con:

$$K = 1 + \frac{r_s f_{yh}}{f'_c}$$

donde: $\rho_s = \frac{\text{Volumen de acero de refuerzo transversal}}{\text{Volumen de concreto medido hasta el perimetro exterior de los estribos}}$

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia de los estribos.

$f'c$: Resistencia del cilindro de concreto a compresión

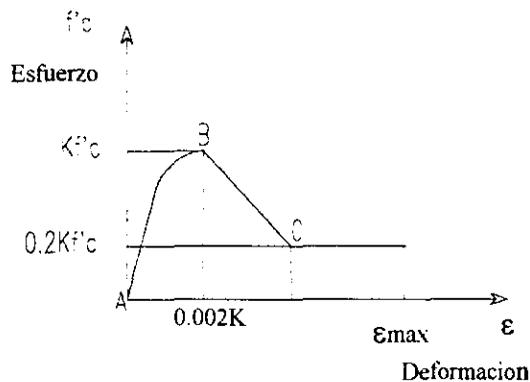


fig.3.5 Curva esfuerzo-deformación idealizada para el concreto, modelo Kent -Park modificado

En la fig. 3.5 el segmento AB ($\epsilon_c < 0.002K$) queda definido por:

$$f_c = Kf'c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$$

El segmento BC ($\epsilon_c > 0.002K$) se obtiene con:

$$f'c = Kf'c \left[1 - Z(\epsilon_c - 0.002K) \right] \geq 0.2Kf'c$$

Z es la pendiente de la rama descendente de la curva para el concreto confinado, dada por:

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.3f'c}{14.23f'c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h} - 0.002K}}$$

donde: b'' : Ancho del núcleo de concreto confinado medido hasta el exterior del refuerzo transversal.

S_h : Separación centro a centro de los estribos

3.7.2 Modelo del acero

En este trabajo se considera la curva esfuerzo-deformación del acero completa que aparece en la ref.14 y que se reproduce en la fig. 3.6

Básicamente se distinguen tres regiones:

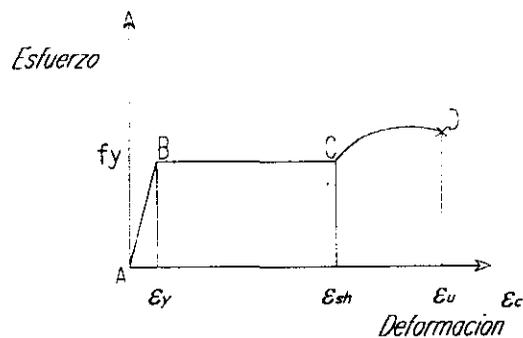


fig.3.6 Curva esfuerzo deformación idealizada, del acero

Segmento AB, válido para el intervalo de comportamiento elástico $\epsilon_s < \epsilon_y$. Se define al esfuerzo a tensión (f_s) por:

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

Segmento BC, válido para el intervalo $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ definido por: $f_s = f_y$

Segmento CD, válido para el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ definido por:

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

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

donde:

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

Se consideran los siguientes valores en las ecuaciones precedentes:

$$E_s = 2.000,000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$f_{su} = 7600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.01$$

$$\varepsilon_{su} = 0.13$$

Una vez que se tiene diseñada la estructura, se procede a simular, utilizando el método de Monte Carlo, las propiedades consideradas como inciertas (tabla 3.1 - 3.3). Así se obtiene una familia de estructuras con propiedades geométricas y mecánicas aleatorias, para su posterior manejo en términos probabilistas. Los procedimientos que se utilizan para realizar estas simulaciones están en la ref. 11, transcritas en el Apéndice A.

3.8 Análisis de respuesta sísmica inelástica

El comportamiento dentro del intervalo inelástico es inevitable en la mayoría de las estructuras que están sujetas a fuertes sismos. La manera en que el RDF toma el comportamiento de las estructuras dentro del intervalo inelástico es por medio del factor de comportamiento sísmico Q ; se reduce el coeficiente sísmico y el espectro elástico ($Q=1$) por el factor Q seleccionado y se diseña la estructura con las fuerzas que resulten de la reducción.

Para determinar el comportamiento en el intervalo inelástico ante un movimiento sísmico es necesario someter las estructuras a un análisis inelástico paso a paso ante registros de aceleraciones en el tiempo del sismo considerado.

En este trabajo las estructuras estudiadas se someten a registros simulados a partir de los acelerogramas (SCT y CDA), (sección 3.9), correspondientes a sismos reales registrados en la zona de terreno blando del Distrito Federal.

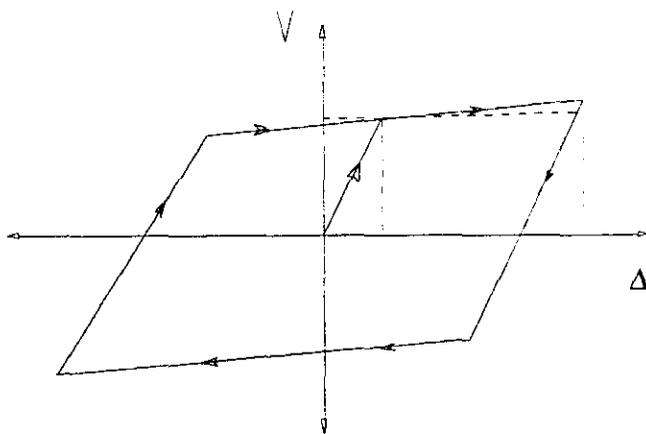


Fig. 3.7a Modelo de comportamiento bilineal

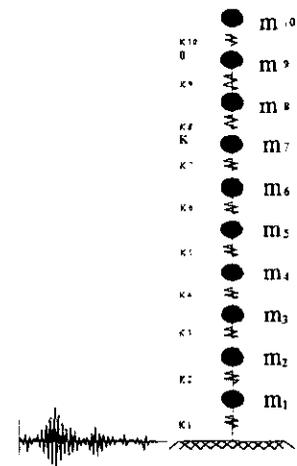


Fig. 3.7b Modelo dinámico de la estructura

La respuesta inelástica de las estructuras se obtuvo con el programa de computadora DRAIN-2D (33). Las columnas de los marcos fueron modelados con el "elemento viga-columna" (elemento 2 del programa) y las trabes con el "elemento viga" (elemento 5 del programa). Se considera que las articulaciones plásticas se ubican en los extremos de las columnas y trabes, siguiendo el criterio columna fuerte-trabe débil; se supone que éstas articulaciones plásticas poseen un modelo histerético bilineal sin degradación (fig.3.7a).

La matriz de amortiguamiento se toma como una combinación lineal de la matriz de rigidez elástica inicial $[K]$ y la matriz de masas $[M]$ (33)

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

donde α y β se calculan de la siguiente manera: $\alpha = \frac{4\pi(T_j\lambda_j - T_i\lambda_i)}{T_j^2 - T_i^2}$, $\beta = \frac{T_i T_j (T_j\lambda_i - T_i\lambda_j)}{T_j^2 - T_i^2}$; T_i

y T_j son los dos primeros periodos de la estructura en la dirección que se analiza y λ_i , λ_j son las fracciones de amortiguamiento crítico para cada uno de los modos de vibrar. Se considera un amortiguamiento viscoso de 5% del crítico para los dos primeros modos.

Con el análisis inelástico se obtienen los máximos desplazamiento de entrepiso, δ_{max} , que serán utilizados más adelante para calcular la ductilidad demandada.

Al aplicar los registros sísmicos o modelos matemáticos que permitan estimar la influencia de las condiciones locales deben tomarse en cuenta incertidumbres de distintos orígenes; algunos relacionados con las fuentes sísmicas, con la trayectoria de las ondas y con los patrones de amplificación asociada a las condiciones locales, y otras con las propiedades de los sistemas estructurales y sus modos potenciales de falla.

3.9 Incertidumbres en las excitaciones sísmicas

Los registros sísmicos se afectan grandemente por el mecanismo de la fuente, geología de la trayectoria, condiciones locales del sitio, entre otros, y como estos registros son limitados en número, se recurre a utilizar los acelerogramas simulados, a partir de registros reales, para el análisis dinámico en adición a los registros de sismos reales.

Se han propuesto varios modelos estocásticos para tomar en cuenta las incertidumbres mencionadas; suelen considerarse diversas alternativas, no equivalentes, para establecer un modelo estocástico del movimiento del terreno. Aquí se mencionan dos:

A) La excitación sísmica se hace corresponder a la combinación más desfavorable de magnitud (M) y distancia (R) que puedan afectar el sitio de interés. El movimiento del terreno se define como un proceso estocástico cuya intensidad, contenido de frecuencias y duración efectiva dependen de M y R .

B) La excitación sísmica se representa por medio de dos procesos estocásticos. El primero se refiere a la historia de las ocurrencias de temblores de distintas intensidades. El segundo corresponde al proceso estocástico que representa a cada evento sísmico, dada su intensidad.

Si se adopta la alternativa B) para definir los espectros de confiabilidad constante, en vez de probabilidades de excedencia de dichos valores por unidad de tiempo (año), y en vez de probabilidades de falla debemos hablar de tasas esperadas de falla, también por unidad de tiempo.

Con el objeto de estudiar como se modifica la confiabilidad de las estructuras con el sitio en que se encuentran desplantadas, se consideraron dos sitios distintos correspondientes a la zona de

suelo blando de acuerdo al RDF. Los sitios estudiados se encuentran en la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) y en la Central de Abastos (CDA).

Para tomar en cuenta la intensidad, se consideraron tres diferentes intensidades para cada sitio, cada uno de ellos asociado a un temblor registrado en cada uno de dichos sitios, (Tabla 3.4).

Tabla 3.4

SISMO	MAGNITUD	SITIO
19 - 09 - 85	8.1	SCT, CDA
25 - 04 - 89	6.9	SCT, CDA
24 - 10 - 93	6.6	SCT, CDA

En la primera parte de este trabajo, es decir, en la obtención del tamaño representativo de la muestra y en la relación coeficiente de diseño sísmico - índice de confiabilidad, de las secciones 5.1, 5.2 y 5.3 respectivamente en el *Capítulo V*, se utiliza una familia de trece sismos simulados a partir del registro real en la Secretaria de Comunicaciones y Transporte el 19 de septiembre de 1985, dirección Este-Oeste EW, que consta de trece sismos simulados. Los sismos se simularon utilizando el método desarrollado por Grigoriu (13). En la tabla 3.5 se presentan el número de puntos del acelerograma recortado y el factor de escala utilizado para que los registros tuvieran la misma intensidad.

Tabla 3.5

SISMOS - Ruiz S.E. (23)

$\Delta t = 0.04$

Archivo	AX15R.	AX20R.	AX21R.	AX25R.	AX30R.	AX36R.	AX39R.	AX115R.	AX120R.	AX121R.	AX130R.	AX136R.	AX139R.
puntos	1465	978	991	2493	1220	1447	1980	1092	2187	899	1157	1289	1051
Escala	1.0713	0.6922	0.6292	1.3572	1.03232	1.1087	1.247	0.9128	2.069	0.682	0.788	0.995	0.7626

Se define como intensidad a la ordenada máxima del espectro de respuesta, para un amortiguamiento de 5%, del registro simulado

En la segunda parte, es decir, en el estudio de la influencia de sitio en la relación coeficiente de diseño sísmico - índice de confiabilidad, se utilizan los sismos simulados que se presentan en la

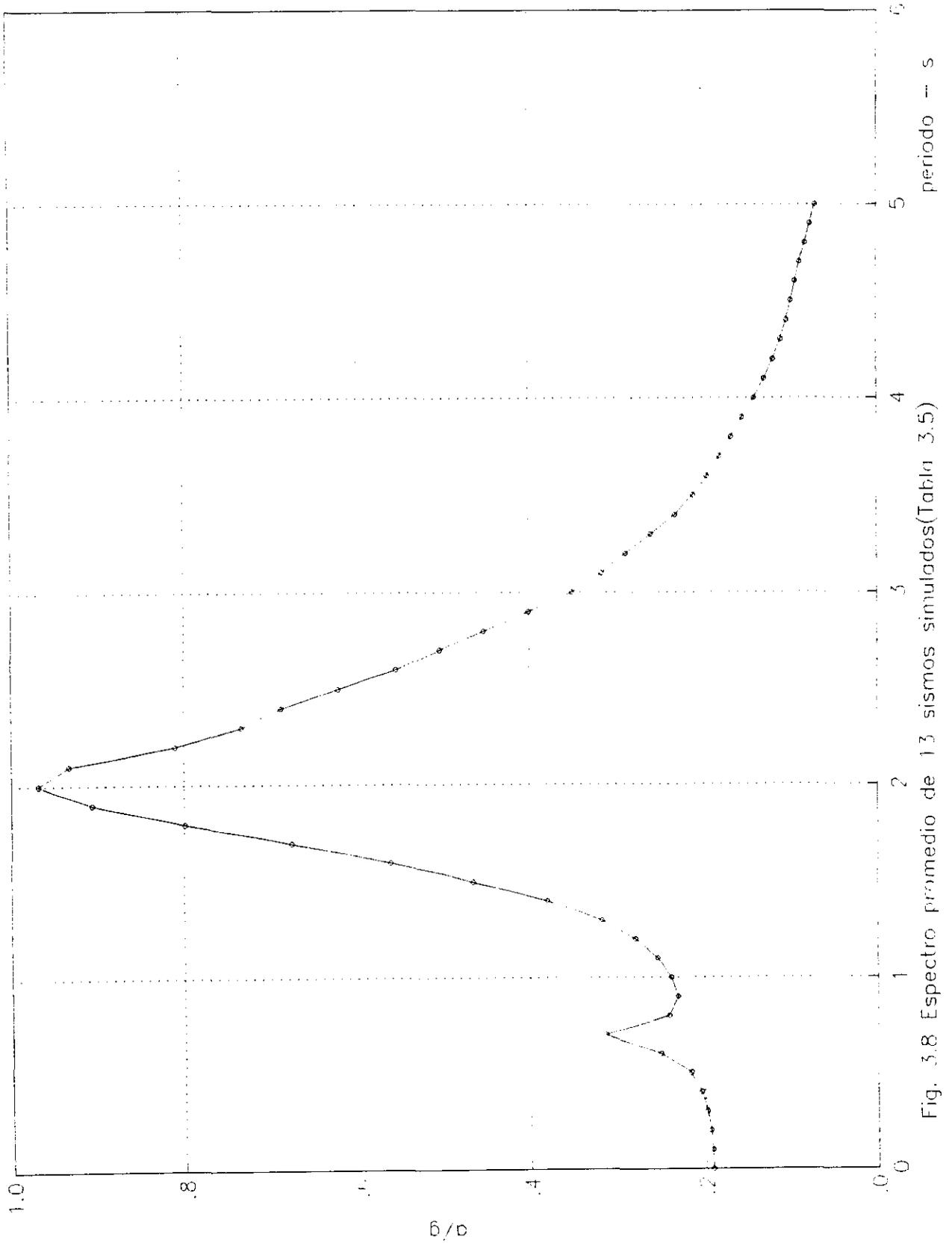


Fig. 3.8 Espectro promedio de 13 sismos simulados(Tabla 3.5)

Tabla 3.6 (obtenidos en la ref. 34); también en ésta se presentan el número de puntos considerados en los acelerogramas recortados y el factor de escala utilizado. La información completa de los mismos se encuentra en la ref. 34, las características del modelo se explican en la siguiente sección.

3.9.1 Modelo probabilista para el movimiento del terreno

Las características del movimiento del terreno puede representarse mediante procesos estocásticos no estacionarios, cuya intensidad y contenido de frecuencias varían durante cada evento. Se adopta un proceso aleatorio modulado en frecuencia y en amplitud que tiene la siguiente forma:

$$\xi(t) = I(t) \zeta(\phi(t))$$

donde:

$I(t)$: Función determinista que constituye la envolvente de la intensidad que controla la amplitud de $\xi(t)$; para determinarla se acepta la función propuesta por Yeh y Wen

(34):

$$I^2(t) = A \frac{t^B}{D + t^E} e^{-Ct}$$

cuyos parámetros por determinar son A, B, C, D y E, a través de la esperanza de la energía acumulada.

$\phi(t)$: Función de modulación de frecuencias que determina la tasa de cambios de las frecuencias dominantes de $\xi(t)$. Para caracterizar el cambio del contenido de frecuencias con el tiempo, se obtiene la forma en que varía la media del número de

veces que el acelerograma pasa por cero sobre la escala del tiempo; para ello se supone una función $\mu_0(t)$, continua, diferenciable y no decreciente en el tiempo. En este estudio las formas de las funciones de $\mu_0(t)$ y $\phi(t)$ están dadas por:

$$\mu_0(t) = r_1 t + r_2 t^2 + r_3 t^3$$

$$\phi(t) = \frac{\mu_0(t)}{\mu_0'(t_0)}$$

donde r_1 , r_2 , y r_3 , son los parámetros por determinar; t_0 corresponde al tiempo para el cual se calculan los parámetros del filtro, y la prima denota la derivada con respecto al tiempo.

$\zeta(\phi(t))$: Ruido blanco filtrado en ϕ , con densidad espectral bilateral $S(\omega)$, $-\infty < \omega < \infty$, y puede expresarse como sigue.

$$\zeta(\phi) = \sum_{j=1}^N \sigma_j (a_j \cos \omega_j \phi + b_j \sin \omega_j \phi)$$

donde a_j y b_j son variables aleatorias independientes, con media cero y desviación estándar unitaria; σ_j depende de la forma del filtro; es decir, de $S(\omega)$. El filtro usado es el propuesto por Clough y Penzien(34), cuya función de transferencia es:

$$S_{cp}(\omega) = S_0 \left[\frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \right] \left[\frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \right]$$

Esta función depende de los parámetros ω_g , ζ_g , ω_f , ζ_f y S_0 , obtenidos tomando la energía del acelerograma reducido en el dominio de la frecuencia. Aquí, S_0 es un factor de intensidad y los demás definen la forma del filtro.

Para obtener σ_j , se supone que $G(\omega)=2S(\omega)$, $\omega > 0$, es la densidad espectral unilateral que se desea obtener. Supóngase también que se divide el eje de las ω en N intervalos de ancho $\Delta\omega$, que cubren el intervalo de frecuencias que contribuyen significativamente a la energía del temblor; entonces

$$\sigma_j^2 = G(\omega_j)\Delta\omega$$

La obtención de los parámetros de filtro, los ajustes realizados, sus limitaciones y el procedimiento de simulación de los sismos utilizados en este estudio, se encuentran explicado en detalle en la ref.34.

Los sismos se recortaron para utilizar únicamente la parte más intensa. El criterio para recortarlos fue el de eliminar la parte correspondiente al 5% de la energía al comienzo y el 2% al final.

Se estudió el comportamiento de los sistemas estructurales tomando para los dos sitios tres diferentes intensidades sísmicas, cada una de ellas asociada a algún temblor registrado en dichos lugares. La intensidad de cada sismo se definió como el valor de su máxima aceleración espectral para amortiguamiento igual a 0.05 del crítico.,

Para los análisis se utilizan dos familias de 10 temblores simulados cada una, con características similares a los temblores registrados en la Secretaria de comunicaciones Transporte y del temblor registrado en la Central de Abastos (Tabla 3.6). Estos acelerogramas se utilizaron en el presente trabajo y se asignaron aleatoriamente a las familias de marcos simulados para cada grupos de los casos estudiados.

Tabla 3.6

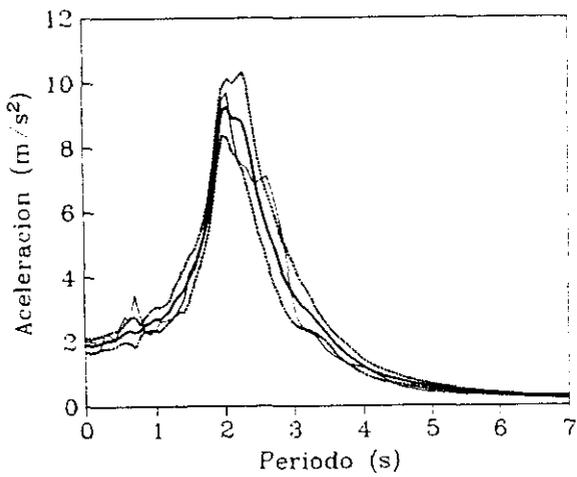
SISMOS SIMULADOS (Alamilla (34))

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES (SCT)

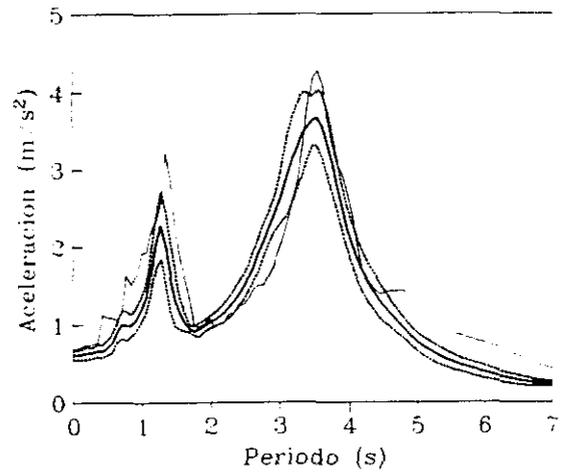
19 SEPT. 1985 Ms = 8.1 Δt = 0.04			24 OCT. 1993 Ms = 6.6 Δt = 0.02			25 ABRIL 1989 Ms = 6.9 Δt = 0.04		
ARCHIVO	PUNTOS	F. ESCALA	ARCHIVO	PUNTOS	F. ESCALA	ARCHIVO	PUNTOS	F. ESCALA
SCT19EW.R01	2001	0.8981	SCT24NS.R01	4215	1.0664	SCT25EW.R01	2609	1.0534
SCT19EW.R02	3392	1.049	SCT24NS.R02	4269	1.1322	SCT25EW.R02	2734	1.2132
SCT19EW.R03	3383	1.0925	SCT24NS.R03	4372	0.9507	SCT25EW.R03	2127	0.9024
SCT19EW.R04	3516	0.8796	SCT24NS.R04	3871	1.0903	SCT25EW.R04	2858	1.1462
SCT19EW.R05	2674	1.1189	SCT24NS.R05	3538	1.1446	SCT25EW.R05	2562	1.0562
SCT19EW.R06	2514	0.9507	SCT24NS.R06	4439	0.9083	SCT25EW.R06	2523	1.0330
SCT19EW.R07	3205	1.1164	SCT24NS.R07	4089	1.0810	SCT25EW.R07	2378	1.0043
SCT19EW.R08	3039	1.0615	SCT24NS.R08	3907	1.0553	SCT25EW.R08	2519	1.2667
SCT19EW.R09	3423	1.1043	SCT24NS.R09	4145	1.1023	SCT25EW.R09	2511	1.2138
SCT19EW.R10	3634	1.0923	SCT24NS.R10	3882	1.0954	SCT25EW.R10	2580	1.1531

CENTRAL DE ABASTOS (CDA)

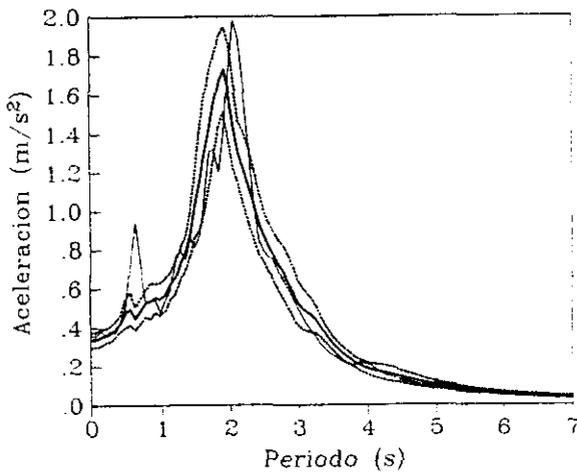
19 SEPT. 1985 Ms = 8.1 Δt = 0.04			24 OCT. 1993 Ms = 6.6 Δt = 0.02			25 ABRIL 1989 Ms = 6.9 Δt = 0.04		
ARCHIVO	PUNTOS	F. ESCALA	ARCHIVO	PUNTOS	F. ESCALA	ARCHIVO	PUNTOS	F. ESCALA
CDA19EW.R01	2816	0.9991	CDA24NS.R01	5554	1.2547	CDA25EW.R01	5383	0.9776
CDA19EW.R02	3301	1.1880	CDA24NS.R02	5696	0.9025	CDA25EW.R02	5316	1.1347
CDA19EW.R03	2889	1.0466	CDA24NS.R03	5563	1.0922	CDA25EW.R03	5146	0.9478
CDA19EW.R04	3056	1.2467	CDA24NS.R04	5548	1.0720	CDA25EW.R04	3841	0.8103
CDA19EW.R05	2817	1.0591	CDA24NS.R05	5390	1.1679	CDA25EW.R05	4514	1.0858
CDA19EW.R06	3104	1.3333	CDA24NS.R06	5426	0.9254	CDA25EW.R06	4281	0.8575
CDA19EW.R07	2997	1.1154	CDA24NS.R07	5441	0.8751	CDA25EW.R07	5109	0.7281
CDA19EW.R08	3278	1.2014	CDA24NS.R08	5226	1.1193	CDA25EW.R08	5166	0.9298
CDA19EW.R09	2561	1.0156	CDA24NS.R09	5343	0.9376	CDA25EW.R09	5060	0.8955
CDA19EW.R10	2699	1.1334	CDA24NS.R10	5352	1.0290	CDA25EW.R10	3988	1.0344



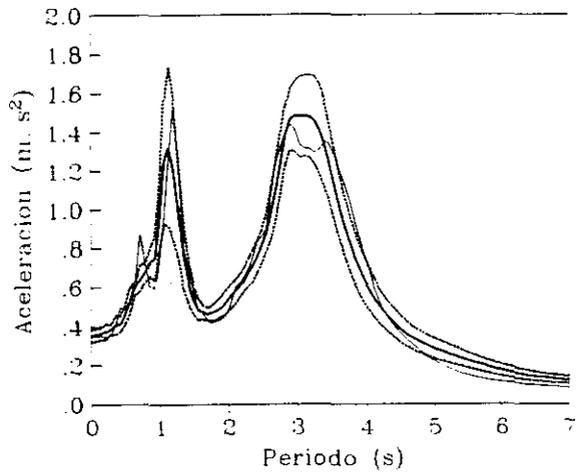
19 septiembre 1985; Ms= 8.1; EW



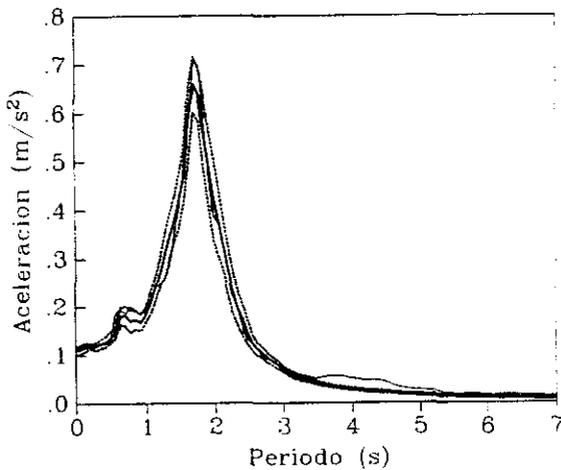
19 septiembre 1985; Ms= 8.1; NS



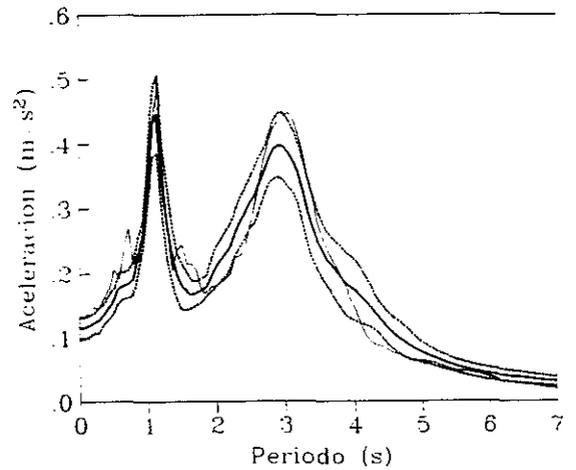
25 abril 1989; Ms= 6.9; EW



25 abril 1989; Ms= 6.9; EW



24 octubre 1993; Ms= 6.6; NS



24 octubre 1993; Ms= 6.6; NS

(a) SCT

(b) CDA

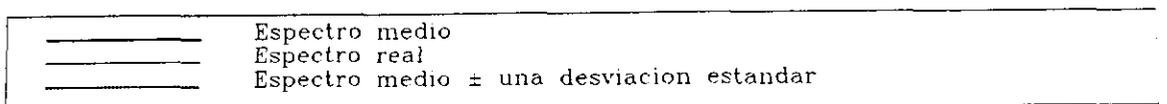


Figura 3.9.- Espectros elasticos, ($\zeta = 5\%$), de acelerogramas simulados en suelo blando.

3.10 Índice de confiabilidad

En esta parte del trabajo se explicará como se obtiene a partir de los resultados precedentes el índice de confiabilidad β para toda la estructura, definido como:

$$\beta = \frac{\bar{Q}}{\sigma_Q}$$

en donde \bar{Q} y σ_Q son respectivamente la media y la desviación estándar de Q ; ésta variable se toma como $Q = |Q_i|_{\text{mínimo}}$; Q_i se calcula para cada entrepiso de la estructura con:

$$Q_i = \ln \frac{\mu_{d_i}}{\mu_{de_i}}$$

donde μ_{d_i} y μ_{de_i} son ductilidades disponibles y demandadas respectivamente, del entrepiso i . La primera se obtuvo en la sección 3.5, mientras que la segunda se explica en el siguiente párrafo. El número de valores de Q obtenidos para cada historia simulada es igual al número de niveles de la estructura. De todos estos valores se escoge el mínimo; por lo tanto se obtiene una Q mínima para cada estructura simulada. De esta manera se tiene una población o muestra de valores de Q mínima, con los cuales se calcula la \bar{Q} y σ_Q .

El valor de la demanda de ductilidad de entrepiso se calculará con:

$$\mu_{de_i} = \frac{d_{\text{max}_i}}{d_{y_i}}$$

Para encontrar la demanda de ductilidad, μ_{de} , se requiere conocer la deformación máxima de entrepiso, $d_{max,i}$, y la deformación de fluencia de entrepiso, d_{yi} , en donde i representa el entrepiso en cuestión. La primera se obtuvo del análisis de repuesta inelástica en la *sección 3.7*; la segunda se explica a continuación.

3.11 Determinación de la deformación de fluencia de entrepiso

Para calcular la deformación de fluencia de entrepiso, una vez simuladas las variables de tipo geométrico y de resistencia de la estructura se supone de partida un modo de falla para la misma, a partir del cual se obtiene d_{yi} . En esta tesis se supone el modo de falla mostrado en la *fig. 3.10*.

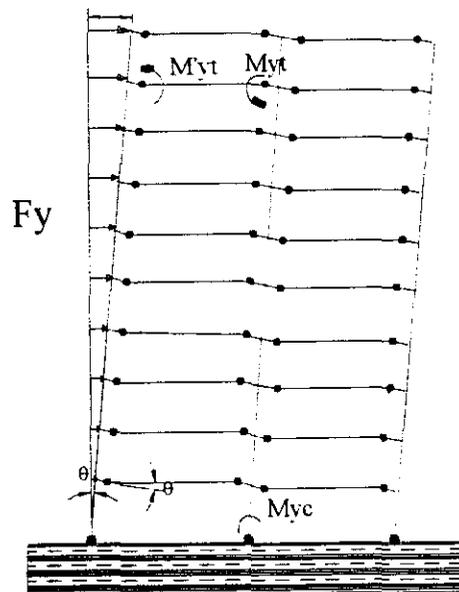


Fig.3.10 Mecanismo de falla propuesto (edificio de 10 niveles)

La *fig.3.10* muestra el mecanismo resultante de traslación lateral de la viga. Sólo se ilustran las deformaciones plásticas.

Por otra parte, el análisis estático indica la conveniencia de tener columnas fuertes, para evitar la posible formación de articulaciones plásticas en las columnas (debido a que la energía se disipa con mayor eficiencia en las articulaciones plásticas de las vigas).

Para asegurar que ocurra el mecanismo de traslación lateral de la viga, se deben hacer las columnas suficientemente resistentes para evitar la formación de articulaciones plásticas en estas. Las bases de las columnas en este mecanismo tendrían que estar detalladas cuidadosamente, con estribos, para desarrollar la rotación plástica requerida.

El criterio de falla de la estructura es independiente del orden en el cual se van formando las articulaciones plásticas en los elementos.

El modo de falla de partida será el real si la estructura cumple con lo dicho en los párrafos anteriores; sin embargo, debido a las incertidumbres en las propiedades estructurales éste mecanismo puede cambiar y mostrar la aparición de las articulaciones plásticas en algunas columnas. Con el objeto de tomar en cuenta lo anterior se sigue el procedimiento que se describe a continuación.

A partir del modo de falla inicial supuesto en la fig. 3.10, se realiza el siguiente procedimiento para obtener la la deformación de fluencia de entrepiso:

- Para cada nudo en la estructura se supone que las articulaciones plásticas se forman en las trabes; se obtienen sus momentos de fluencia M_{y_1} y M_{y_2} , (ver fig. 3.11), a partir de los valores de resistencia y geometría simuladas.

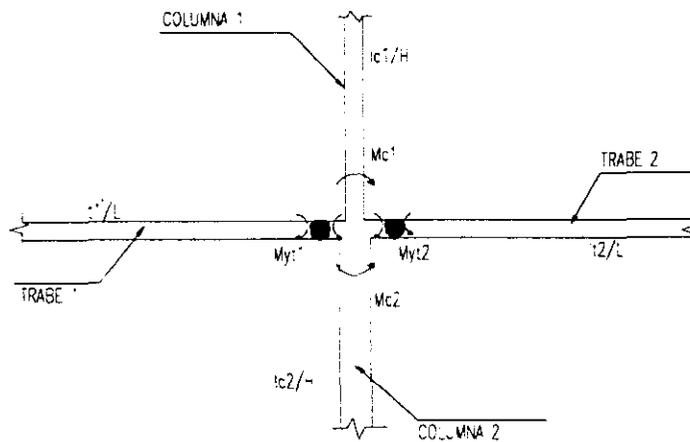


Fig. 3.11 Nudo tipo de la estructura

- El momento total M_T es igual a la suma de los momentos de fluencia en las traves, es decir.

$$M_T = M_{y1} + M_{y2}$$

Este momento total se repartirá a las columnas en proporción a sus rigideces; es decir, que la columna 1(superior en la fig. 3.11) recibe:

$$M_{c1} = M_T \left[\frac{\frac{I_{c1}}{H}}{\frac{I_{c1}}{H} + \frac{I_{c2}}{H}} \right]$$

y para la columna 2(inferior, fig. 3.11)

$$M_{c2} = M_T \left[\frac{\frac{I_{c2}}{H}}{\frac{I_{c1}}{H} + \frac{I_{c2}}{H}} \right]$$

Estos momentos se comparan con los momentos resistentes de las columnas. En cada columna, inferior y superior, se comparan los momentos calculados con las anteriores ecuaciones con los momentos resistentes de cada columna respectivamente. Si los primeros son menores que los

momentos resistentes, las articulaciones se presentarán en las traveses, por lo que la suposición de la ubicación de las articulaciones en las traveses es correcta. Entonces, los momentos en las columnas son M_{c1} y M_{c2} . Si ocurre lo contrario, es decir, que alguno o ambos momentos calculados sean mayores que los resistentes en las columnas, las articulaciones plásticas se formarán en las columnas. Si solo en una de la columnas se excede el momento de fluencia, en este se formará la articulación plástica y el momento en la otra columna será en proporción a su rigidez. Si los momentos en ambas columnas son mayores que los de fluencia, entonces de estos se tomará el de menor valor y en esa columna se considera la formación de la articulación plástica. El momento en la otra columna será en proporción a su rigidez.

- Una vez obtenidos los momentos en las columnas se calcula el cortante en la columna como,
(Ver fig. 3.12)

$$V_1 = \frac{M_{c1} + M_{c2}}{H}$$

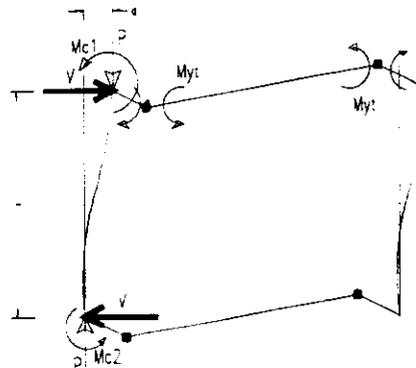


Fig 3.12 Cortantes en cada columna

Para obtener el cortante, V_1 , del entrepiso i , se suman los cortantes de las columnas de dicho entrepiso, es decir:

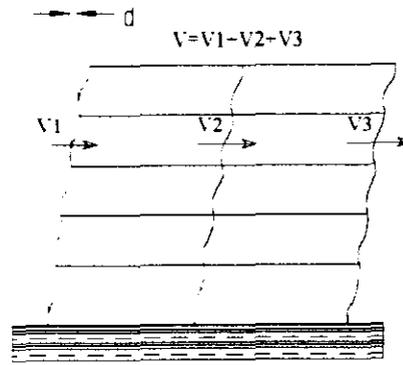


Fig 3.13 Estructura deformada

$$V_i = \frac{1}{H} \sum_{l=1}^{ncol} (M_{c1} + M_{c2})_i$$

Entonces, la deformación de fluencia de entrepiso se calcula como

$$\delta_{y_i} = \frac{V_i}{K_i}$$

en donde K_i es la rigidez elástica del entrepiso i , calculada con algún procedimiento como el resultante de un sistema de fuerzas laterales aplicadas en la estructura.

3.12 Algoritmo utilizado

En la obtención del índice de confiabilidad β se aplicó el siguiente procedimiento:

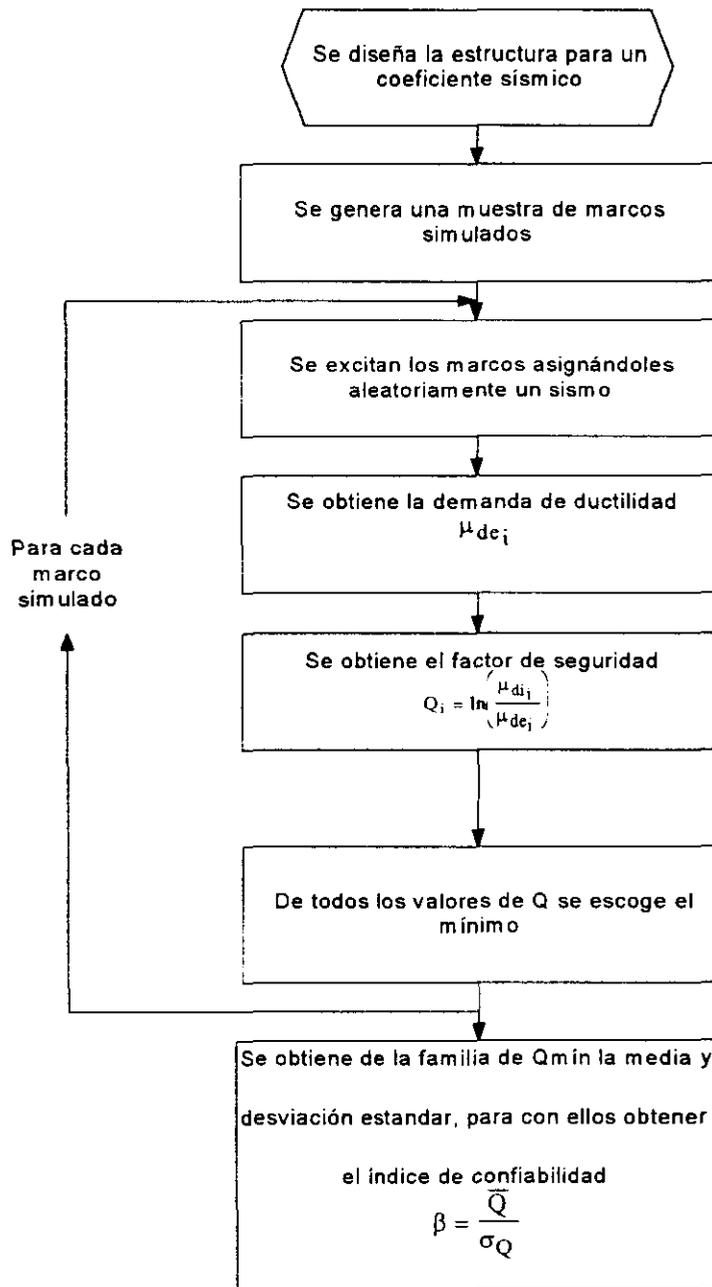


Fig 3.14 Algoritmo general

Para poder llevar a cabo el algoritmo anterior se desarrollaron y adaptaron cuatro programas de computadora en lenguaje FORTRAN. El primero analiza la estructura para un coeficiente sísmico propuesto; el segundo diseña (de acuerdo al reglamento de contrucciones del DF) la estructura a partir de los resultados del análisis, el tercero a partir de la estructura diseñada procede a simular las propiedades consideradas como aleatorias en el *Capítulo III* y con estos valores encuentra realizando un análisis paso a paso la deformación máxima de entrepiso y considerando un mecanismo de falla obtiene la deformación de fluencia de entrepiso; por ultimo el cuarto programa, con los resultados precedentes calcula los índices de confiabilidad, β , para cada coeficiente sísmico. La descripción general, el manejo y sus limitaciones, se encuentran en el *Apéndice B*.

IV SISTEMAS ESTRUCTURALES

4.1 Estructuras estudiadas

Con el propósito de contemplar un número significativo de casos que permitan determinar la relación coeficiente sísmico (c) - índice de confiabilidad (β), se consideraron cuatro edificios de planta cuadrada de 5, 10, 15, y 20 niveles (denominados: **E5**, **E10**, **E15** y **E20**) que constan de dos, dos, tres y cuatro crujiás respectivamente, dichos edificios se representan en las figs. 4.2a,b,c - 4.5a,b,c.

Para cada uno de los edificios se analizaron dos casos con diferentes relaciones de rigidez trabe a columna (denominadas: "**CASO 0**" y "**CASO 1**").

- **CASO 0:** Las escuadrías de traveses y columnas, son resultado de un diseño de acuerdo al RCDF-1993.
- **CASO 1:** Con referencia a las escuadrías del "caso 0", se disminuye la altura y base de las columnas y se incrementa el peralte de las traveses, manteniendo su base constante, en todos los marcos, para conseguir otra relación de rigideces trabe a columna, siempre cuidando que se cumplan los requisitos del RCDF y respetando que los desplazamientos de entrepiso sean menores a 0.012. En su definición se busca que tenga aproximadamente el mismo periodo fundamental que su contraparte del caso 0.

Los periodos de las estructuras se obtienen de emplear un coeficiente de diseño sísmico igual a 0.4 (sin reducir por comportamiento no lineal) y un factor de comportamiento sísmico de 4, y se busca cumplir que la deformación de entrepiso sea menor o igual a 0.012.

Estas escuadrias con valores nominales, para los dos casos, se muestran en las figs. 4.5a,b - 4.5a,b.

Los valores calculados de los periodos fundamentales resultantes así como de las propiedades nominales geométricas están dados en las Tablas 4.3c - 4.5c. Se consideran los coeficientes sísmicos de diseño mostrados en la Tabla 4.1, para un factor de comportamiento sísmico igual a 4 en las cuatro estructuras y los dos casos.

Tabla 4.1

EDIFICIO	COEFICIENTES SISMICOS											
	CASO 0						CASO 1					
	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C ₆	c1	c2	c3	c4	c5	c6
E5	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5		0.1	0.2	0.3	0.4		
E10	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	
E15	0.1	0.2	0.3	0.4			0.1	0.2	0.3	0.4		
E20	0.1	0.2	0.3	0.4			0.1	0.2	0.3	0.4		

Donde: C₁, C₂, C₃, C₄, C₅ y C₆ son los coeficientes sísmicos sin reducir.

En la tabla 4.2, se transcriben los factores reductivos de resistencia; FR, que se encuentran en el RDF, aplicados a traves y columnas.

Tabla 4.2

Factores reductivos					
Miembros	Columnas			Trabes	
	Tensión	Compresión	Cortante	Flexión	Cortante
FR	0.6	0.6	0.5	0.9	0.6

A continuación se presentan las dimensiones nominales y las áreas de acero nominales de los dos casos de edificios (CASO 0 y CASO 1) que se estudiarán en este trabajo. En las cuantías de acero de las columnas, se presentan solo los armados de la mitad de la estructura siguiendo la nomenclatura de la fig. 4.1; para la otra mitad el acero es el mismo por la simetría existente.

El marco con el que se trabaja es un marco interior, por ser el más crítico, que se muestra en planta como marco "B" en cada edificio, (figs. 4.2b - 4.5b).

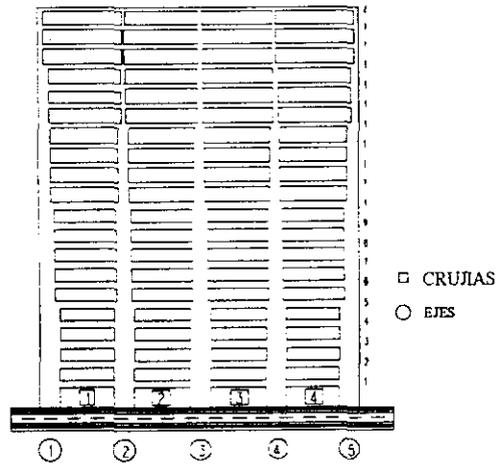


Fig. 4.1 Nomenclatura en edificios (edificio de 20 niveles)

Las dimensiones presentadas en los siguientes cuatro edificios (claros, alturas y escuadrías), son valores nominales.

EDIFICIO E5

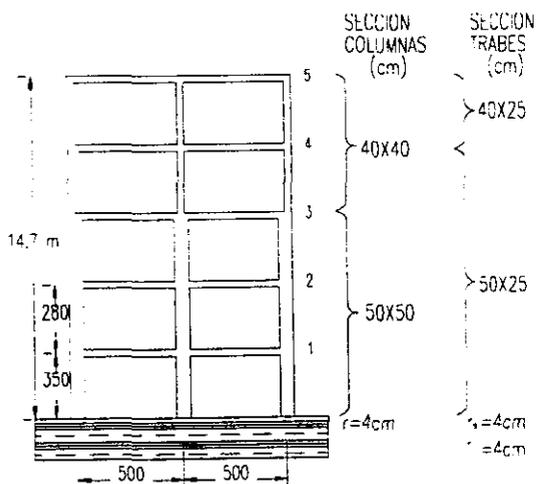


FIG. 4.2a Elevación Caso 0

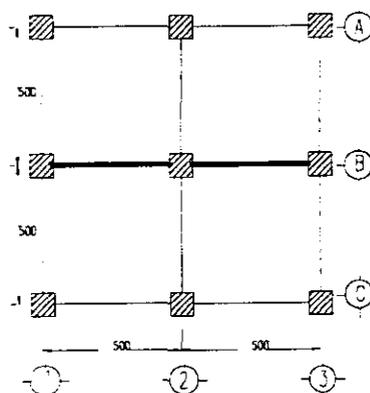


FIG. 4.2b Planta

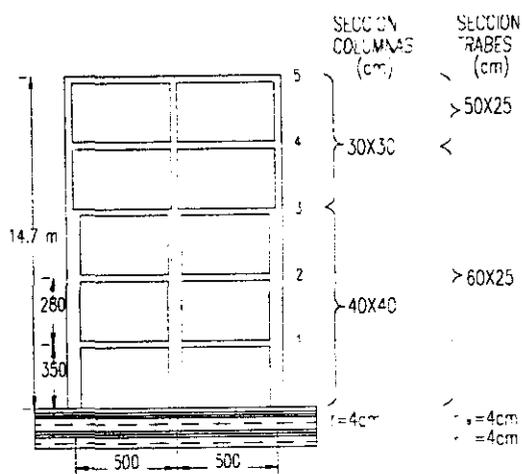


FIG. 4.2c Elevación Caso 1

Tabla 4.3 Características del edificio de 5 niveles

Caso	K_t/K_c	Periodo (seg.)	Esbeltez
0	0.233	0.605	1.47
1	1.050	0.613	1.47

**EDIFICIO DE CINCO NIVELES (E5)
(CASO 0)**

COLUMNAS C=0.4

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	25.00	2.84	8.33
1	2	25.00	2.84	8.33
2	1	25.00	2.84	8.33
2	2	25.00	2.84	8.33
3	1	25.00	2.84	8.33
3	2	25.00	2.84	8.33
4	1	16.00	1.42	5.65
4	2	16.00	1.42	5.65
5	1	16.00	1.42	5.65
5	2	16.00	1.42	5.65

TRABES C=0.4

Nivel #	Eje #	As.inferior cm ²	As. Superior cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	3.90	8.01	0.98	10.16
1	2	3.71	7.63	0.98	10.16
2	1	4.03	8.28	0.98	10.16
2	2	3.60	7.41	0.98	10.16
3	1	3.64	7.49	0.98	10.16
3	2	3.29	6.50	0.98	10.16
4	1	3.03	6.11	0.98	10.16
4	2	3.03	5.06	0.98	10.16
5	1	2.53	4.71	0.98	9.00
5	2	2.53	4.65	0.98	9.00

COLUMNAS C=0.3

Nivel #	Eje #	As. longitudinal cm ²	As. transversal cm ²	Separación cm
1	1	25.00	2.84	8.33
1	2	25.00	2.84	8.33
2	1	25.00	2.84	8.33
2	2	25.00	2.84	8.33
3	1	25.00	2.84	8.33
3	2	25.00	2.84	8.33
4	1	16.00	1.42	5.65
4	2	16.00	1.42	5.65
5	1	16.00	1.42	5.65
5	2	16.00	1.42	5.65

TRABES C=0.3

Nivel #	Eje #	As.inferior cm ²	As. Superior cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	3.29	6.54	0.98	10.16
1	2	3.03	6.24	0.98	10.16
2	1	3.32	6.83	0.98	10.16
2	2	3.03	6.01	0.98	10.16
3	1	3.03	6.24	0.98	10.16
3	2	3.03	5.31	0.98	10.16
4	1	3.03	5.23	0.98	10.16
4	2	3.03	4.26	0.98	10.16
5	1	2.53	4.25	0.98	9.00
5	2	2.53	4.22	0.98	9.00

EDIFICIO DE CINCO NIVELES (E5)
(CASO 0)

COLUMNAS C=0.2

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	25.00	2.84	8.33
1	2	25.00	2.84	8.33
2	1	25.00	2.84	8.33
2	2	25.00	2.84	8.33
3	1	25.00	2.84	8.33
3	2	25.00	2.84	8.33
4	1	16.00	1.42	5.65
4	2	16.00	1.42	5.65
5	1	16.00	1.42	5.65
5	2	16.00	1.42	5.65

TRABES C=0.2

Nivel #	Eje #	As.inferior cm ²	As. Superior cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	3.03	4.86	0.98	10.16
1	2	3.03	5.08	0.98	10.16
2	1	3.03	4.62	0.98	10.16
2	2	3.03	5.39	0.98	10.16
3	1	3.03	4.14	0.98	10.16
3	2	3.03	5.00	0.98	10.16
4	1	3.03	3.46	0.98	10.16
4	2	3.03	4.36	0.98	10.16
5	1	2.53	4.12	0.98	9.00
5	2	2.53	4.05	0.98	9.00

COLUMNAS C=0.1

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	25.00	2.84	8.33
1	2	25.00	2.84	8.33
2	1	25.00	2.84	8.33
2	2	25.00	2.84	8.33
3	1	25.00	2.84	8.33
3	2	25.00	2.84	8.33
4	1	16.00	1.42	5.65
4	2	16.00	1.42	5.65
5	1	16.00	1.42	5.65
5	2	16.00	1.42	5.65

TRABES C=0.1

Nivel #	Eje #	As.inferior cm ²	As. Superior cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	3.03	3.49	0.98	10.16
1	2	3.03	3.64	0.98	10.16
2	1	3.03	3.29	0.98	10.16
2	2	3.03	3.96	0.98	10.16
3	1	3.03	3.03	0.98	10.16
3	2	3.03	3.77	0.98	10.16
4	1	3.03	3.03	0.98	10.16
4	2	3.03	3.68	0.98	10.16
5	1	2.53	4.12	0.98	9.00
5	2	2.53	4.05	0.98	9.00

EDIFICIO DE CINCO NIVELES (E5)
(CASO 1)

COLUMNAS C=0.4

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	16.00	1.42	5.65
1	2	25.98	1.42	5.65
2	1	16.00	1.42	5.65
2	2	16.00	1.42	5.65
3	1	16.00	1.42	5.65
3	2	16.00	1.42	5.65
4	1	9.00	1.42	7.50
4	2	12.15	1.42	7.50
5	1	11.05	1.42	7.50
5	2	9.00	1.42	7.50

TRABES C=0.4

Nivel #	Eje #	As.inferior cm ²	As. Superior cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	3.95	7.42	0.98	10.16
1	2	3.69	6.63	0.98	10.16
2	1	3.69	7.17	0.98	10.16
2	2	3.69	5.70	0.98	10.16
3	1	3.69	6.27	0.98	10.16
3	2	3.69	4.68	0.98	10.16
4	1	3.69	4.82	0.98	10.16
4	2	3.69	3.69	0.98	10.16
5	1	3.03	3.03	0.98	10.16
5	2	3.03	3.03	0.98	10.16

COLUMNAS C=0.3

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	16.00	1.42	5.65
1	2	16.00	1.42	5.65
2	1	16.00	1.42	5.65
2	2	16.00	1.42	5.65
3	1	16.00	1.42	5.65
3	2	16.00	1.42	5.65
4	1	9.00	1.42	7.50
4	2	9.00	1.42	7.50
5	1	9.26	1.42	7.50
5	2	9.00	1.42	7.50

TRABES C=0.3

Nivel #	Eje #	As.inferior cm ²	As. Superior cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	3.69	5.96	0.98	10.16
1	2	3.69	5.40	0.98	10.16
2	1	3.69	5.94	0.98	10.16
2	2	3.69	4.58	0.98	10.16
3	1	3.69	5.25	0.98	10.16
3	2	3.69	3.95	0.98	10.16
4	1	3.69	4.08	0.98	10.16
4	2	3.69	3.69	0.98	10.16
5	1	3.03	3.03	0.98	10.16
5	2	3.03	3.03	0.98	10.16

EDIFICIO DE CINCO NIVELES (E5)
(CASO 1)

COLUMNAS C=0.2

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	16.00	1.42	5.65
1	2	16.00	1.42	5.65
2	1	16.00	1.42	5.65
2	2	16.00	1.42	5.65
3	1	16.00	1.42	5.65
3	2	16.00	1.42	5.65
4	1	9.00	1.42	7.50
4	2	9.00	1.42	7.50
5	1	9.00	1.42	7.50
5	2	9.00	1.42	7.50

TRABES C=0.2

Nivel #	Eje #	As.inferior cm ²	As. Superior cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	3.69	4.52	0.98	10.16
1	2	3.69	4.18	0.98	10.16
2	1	3.69	4.72	0.98	10.16
2	2	3.69	3.69	0.98	10.16
3	1	3.69	4.23	0.98	10.16
3	2	3.69	3.69	0.98	10.16
4	1	3.69	3.69	0.98	10.16
4	2	3.69	3.69	0.98	10.16
5	1	3.03	3.03	0.98	10.16
5	2	3.03	3.03	0.98	10.16

COLUMNAS C=0.1

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	16.00	1.42	5.65
1	2	16.00	1.42	5.65
2	1	16.00	1.42	5.65
2	2	16.00	1.42	5.65
3	1	16.00	1.42	5.65
3	2	16.00	1.42	5.65
4	1	9.00	1.42	7.50
4	2	9.00	1.42	7.50
5	1	9.00	1.42	7.50
5	2	9.00	1.42	7.50

TRABES C=0.1

Nivel #	Eje #	As.inferior cm ²	As. Superior cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	3.69	3.69	0.98	10.16
1	2	3.69	3.69	0.98	10.16
2	1	3.69	3.69	0.98	10.16
2	2	3.69	3.69	0.98	10.16
3	1	3.69	3.69	0.98	10.16
3	2	3.69	3.69	0.98	10.16
4	1	3.69	3.69	0.98	10.16
4	2	3.69	3.69	0.98	10.16
5	1	3.03	3.03	0.98	10.16
5	2	3.03	3.03	0.98	10.16

EDIFICIO E10

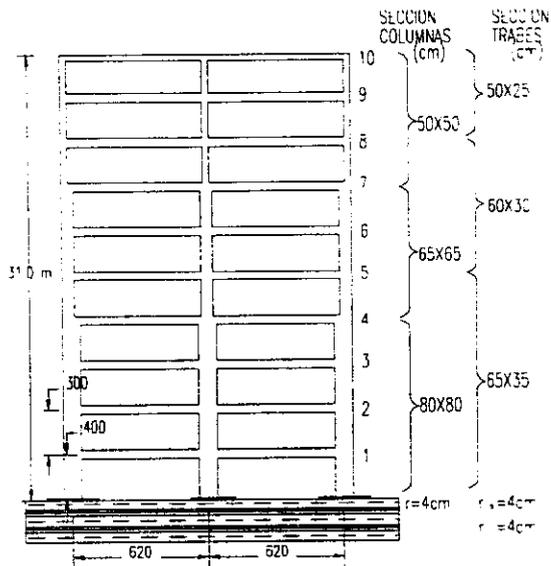


FIG. 4.3a Elevación Caso 0

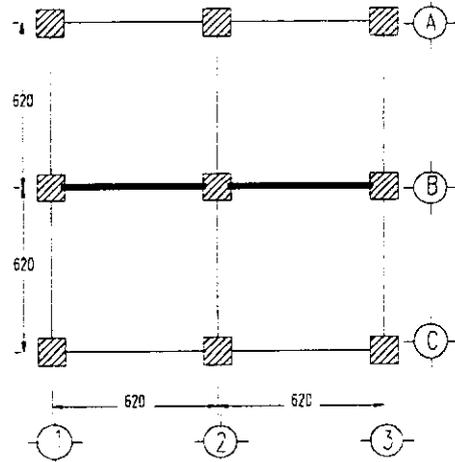


FIG. 4.3b Planta

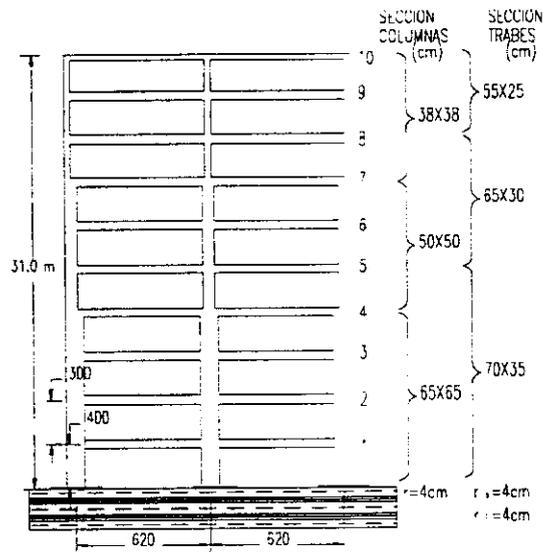


FIG. 4.3c Elevación Caso 1

Tabla 4.4 Características del edificio de 10 niveles

Caso	K_t/K_c	Periodo (seg.)	Esbeltez
0	0.083	0.960	2.50
1	0.326	1.014	2.50

EDIFICIO DE DIEZ NIVELES (E10)

(CASO 0)

COLUMNAS C=0.4

Nivel	Eje	As.longitudinal	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm
1	1	64.00	2.84	5.27
1	2	64.00	2.84	5.27
2	1	64.00	2.84	5.27
2	2	64.00	2.84	5.27
3	1	64.00	2.84	5.27
3	2	64.00	2.84	5.27
4	1	64.00	2.84	5.27
4	2	64.00	2.84	5.27
5	1	42.25	2.84	6.57
5	2	42.25	2.84	6.57
6	1	42.25	2.84	6.57
6	2	42.25	2.84	6.57
7	1	42.25	2.84	6.57
7	2	25.00	2.84	8.33
8	1	25.00	2.84	8.33
8	2	25.00	2.84	8.33
9	1	25.00	2.84	8.33
9	2	25.00	2.84	8.33
10	1	25.00	2.84	8.33
10	2	25.00	2.84	8.33

TRABES C=0.4

Nivel	Eje	As.inferior	As. Superior	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	8.89	15.97	0.98	10.16
1	2	9.30	14.98	0.98	10.16
2	1	10.59	18.52	0.98	10.16
2	2	11.86	16.80	0.98	12.72
3	1	10.68	19.14	0.98	10.16
3	2	12.45	16.86	0.98	12.72
4	1	10.18	19.07	0.98	10.16
4	2	12.34	16.29	0.98	12.72
5	1	8.98	18.35	0.98	10.16
5	2	11.14	15.16	0.98	10.16
6	1	8.28	16.94	0.98	10.16
6	2	9.26	13.80	0.98	10.16
7	1	7.76	15.86	0.98	10.16
7	2	8.17	12.45	0.98	10.16
8	1	6.65	13.59	0.98	10.16
8	2	5.53	10.43	0.98	10.16
9	1	5.34	10.97	0.98	10.16
9	2	4.27	8.78	0.98	10.16
10	1	4.13	8.48	0.98	10.16
10	2	3.39	6.98	0.98	10.16

COLUMNAS C=0.3

Nivel	Eje	As.longitudinal	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm
1	1	64.00	2.84	5.27
1	2	64.00	2.84	5.27
2	1	64.00	2.84	5.27
2	2	64.00	2.84	5.27
3	1	64.00	2.84	5.27
3	2	64.00	2.84	5.27
4	1	64.00	2.84	5.27
4	2	42.25	2.84	6.57
5	1	42.25	2.84	6.57
5	2	42.25	2.84	6.57
6	1	42.25	2.84	6.57
6	2	42.25	2.84	6.57
7	1	42.25	2.84	6.57
7	2	42.25	2.84	6.57
8	1	25.00	2.84	8.33
8	2	25.00	2.84	8.33
9	1	25.00	2.84	8.33
9	2	25.00	2.84	8.33
10	1	25.00	2.84	8.33
10	2	25.00	2.84	8.33

TRABES C=0.3

Nivel	Eje	As.inferior	As. Superior	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	6.27	12.80	0.98	10.16
1	2	6.23	11.89	0.98	10.16
2	1	7.26	14.82	0.98	10.16
2	2	8.24	13.17	0.98	10.16
3	1	7.52	15.34	0.98	10.16
3	2	8.75	13.14	0.98	10.16
4	1	7.51	15.33	0.98	10.16
4	2	8.72	12.66	0.98	10.16
5	1	7.27	14.82	0.98	10.16
5	2	7.81	11.82	0.98	10.16
6	1	6.79	13.88	0.98	10.16
6	2	6.33	10.86	0.98	10.16
7	1	6.41	13.09	0.98	10.16
7	2	5.55	9.81	0.98	10.16
8	1	5.56	11.37	0.98	10.16
8	2	4.43	8.37	0.98	10.16
9	1	4.68	9.62	0.98	10.16
9	2	3.63	7.46	0.98	10.16
10	1	3.71	7.62	0.98	10.16
10	2	3.03	6.17	0.98	10.16

**EDIFICIO DE DIEZ NIVELES (E10)
(CASO 0)**

COLUMNAS C=0.2

Nivel	Eje	As.longitudinal	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm
1	1	64.00	2.84	5.27
1	2	64.00	2.84	5.27
2	1	64.00	2.84	5.27
2	2	64.00	2.84	5.27
3	1	64.00	2.84	5.27
3	2	64.00	2.84	5.27
4	1	64.00	2.84	5.27
4	2	64.00	2.84	5.27
5	1	42.25	2.84	6.57
5	2	42.25	2.84	6.57
6	1	42.25	2.84	6.57
6	2	42.25	2.84	6.57
7	1	42.25	2.84	6.57
7	2	42.25	2.84	6.57
8	1	25.00	2.84	8.33
8	2	25.00	2.84	8.33
9	1	25.00	2.84	8.33
9	2	25.00	2.84	8.33
10	1	25.00	2.84	8.33
10	2	25.00	2.84	8.33

TRABES C=0.2

Nivel	Eje	As.interior	As. Superior	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	4.82	9.61	0.98	10.16
1	2	4.82	8.78	0.98	10.16
2	1	5.44	11.08	0.98	10.16
2	2	4.82	9.52	0.98	10.16
3	1	5.65	11.52	0.98	10.16
3	2	5.14	9.42	0.98	10.16
4	1	5.68	11.58	0.98	10.16
4	2	5.14	9.02	0.98	10.16
5	1	5.55	11.32	0.98	10.16
5	2	4.82	8.47	0.98	10.16
6	1	5.31	10.84	0.98	10.16
6	2	4.43	7.91	0.98	10.16
7	1	5.06	10.35	0.98	10.16
7	2	4.43	7.17	0.98	10.16
8	1	4.74	9.15	0.98	10.16
8	2	4.43	6.32	0.98	10.16
9	1	4.02	8.27	0.98	10.16
9	2	3.03	6.14	0.98	10.16
10	1	3.45	7.10	0.98	10.16
10	2	3.03	5.37	0.98	10.16

COLUMNAS C=0.1

Nivel	Eje	As.longitudinal	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm
1	1	64.00	2.84	5.27
1	2	64.00	2.84	5.27
2	1	64.00	2.84	5.27
2	2	64.00	2.84	5.27
3	1	64.00	2.84	5.27
3	2	64.00	2.84	5.27
4	1	64.00	2.84	5.27
4	2	64.00	2.84	5.27
5	1	42.25	2.84	6.57
5	2	42.25	2.84	6.57
6	1	42.25	2.84	6.57
6	2	42.25	2.84	6.57
7	1	42.25	2.84	6.57
7	2	42.25	2.84	6.57
8	1	25.00	2.84	8.33
8	2	25.00	2.84	8.33
9	1	25.00	2.84	8.33
9	2	25.00	2.84	8.33
10	1	25.00	2.84	8.33
10	2	25.00	2.84	8.33

TRABES C=0.1

Nivel	Eje	As.interior	As. Superior	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	4.82	6.45	0.98	10.16
1	2	4.82	5.70	0.98	10.16
2	1	4.82	7.38	0.98	10.16
2	2	4.82	5.88	0.98	10.16
3	1	4.82	7.72	0.98	10.16
3	2	4.82	5.70	0.98	10.16
4	1	4.82	7.85	0.98	10.16
4	2	4.82	5.40	0.98	10.16
5	1	4.82	7.85	0.98	10.16
5	2	4.82	5.14	0.98	10.16
6	1	4.43	7.92	0.98	10.16
6	2	4.43	4.98	0.98	10.16
7	1	4.43	7.62	0.98	10.16
7	2	4.43	4.74	0.98	10.16
8	1	4.43	6.95	0.98	10.16
8	2	4.43	4.43	0.98	10.16
9	1	3.80	7.81	0.98	10.16
9	2	3.03	4.96	0.98	10.16
10	1	3.45	7.10	0.98	10.16
10	2	3.03	5.30	0.98	10.16

EDIFICIO DE DIEZ NIVELES (E10)

(CASO 1)

COLUMNAS C=0.4

Nivel	Eje	As.longitudinal	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm
1	1	52.73	2.84	6.57
1	2	79.34	2.84	6.54
2	1	42.25	2.84	6.57
2	2	42.25	2.84	6.57
3	1	42.25	2.84	6.57
3	2	42.25	2.84	6.57
4	1	42.25	2.84	6.57
4	2	42.25	2.84	6.57
5	1	25.00	2.84	8.33
5	2	52.65	2.84	8.68
6	1	25.00	2.84	8.33
6	2	38.70	2.84	8.74
7	1	25.00	2.84	8.33
7	2	25.00	2.84	8.33
8	1	24.01	1.42	5.94
8	2	41.53	1.42	5.88
9	1	14.69	1.42	5.99
9	2	18.36	1.42	5.99
10	1	21.56	1.42	5.98
10	2	14.44	1.42	5.98

TRABES C=0.4

Nivel	Eje	As.inferior	As. Superior	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	10.74	17.68	0.98	10.16
1	2	10.81	15.88	0.98	10.16
2	1	10.17	19.68	0.98	10.16
2	2	12.07	15.80	0.98	10.16
3	1	9.22	18.57	0.98	10.16
3	2	11.92	14.75	0.98	10.16
4	1	8.91	18.15	0.98	10.16
4	2	11.50	13.62	0.98	10.16
5	1	8.60	17.51	0.98	10.16
5	2	10.25	12.46	0.98	10.16
6	1	7.93	16.18	0.98	10.16
6	2	8.69	11.60	0.98	10.16
7	1	7.30	14.88	0.98	10.16
7	2	7.42	10.06	0.98	10.16
8	1	6.04	12.33	0.98	10.16
8	2	4.82	8.27	0.98	10.16
9	1	5.22	10.70	0.98	10.16
9	2	3.71	7.61	0.98	10.16
10	1	3.62	6.90	0.98	10.16
10	2	3.36	5.54	0.98	10.16

COLUMNAS C=0.3

Nivel	Eje	As.longitudinal	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm
1	1	42.25	2.84	6.57
1	2	53.34	2.84	6.57
2	1	42.25	2.84	6.57
2	2	42.25	2.84	6.57
3	1	42.25	2.84	6.57
3	2	42.25	2.84	6.57
4	1	42.25	2.84	6.57
4	2	42.25	2.84	6.57
5	1	25.00	2.84	8.33
5	2	35.38	2.84	8.74
6	1	25.00	2.84	8.33
6	2	25.00	2.84	8.33
7	1	25.00	2.84	8.33
7	2	25.00	2.84	8.33
8	1	15.46	1.42	5.99
8	2	27.62	1.42	5.94
9	1	14.44	1.42	5.99
9	2	14.44	1.42	5.99
10	1	18.79	1.42	5.99
10	2	14.44	1.42	5.99

TRABES C=0.3

Nivel	Eje	As.inferior	As. Superior	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	7.44	12.48	0.98	10.16
1	2	7.15	14.07	0.98	10.16
2	1	8.54	12.26	0.98	10.16
2	2	7.37	15.00	0.98	10.16
3	1	8.54	11.36	0.98	10.16
3	2	7.37	15.00	0.98	10.16
4	1	8.31	10.42	0.98	10.16
4	2	7.25	14.76	0.98	10.16
5	1	7.36	9.57	0.98	10.16
5	2	7.01	14.27	0.98	10.16
6	1	6.11	9.01	0.98	10.16
6	2	6.57	13.39	0.98	10.16
7	1	5.20	7.82	0.98	10.16
7	2	6.09	12.42	0.98	10.16
8	1	4.82	6.60	0.98	10.16
8	2	5.14	10.31	0.98	10.16
9	1	3.36	6.39	0.98	10.16
9	2	4.57	9.36	0.98	10.16
10	1	3.36	4.97	0.98	10.16
10	2	3.36	6.24	0.98	10.16

EDIFICIO DE DIEZ NIVELES (E10)

(CASO 1)

COLUMNAS C=0.2

Nivel	Eje	As.longitudinal	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm
1	1	42.25	2.84	6.57
1	2	42.88	2.84	6.57
2	1	42.25	2.84	6.57
2	2	42.25	2.84	6.57
3	1	42.25	2.84	6.57
3	2	42.25	2.84	6.57
4	1	42.25	2.84	6.57
4	2	42.25	2.84	6.57
5	1	25.00	2.84	8.33
5	2	25.00	2.84	8.33
6	1	25.00	2.84	8.33
6	2	25.00	2.84	8.33
7	1	25.00	2.84	8.33
7	2	25.00	2.84	8.33
8	1	14.44	1.42	5.99
8	2	14.44	1.42	5.99
9	1	14.44	1.42	5.99
9	2	14.44	1.42	5.99
10	1	16.47	1.42	5.99
10	2	14.44	1.42	5.99

TRABES C=0.2

Nivel	Eje	As.inferior	As. Superior	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	6.09	10.43	0.98	10.16
1	2	6.09	9.08	0.98	10.16
2	1	6.09	11.30	0.98	10.16
2	2	6.09	8.72	0.98	10.16
3	1	6.09	11.44	0.98	10.16
3	2	6.09	7.98	0.98	10.16
4	1	6.09	11.38	0.98	10.16
4	2	6.09	7.74	0.98	10.16
5	1	6.09	11.04	0.98	10.16
5	2	6.09	6.68	0.98	10.16
6	1	5.21	10.62	0.98	10.16
6	2	4.82	6.43	0.98	10.16
7	1	5.14	9.96	0.98	10.16
7	2	4.82	5.69	0.98	10.16
8	1	4.82	8.31	0.98	10.16
8	2	4.82	5.14	0.98	10.16
9	1	3.91	8.02	0.98	10.16
9	2	3.36	5.18	0.98	10.16
10	1	3.36	5.99	0.98	10.16
10	2	3.36	4.58	0.98	10.16

COLUMNAS C=0.1

Nivel	Eje	As.longitudinal	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm
1	1	42.25	2.84	6.57
1	2	42.88	2.84	6.57
2	1	42.25	2.84	6.57
2	2	42.25	2.84	6.57
3	1	42.25	2.84	6.57
3	2	42.25	2.84	6.57
4	1	42.25	2.84	6.57
4	2	42.25	2.84	6.57
5	1	25.00	2.84	8.33
5	2	25.00	2.84	8.33
6	1	25.00	2.84	8.33
6	2	25.00	2.84	8.33
7	1	25.00	2.84	8.33
7	2	25.00	2.84	8.33
8	1	14.44	1.42	5.99
8	2	14.44	1.42	5.99
9	1	14.44	1.42	5.99
9	2	14.44	1.42	5.99
10	1	16.47	1.42	5.99
10	2	14.44	1.42	5.99

TRABES C=0.1

Nivel	Eje	As.inferior	As. Superior	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	6.09	6.83	0.98	10.16
1	2	6.09	6.09	0.98	10.16
2	1	6.09	7.64	0.98	10.16
2	2	6.09	6.09	0.98	10.16
3	1	6.09	7.92	0.98	10.16
3	2	6.09	6.09	0.98	10.16
4	1	6.09	8.03	0.98	10.16
4	2	6.09	6.09	0.98	10.16
5	1	6.09	7.83	0.98	10.16
5	2	6.09	6.09	0.98	10.16
6	1	4.82	7.86	0.98	10.16
6	2	4.82	4.82	0.98	10.16
7	1	4.82	7.52	0.98	10.16
7	2	4.82	4.82	0.98	10.16
8	1	4.82	6.32	0.98	10.16
8	2	4.82	4.82	0.98	10.16
9	1	3.65	7.49	0.98	10.16
9	2	3.36	3.97	0.98	10.16
10	1	3.36	5.99	0.98	10.16
10	2	3.36	4.58	0.98	10.16

EDIFICIO E15

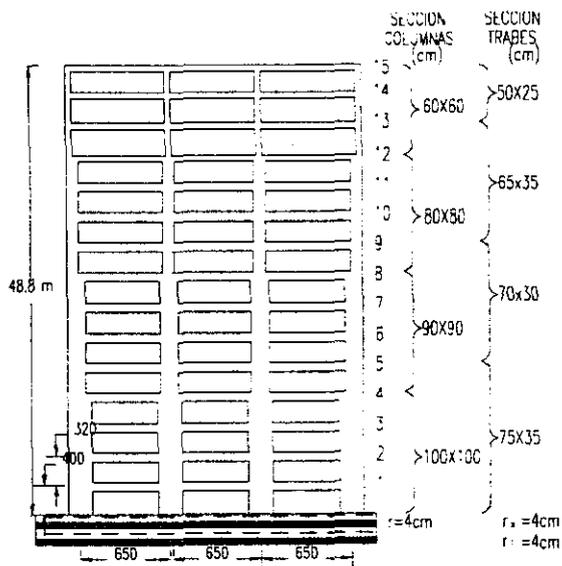


FIG. 4.4a Elevación Caso 0

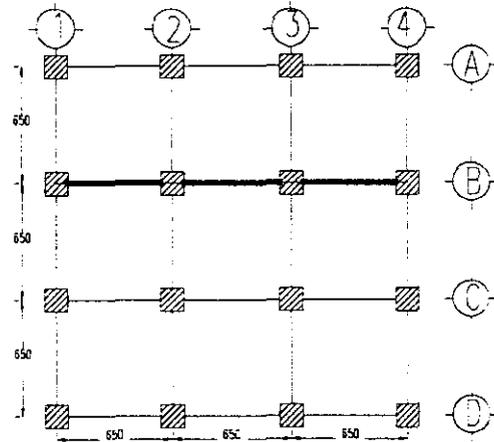


FIG. 4.4b Planta

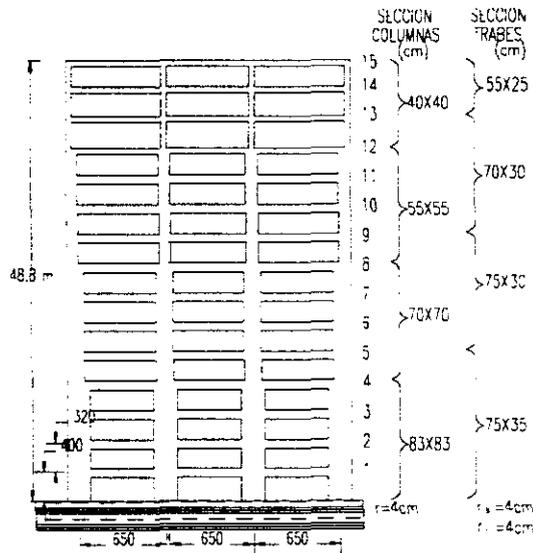


FIG. 4.4c Elevación Caso 1

Tabla 4.5 Características del edificio de 15 niveles

Caso	K_t/K_c	Periodo (seg.)	Esbeltez
0	0.067	1.455	2.50
1	0.200	1.520	2.50

EDIFICIO DE QUINCE NIVELES (E15)

(CASO 0)

COLUMNAS C=0.4

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	117.08	5.08	7.37
1	2	111.65	5.08	7.37
2	1	100.00	5.08	7.40
2	2	100.00	5.08	7.40
3	1	100.00	5.08	7.40
3	2	100.00	5.08	7.40
4	1	100.00	5.08	7.40
4	2	100.00	5.08	7.40
5	1	81.00	5.08	8.26
5	2	81.00	5.08	8.26
6	1	81.00	5.08	8.26
6	2	81.00	5.08	8.26
7	1	81.00	5.08	8.26
7	2	81.00	5.08	8.26
8	1	81.00	5.08	8.26
8	2	81.00	5.08	8.26
9	1	64.00	2.84	5.27
9	2	64.00	2.84	5.27
10	1	64.00	2.84	5.27
10	2	64.00	2.84	5.27
11	1	64.00	2.84	5.27
11	2	64.00	2.84	5.27
12	1	64.00	2.84	5.27
12	2	64.00	2.84	5.27
13	1	36.00	2.84	7.21
13	2	36.00	2.84	7.21
14	1	36.00	2.84	7.21
14	2	36.00	2.84	7.21
15	1	36.00	2.84	7.21
15	2	36.00	2.84	7.21

TRABES C=0.4

Nivel #	Eje #	As.interior cm ²	As. Superior cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	16.46	23.54	0.98	8.81
1	2	16.89	22.86	0.98	8.97
1	3	17.27	22.03	0.98	9.17
2	1	20.72	28.93	0.98	7.13
2	2	22.24	28.20	0.98	7.28
2	3	22.66	26.36	0.98	7.77
3	1	22.06	31.15	0.98	6.59
3	2	24.29	30.25	0.98	6.75
3	3	24.82	27.65	0.98	7.37
4	1	22.36	32.27	0.98	6.36
4	2	25.24	31.18	0.98	6.53
4	3	25.88	27.90	0.98	7.29
5	1	22.64	33.40	0.98	6.24
5	2	25.76	31.89	0.98	6.48
5	3	26.62	28.21	0.98	7.30
6	1	18.22	29.18	0.98	7.64
6	2	21.40	28.10	0.98	7.88
6	3	22.08	24.57	0.98	9.10
7	1	17.99	29.54	0.98	7.54
7	2	21.57	28.25	0.98	7.83
7	3	22.38	24.31	0.98	9.21
8	1	16.93	28.97	0.98	7.73
8	2	20.83	27.51	0.98	8.07
8	3	21.76	23.22	0.98	9.70
9	1	15.09	27.58	0.98	8.33
9	2	18.94	25.82	0.98	8.80
9	3	20.02	21.49	0.98	10.72
10	1	12.07	24.74	0.98	9.25
10	2	15.66	23.20	0.98	9.76
10	3	16.66	18.91	0.98	12.16
11	1	11.21	22.96	0.98	10.04
11	2	13.87	21.40	0.98	10.69
11	3	14.97	16.86	0.98	13.45
12	1	10.25	20.97	0.98	10.16
12	2	11.85	19.35	0.98	12.00
12	3	13.03	14.74	0.98	12.72
13	1	8.69	17.75	0.98	10.16
13	2	8.06	15.94	0.98	10.16
13	3	9.20	12.21	0.98	10.16
14	1	6.45	13.27	0.98	10.16
14	2	6.12	12.58	0.98	10.16
14	3	4.87	9.99	0.98	10.16
15	1	5.36	11.00	0.98	10.16
15	2	5.08	10.43	0.98	10.16
15	3	4.05	8.31	0.98	10.16

EDIFICIO DE QUINCE NIVELES (E15)

(CASO 1)

COLUMNAS C=0.4

Nivel	Eje	As.longitudinal	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm
1	1	180.34	2.84	5.01
1	2	171.05	2.84	5.01
2	1	68.89	2.84	5.07
2	2	92.27	2.84	5.05
3	1	68.89	2.84	5.07
3	2	68.89	2.84	5.07
4	1	68.89	2.84	5.07
4	2	68.89	2.84	5.07
5	1	65.68	2.84	6.07
5	2	105.06	2.84	6.01
6	1	49.00	2.84	6.07
6	2	91.50	2.84	6.04
7	1	49.00	2.84	6.07
7	2	55.79	2.84	6.07
8	1	49.00	2.84	6.07
8	2	49.00	2.84	6.07
9	1	45.46	2.84	7.87
9	2	98.18	2.84	7.73
10	1	30.25	2.84	7.93
10	2	77.22	2.84	7.78
11	1	30.25	2.84	7.93
11	2	52.76	2.84	7.87
12	1	30.25	2.84	7.93
12	2	34.76	2.84	7.87
13	1	38.10	1.42	5.55
13	2	61.48	1.42	5.50
14	1	23.73	1.42	5.65
14	2	33.55	1.42	5.60
15	1	27.56	1.42	5.80
15	2	16.00	1.42	5.65

TRABES C=0.4

Nivel	Eje	As.interior	As. Superior	As.transversal	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	19.23	24.13	0.98	8.62
1	2	18.55	24.88	0.98	8.54
1	3	18.58	26.16	0.98	8.20
2	1	23.10	26.64	0.98	7.84
2	2	22.50	28.81	0.98	7.30
2	3	20.86	29.95	0.98	7.08
3	1	24.10	26.53	0.98	7.86
3	2	23.36	29.66	0.98	7.07
3	3	20.83	31.01	0.98	6.83
4	1	24.27	25.77	0.98	8.09
4	2	23.39	29.64	0.98	7.07
4	3	20.17	31.30	0.98	6.78
5	1	23.74	24.85	0.98	8.48
5	2	22.53	28.99	0.98	7.37
5	3	19.41	31.41	0.98	6.93
6	1	21.50	22.29	0.98	9.08
6	2	20.42	26.93	0.98	7.62
6	3	16.50	28.97	0.98	7.23
7	1	20.85	20.94	0.98	9.67
7	2	19.72	26.21	0.98	7.83
7	3	15.04	28.47	0.98	7.38
8	1	19.24	19.84	0.98	10.33
8	2	18.47	24.87	0.98	8.25
8	3	13.59	27.53	0.98	7.67
9	1	17.75	17.83	0.98	10.81
9	2	16.09	22.60	0.98	9.21
9	3	12.83	26.24	0.98	8.29
10	1	15.92	16.25	0.98	13.82
10	2	14.35	21.55	0.98	11.14
10	3	11.99	24.52	0.98	9.99
11	1	13.64	14.03	0.98	12.72
11	2	12.36	19.53	0.98	12.42
11	3	10.98	22.44	0.98	10.16
12	1	11.17	11.43	0.98	10.16
12	2	9.86	16.83	0.98	10.16
12	3	9.70	19.80	0.98	10.16
13	1	7.30	9.66	0.98	10.16
13	2	6.38	13.00	0.98	10.16
13	3	7.97	16.23	0.98	10.16
14	1	4.48	9.17	0.98	10.16
14	2	6.03	12.36	0.98	10.16
14	3	6.76	13.87	0.98	10.16
15	1	3.36	6.34	0.98	10.16
15	2	4.26	8.72	0.98	10.16
15	3	4.32	8.85	0.98	10.16

EDIFICIO E20

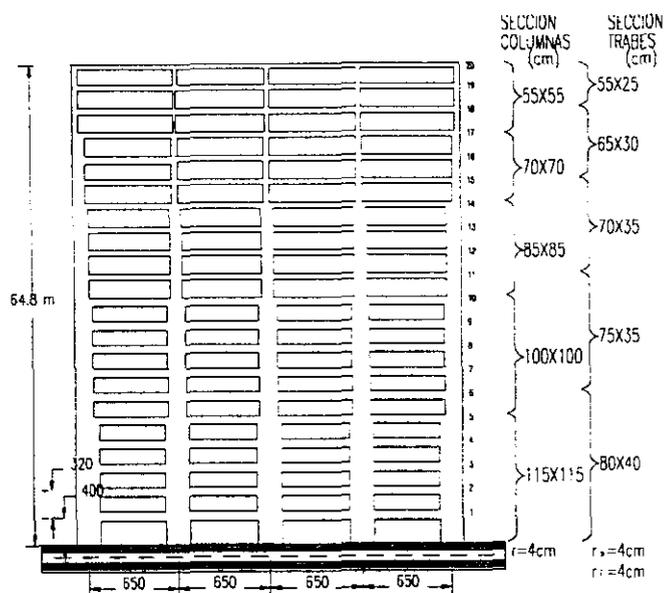


FIG. 4.5a Elevación Caso 0

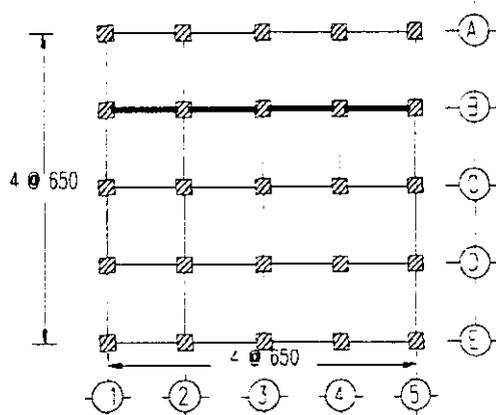


FIG. 4.5b Planta

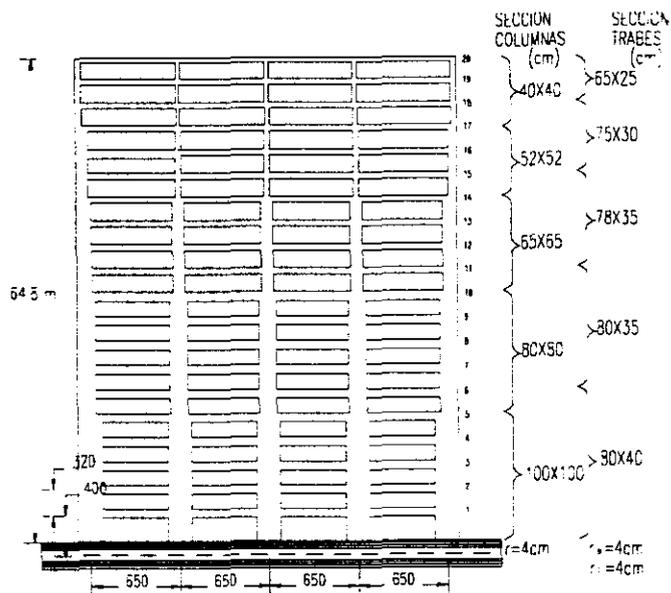


FIG. 4.5c Elevación Caso 1

Tabla 4.6 Características del edificio de 20 niveles

Caso	K_t/K_c	Periodo (seg.)	Esbeltez
0	0.064	1.702	2.49
1	0.159	1.726	2.49

**EDIFICIO DE VEINTE NIVELES (E20)
(CASO 0)**

COLUMNAS C=0.4

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	248.87	5.08	6.35
1	2	170.12	5.08	6.36
1	3	163.66	5.08	6.36
2	1	132.25	5.08	6.38
2	2	132.25	5.08	6.38
2	3	132.25	5.08	6.38
3	1	132.25	5.08	6.38
3	2	132.25	5.08	6.38
3	3	132.25	5.08	6.38
4	1	132.25	5.08	6.38
4	2	132.25	5.08	6.38
4	3	132.25	5.08	6.38
5	1	132.25	5.08	6.38
5	2	132.25	5.08	6.38
5	3	132.25	5.08	6.38
6	1	100.00	5.08	7.40
6	2	100.00	5.08	7.40
6	3	100.00	5.08	7.40
7	1	100.00	5.08	7.40
7	2	100.00	5.08	7.40
7	3	100.00	5.08	7.40
8	1	100.00	5.08	7.40
8	2	100.00	5.08	7.40
8	3	100.00	5.08	7.40
9	1	100.00	5.08	7.40
9	2	100.00	5.08	7.40
9	3	100.00	5.08	7.40
10	1	100.00	5.08	7.40
10	2	100.00	5.08	7.40
10	3	100.00	5.08	7.40
11	1	72.25	5.08	8.77
11	2	72.25	5.08	8.77
11	3	72.25	5.08	8.77
12	1	72.25	5.08	8.77
12	2	72.25	5.08	8.77
12	3	72.25	5.08	8.77
13	1	72.25	5.08	8.77
13	2	72.25	5.08	8.77
13	3	72.25	5.08	8.77
14	1	72.25	5.08	8.77
14	2	72.25	5.08	8.77
14	3	72.25	5.08	8.77
15	1	49.00	2.84	6.07
15	2	49.00	2.84	6.07
15	3	49.00	2.84	6.07
16	1	49.00	2.84	6.07
16	2	49.00	2.84	6.07
16	3	49.00	2.84	6.07
17	1	49.00	2.84	6.07
17	2	49.00	2.84	6.07
17	3	49.00	2.84	6.07
18	1	30.25	2.84	7.93
18	2	30.25	2.84	7.93
18	3	30.25	2.84	7.93
19	1	30.25	2.84	7.93
19	2	30.25	2.84	7.93
19	3	30.25	2.84	7.93
20	1	30.25	2.84	7.93
20	2	30.25	2.84	7.93
20	3	30.25	2.84	7.93

TRABES C=0.4

Nivel	Eje	As.inferior	As. Superior	As.transversal	Separacion
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	21.72	28.40	0.98	7.38
1	2	22.60	28.02	0.98	7.42
1	3	22.77	27.84	0.98	7.46
1	4	22.81	26.54	0.98	7.73
2	1	27.46	35.44	0.98	5.83
2	2	29.76	35.32	0.98	5.82
2	3	30.05	34.99	0.98	5.87
2	4	29.85	32.34	0.98	6.37
3	1	29.42	38.49	0.98	5.33
3	2	32.74	38.44	0.98	5.30
3	3	33.16	37.96	0.98	5.37
3	4	32.82	34.24	0.98	5.97
4	1	29.70	39.83	0.98	5.13
4	2	34.10	39.92	0.98	5.08
4	3	34.64	39.31	0.98	5.16
4	4	34.14	34.52	0.98	5.92
5	1	29.76	40.83	0.98	5.00
5	2	34.97	40.88	1.42	7.18
5	3	35.60	40.15	0.98	5.04
5	4	34.51	35.05	0.98	5.91
6	1	30.08	42.10	1.42	7.22
6	2	35.51	41.75	1.42	7.20
6	3	36.18	40.96	0.98	5.06
6	4	34.88	35.79	0.98	5.98
7	1	25.46	37.52	0.98	5.42
7	2	30.85	37.55	0.98	5.37
7	3	31.54	36.77	0.98	5.48
7	4	30.99	31.03	0.98	6.52
8	1	25.53	38.36	0.98	5.31
8	2	31.50	38.27	0.98	5.26
8	3	32.26	37.39	0.98	5.38
8	4	31.00	31.80	0.98	6.51
9	1	24.32	37.94	0.98	5.37
9	2	31.00	37.87	0.98	5.32
9	3	31.86	36.89	0.98	5.46
9	4	29.83	31.37	0.98	6.79
10	1	23.13	37.35	0.98	5.47
10	2	30.18	37.09	0.98	5.44
10	3	31.08	36.05	0.98	5.59
10	4	28.57	30.70	0.98	7.10
11	1	21.54	36.19	0.98	5.82
11	2	28.25	35.39	0.98	5.85
11	3	29.07	34.39	0.98	6.01
11	4	27.05	28.98	0.98	7.66
12	1	18.49	33.58	0.98	7.02
12	2	25.27	33.00	0.98	7.04
12	3	26.14	31.98	0.98	7.28
12	4	24.74	26.01	0.98	9.80
13	1	16.70	32.45	0.98	7.33
13	2	23.93	31.71	0.98	7.38
13	3	24.85	30.62	0.98	7.66
13	4	22.96	24.82	0.98	10.68
14	1	15.07	30.88	0.98	7.80
14	2	22.16	29.91	0.98	7.90
14	3	23.06	28.82	0.98	8.23
14	4	20.95	23.19	0.98	11.70
15	1	14.03	28.69	0.98	8.76
15	2	19.30	27.12	0.98	9.11
15	3	19.94	26.21	0.98	9.43
15	4	18.98	20.47	0.98	13.08
16	1	11.59	23.75	0.98	9.82
16	2	14.38	23.00	0.98	10.02
16	3	15.11	22.11	0.98	10.42
16	4	15.39	15.85	0.98	14.16
17	1	10.75	21.99	0.98	10.16
17	2	12.51	20.98	0.98	11.12
17	3	13.11	20.17	0.98	11.54
17	4	13.59	14.01	0.98	12.72
18	1	9.24	18.89	0.98	10.16
18	2	9.03	17.43	0.98	10.16
18	3	9.23	16.94	0.98	10.16
18	4	9.97	11.77	0.98	10.16
19	1	6.93	14.25	0.98	10.16
19	2	6.80	13.99	0.98	10.16
19	3	6.56	13.50	0.98	10.16
19	4	4.85	9.96	0.98	10.16
20	1	5.45	11.20	0.98	10.16
20	2	5.37	11.04	0.98	10.16
20	3	5.21	10.71	0.98	10.16
20	4	3.80	7.80	0.98	10.16

EDIFICIO DE VEINTE NIVELES (E20)

(CASO 1)

COLUMNAS C=0.4

Nivel #	Eje #	As.longitudinal cm ²	As.transversal cm ²	Separación cm
1	1	286.75	5.08	6.92
1	2	203.55	5.08	6.97
1	3	194.68	5.08	6.97
2	1	130.25	5.08	7.01
2	2	110.25	5.08	7.01
2	3	110.25	5.08	7.01
3	1	110.25	5.08	7.01
3	2	110.25	5.08	7.01
3	3	110.25	5.08	7.01
4	1	110.25	5.08	7.01
4	2	110.25	5.08	7.01
4	3	110.25	5.08	7.01
5	1	110.25	5.08	7.01
5	2	110.25	5.08	7.01
5	3	110.25	5.08	7.01
6	1	140.58	5.08	8.81
6	2	132.36	5.08	8.81
6	3	128.65	5.08	8.81
7	1	97.01	5.08	8.84
7	2	115.98	5.08	8.81
7	3	115.14	5.08	8.81
8	1	70.56	2.84	5.00
8	2	83.30	5.08	8.84
8	3	84.88	5.08	8.84
9	1	70.56	2.84	5.00
9	2	70.56	2.84	5.00
9	3	70.56	2.84	5.00
10	1	70.56	2.84	5.00
10	2	70.56	2.84	5.00
10	3	70.56	2.84	5.00
11	1	51.84	2.84	5.89
11	2	87.29	1.42	5.57
11	3	92.45	1.42	5.85
12	1	51.84	2.84	5.89
12	2	65.24	1.42	5.53
12	3	72.22	2.84	5.86
13	1	51.84	2.84	5.89
13	2	51.84	2.84	5.89
13	3	54.02	2.84	5.89
14	1	51.84	2.84	5.89
14	2	51.84	2.84	5.89
14	3	51.84	2.84	5.89
15	1	37.63	2.84	7.87
15	2	87.41	1.42	6.74
15	3	95.21	1.42	7.44
16	1	30.25	2.84	7.93
16	2	62.09	1.42	7.08
16	3	69.36	2.84	7.78
17	1	30.25	2.84	7.93
17	2	42.93	1.42	7.75
17	3	47.31	2.84	7.87
18	1	32.81	1.42	5.17
18	2	59.27	1.42	5.08
18	3	61.88	1.42	5.08
19	1	19.36	1.42	5.21
19	2	27.76	1.42	5.17
19	3	28.68	1.42	5.17
20	1	23.81	1.42	5.21
20	2	18.49	1.42	5.21
20	3	18.49	1.42	5.21

TRABES C=0.4

Nivel	Eje	As.Inferior	As. Superior	As.transversa	Separación
#	#	cm ²	cm ²	cm ²	cm
1	1	23.88	27.76	0.98	7.52
1	2	23.75	28.96	0.98	7.32
1	3	23.53	29.20	0.98	7.27
1	4	22.90	29.79	0.98	7.20
2	1	30.01	32.57	0.98	6.42
2	2	30.20	35.23	0.98	5.93
2	3	29.81	35.67	0.98	5.86
2	4	27.58	35.88	0.98	5.86
3	1	32.18	33.63	0.98	6.19
3	2	32.51	37.37	0.98	5.56
3	3	31.96	37.98	0.98	5.46
3	4	28.73	38.15	0.98	5.48
4	1	32.89	33.25	0.98	6.27
4	2	33.43	38.10	0.98	5.44
4	3	32.71	38.90	0.98	5.32
4	4	28.32	38.66	0.98	5.37
5	1	32.66	33.20	0.98	6.38
5	2	33.75	38.27	0.98	5.41
5	3	32.92	39.23	0.98	5.27
5	4	27.86	39.30	0.98	5.32
6	1	32.01	32.66	0.98	6.70
6	2	32.89	37.76	0.98	5.68
6	3	32.06	38.78	0.98	5.54
6	4	27.28	39.62	0.98	5.50
7	1	29.26	30.31	0.98	7.13
7	2	30.76	35.53	0.98	5.87
7	3	29.80	36.67	0.98	5.69
7	4	24.19	37.03	0.98	5.71
8	1	27.99	29.97	0.98	7.47
8	2	30.41	35.02	0.98	5.96
8	3	29.32	36.31	0.98	5.75
8	4	22.98	36.78	0.98	5.77
9	1	26.05	28.98	0.98	8.08
9	2	29.48	33.91	0.98	6.16
9	3	28.22	35.39	0.98	5.91
9	4	20.96	35.76	0.98	5.95
10	1	24.27	27.86	0.98	8.70
10	2	28.24	32.56	0.98	6.43
10	3	26.93	34.14	0.98	6.14
10	4	19.29	34.78	0.98	6.15
11	1	22.50	25.94	0.98	9.46
11	2	25.97	30.55	0.98	7.00
11	3	24.78	32.08	0.98	6.69
11	4	17.67	33.45	0.98	6.58
12	1	20.33	24.17	0.98	10.42
12	2	24.23	28.87	0.98	7.41
12	3	22.90	30.53	0.98	7.02
12	4	15.50	31.70	0.98	6.94
13	1	17.81	22.47	0.98	11.80
13	2	22.49	26.97	0.98	7.96
13	3	21.02	28.79	0.98	7.48
13	4	14.61	29.82	0.98	7.39
14	1	15.66	20.53	0.98	12.72
14	2	20.30	24.82	0.98	8.61
14	3	19.00	26.57	0.98	8.15
14	4	13.70	27.94	0.98	7.94
15	1	14.50	17.49	0.98	12.72
15	2	16.59	21.90	0.98	9.71
15	3	16.02	23.07	0.98	9.43
15	4	12.73	25.94	0.98	8.94
16	1	12.16	14.43	0.98	12.72
16	2	13.80	19.38	0.98	10.52
16	3	12.90	20.74	0.98	10.10
16	4	10.98	22.40	0.98	9.65
17	1	9.89	11.84	0.98	10.16
17	2	11.03	16.76	0.98	10.16
17	3	10.47	17.88	0.98	10.16
17	4	9.74	19.85	0.98	10.16
18	1	7.81	7.96	0.98	10.16
18	2	6.85	13.25	0.98	10.16
18	3	6.96	13.82	0.98	10.16
18	4	7.95	16.17	0.98	10.16
19	1	4.35	5.33	0.98	10.16
19	2	5.15	10.48	0.98	10.16
19	3	5.50	11.20	0.98	10.16
19	4	6.08	12.37	0.98	10.16
20	1	4.35	4.35	0.98	10.16
20	2	4.35	6.95	0.98	10.16
20	3	4.35	7.48	0.98	10.16
20	4	4.35	7.46	0.98	10.16

V RESULTADOS

Para las graficas que se presentan a continuación (coeficiente de diseño sísmico-índice de confiabilidad), es necesario aclarar que los valores encontrados son pares puntuales, es decir, que para un coeficiente de diseño determinado se encuentra su índice de confiabilidad. Por lo tanto, las líneas que unen estos puntos tienen el único objeto de visualizar esta relación y diferenciarla en cada CASO; no siguen un criterio de ajuste. Los valores de los coeficientes de diseño son los reducidos por el factor de comportamiento ($Q=4$).

5.1 Tamaño representativo de la muestra

Se muestran en las gráficas de las Figs. 5.1 y 5.2 los resultados obtenidos del índice de confiabilidad para una sola muestra de marcos simulados y puede observarse que existe discrepancia entre los valores del índice de confiabilidad obtenidos con muestras que constan de 10 y 50 marcos simulados; pero al trabajar con muestras de 100 marcos en adelante, no se tiene un apreciable cambio en los valores que toman los índices de confiabilidad para cada coeficiente sísmico.

Por otro lado al calcular el factor de seguridad: $Q_i = \ln \frac{\mu_{di}}{\mu_{de}}$, se obtiene para cada marco simulado una ductilidad demandada de entepiso, μ_{de} , resultante de las propiedades mecánicas y de resistencia simuladas del marco y además se tiene una ductilidad disponible por nivel, que se simula independiente de la demandada, por lo que el valor de Q es resultado del cociente de dos variables aleatorias.

Para ver el grado de dispersión del valor de β y poder concluir el tamaño de muestra representativa y corroborar el comportamiento observado en las Figs. 5.1 y 5.2 ya descrito en un párrafo anterior, se realizó el siguiente procedimiento. Se toma una muestra de estructuras simuladas aleatorias, se obtienen los valores de δ_{dei} y por separado los de δ_{disi} . finalmente se obtuvo el valor del índice de confiabilidad para cada muestra. Este proceso se repitió 10 veces con el objeto de obtener la media y el coeficiente de variación del índice de confiabilidad. Por ejemplo, para el edificio de 5 niveles, cada vez que se quería obtener el valor de β para una muestra de 50 marcos simulados, se tomaron 50 marcos simulados independientes de los 50 tomados anteriormente para obtener la ductilidad demandada y se simuló la ductilidad disponible para cada repetición, es decir se buscó que el valor de Q fuese resultado de dos valores completamente aleatorios, δ_{dei} y δ_{disi} . en cada repetición. Finalmente se obtuvo β de acuerdo al algoritmo (sección 3.10 o bien fig.3.13 del *Capítulo III*).

Los resultados de la media y dispersión de β para estas diez repeticiones aparecen en las tablas 5.1 y 5.2 para los edificios de 5 y 10 niveles respectivamente.

Con el objeto de poder considerar una muestra de marcos simulados como representativa para la obtención de índices de confiabilidad del marco diseñado para un coeficiente sísmico, se llevó a cabo un estudio estadístico en el cual se estima este índice tomando en cuenta diferentes tamaños de muestras. El estudio se realizó con los edificios de 5 y 10 niveles (en su caso 0). Se consideraron muestras de, 10, 50, 100, 200, 500 y 1000 marcos simulados para el edificio de 5 niveles y de 10, 50, 100, 200, y 500 para el de 10 niveles.

Se trabajó solo con la familia de registros simulados (tabla 3.5) a partir del registro del 19 de septiembre de 1985 en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), (13), *sección 3.8, Capítulo III*.

Tabla 5.1

MARCO DE CINCO NIVELES										
Tamaño de muestra	C ₁		C ₂		C ₃		C ₄		C ₅	
	$\bar{\beta}$	C _{v_β}								
10	1.072	0.4164	4.774	0.4474	5.761	0.3753	7.159	0.4402	9.645	0.1531
50	0.479	0.1431	3.266	0.1972	4.843	0.1043	5.678	0.1184	8.426	0.1085
100	0.565	0.0849	2.928	0.0857	4.659	0.0855	5.398	0.1213	8.412	0.0862
200	0.347	0.0454	2.897	0.0327	4.504	0.0522	5.205	0.0407	8.207	0.0617
500	0.400	0.0060	2.836	0.0021	4.400	0.0048	4.817	0.0171	8.206	0.0536
1000	0.356	-	2.790	-	4.358	-	5.174	-	8.193	-

Coefficientes de diseño: C₁ = 0.025, C₂ = 0.050, C₃ = 0.075, C₄ = 0.100, C₅ = 0.125
 Media de $\bar{\beta}$ para diez repeticiones en cada muestra.

Tabla 5.2

MARCO DE DIEZ NIVELES												
Tamaño de muestra	C ₁		C ₂		C ₃		C ₄		C ₅		C ₆	
	$\bar{\beta}$	C _{v_β}										
10	-1.116	0.5005	0.577	0.3425	2.072	0.2110	5.366	0.2305	5.413	0.2598	5.750	1.9778
50	-1.098	0.1091	0.409	0.1406	2.164	0.1526	3.706	0.1560	4.634	0.0975	5.520	0.1360
100	-1.104	0.0327	0.331	0.0609	2.097	0.0723	3.646	0.0751	4.718	0.0902	5.734	0.0887
200	-1.096	0.0224	0.378	0.0101	1.842	0.0756	3.602	0.0810	4.619	0.0128	5.126	0.0241
500	-1.102	-	0.325	-	1.967	-	3.621	-	4.653	-	5.527	-

Coefficientes de diseño: C₁ = 0.025, C₂ = 0.050, C₃ = 0.075, C₄ = 0.100, C₅ = 0.125, C₆ = 0.150
 Media de $\bar{\beta}$ para diez repeticiones en cada muestra.

Si se considera como aceptable una dispersión menor a 0.1, de los resultados obtenidos en las Tablas 5.1 y 5.2 puede observarse que las muestras de tamaño igual a 100 cumplen con este criterio para las dos estructuras estudiadas, excepto para C₄ en el edificio de 5 niveles. Puede observarse que la variación es mejor con muestras mayores de 200 marcos simulados pero a la hora de considerar el tamaño de muestra representativa se debe tomar en cuenta el tiempo de computo necesario (sobre todo en los edificios de 15 y 20 niveles) y hacer un balance de cuanto se gana en aproximación tomando muestras mayores a 100.

Por lo tanto tomando en cuenta los resultados obtenidos y considerando el tiempo de cómputo requerido en la simulación de la estructura con las que se trabaja en esta tesis, se decidió trabajar con una muestra de 100 simulaciones.

La siguiente sección tiene por objeto observar el grado de influencia que el periodo (se aclara que el presente trabajo se limita a tomar en cuenta periodos menores a 2 segundos, por lo que los resultados que se obtengan se refieren exclusivamente a este intervalo de periodos) y la relación de rigidez trabe a columna, (caso 0 y caso 1, Tablas 4.3-4.6), tienen sobre el índice de confiabilidad.

Nuevamente se aclara que en esta sección del trabajo se consideró la familia de sismos simulados que aparece en la ref. 13, y que se encuentra en la tabla 3.5 en el Capítulo III. La razón por la que se utilizaron éstos registros es que cuando se realizó esta parte del estudio no se contaba aun con otros registros simulados.

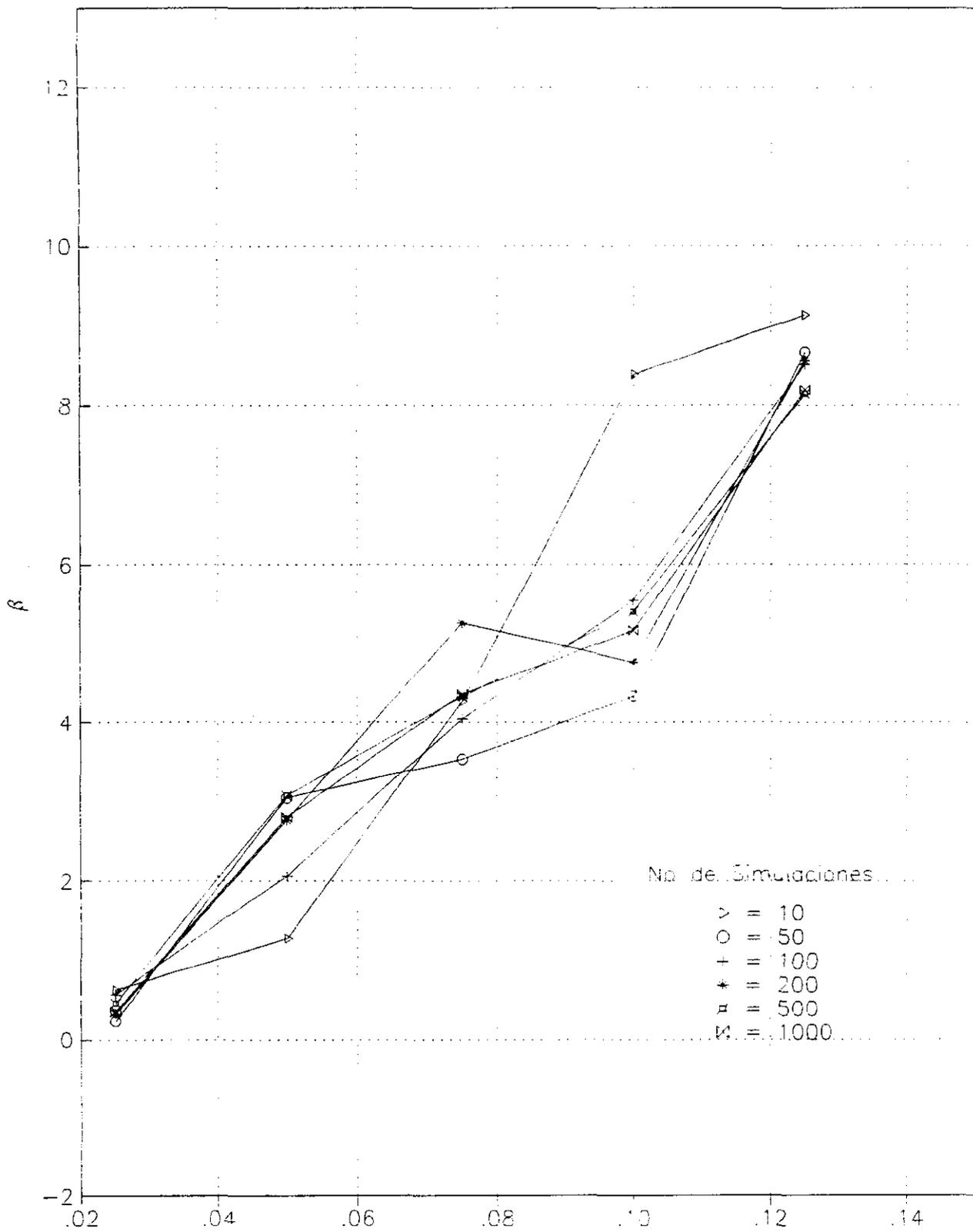


Fig. 5.1 Relación σ/ϵ E5 (CASO D)

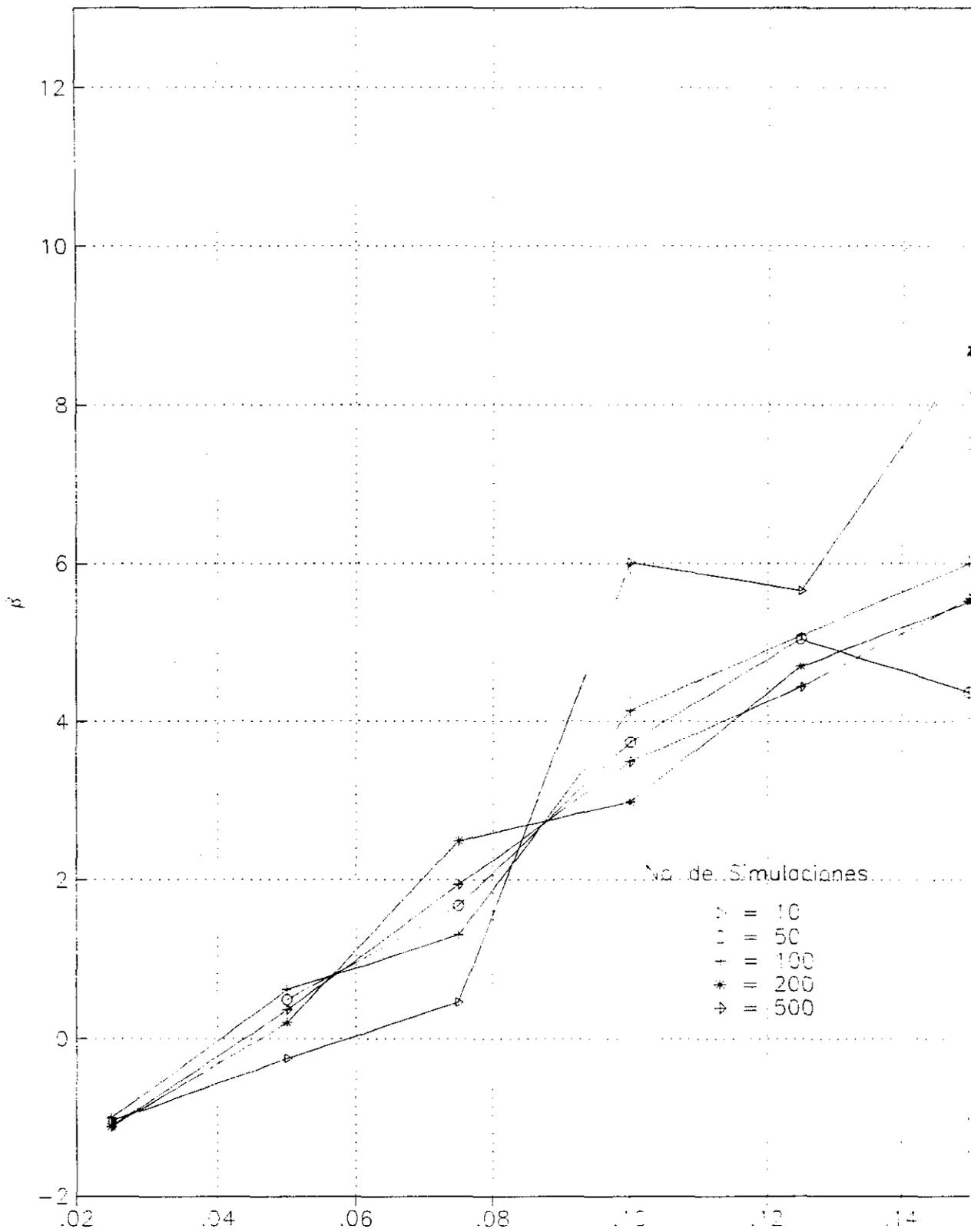


Fig. 5.2 Relación $c = d$ ETC (CASO 3)

5.2 Influencia del periodo y de la relación de rigidez trabe-columna en el índice β .

Aquí se intenta observar la influencia del periodo y la relación de rigideces trabe a columna (caso 0 y caso 1), en la relación C vs β , se utiliza la familia de registros simulados de la Tabla 3.5.

5.2.1 Edificio de 5 niveles

Los resultados obtenidos para los dos casos de relación de rigideces estudiados, considerando una muestra de 500 marcos simulados en ambos, se presentan en las gráficas de la fig. 5.3.

- Para ambos casos, 0 y 1, del marco de 5 niveles, se tiene una variación aproximadamente lineal, ascendente del índice de confiabilidad con respecto al coeficiente de diseño, en los cuatro puntos (coeficientes) calculados.

- El valor del índice de confiabilidad para el caso 0 varía de 2 - 5.7, y en el caso 1 entre 2 -4, Para coeficientes sísmicos menores, 0.025 y 0.050, el índice de confiabilidad en ambos casos es parecido. Para valores mayores de coeficiente sísmico, 0.075 y 0.10, el índice de confiabilidad es mas grande en el caso 0 que en el caso 1 conforme aumenta el coeficiente de diseño, por lo que se concluye que la probabilidad de falla para el marco de cinco niveles es mayor para el caso de mayor relación de rigideces trabe a columna.

- Para diseños con coeficientes que oscilen entre 0.075 y 0.10, se obtienen índices de confiabilidad que fluctúan entre 3 y 4.

- La ordenada del espectro de respuesta medio (de la familia de sismos simulados) sin reducir por ductilidad, para una estructura con periodo igual a 0.6 seg. se encuentra en 0.26. (espectro que se presenta en la fig. 3.8)

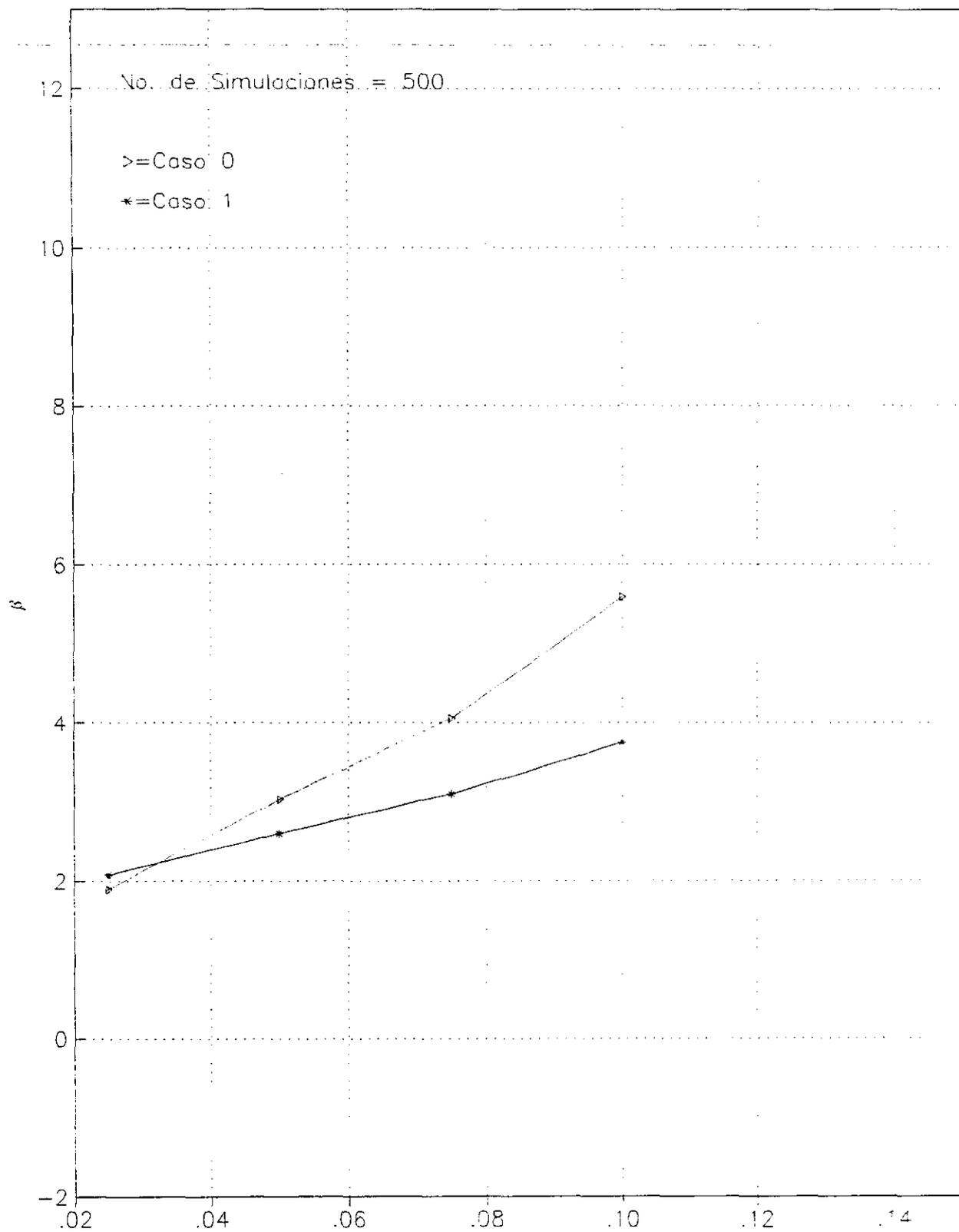


Fig.5.3 Relación σ vs β Edificio de 5 niveles

5.2.2 Edificio de 10 niveles

Para las dos relaciones de rigideces estudiadas, considerando una muestra de 200 marcos simulados en ambos casos, se presentan los resultados obtenidos en la gráfica de la fig. 5.4.

- En los dos casos; 0 y 1, se presenta una variación aproximadamente lineal ascendente para la relación índice de confiabilidad - coeficiente sísmico.
- La variación ascendente es mucho más pronunciada que para los dos casos del marco de cinco niveles: los valores del índice de confiabilidad van de -1 a 5.7, aproximadamente.
- Los índices de confiabilidad que se obtienen para los dos casos son muy parecidos, sobre todo para los coeficientes menores, 0.050 y 0.075, con una diferencia mayor para los coeficientes extremos, 0.025 y 0.10, donde β para el caso 1 es mayor que para el caso 0.
- Por la similitud en los valores de β obtenidos para los cuatro coeficientes de diseño, puede observarse que aparentemente no influye substancialmente la relación de rigidez trabe-columna en el valor del índice de confiabilidad β , excepto en diseños con coeficientes muy altos o muy bajos.
- Para obtener una β que oscile entre 3 y 4 se necesita diseñar la estructura con un coeficiente que fluctúe entre 0.075 y 0.10 .
- Para un coeficiente sísmico igual a 0.025, el índice de confiabilidad es cero, por lo que la probabilidad de falla para este coeficiente es grande en los dos casos; mayor para el caso 0 (relación menor de rigideces trabe a columna).
- La ordenada del espectro de respuesta medio (sin reducir por ductilidad) para una estructura con periodo igual a 1.0 seg. se encuentra en 0.24 (ver Fig.3.8).

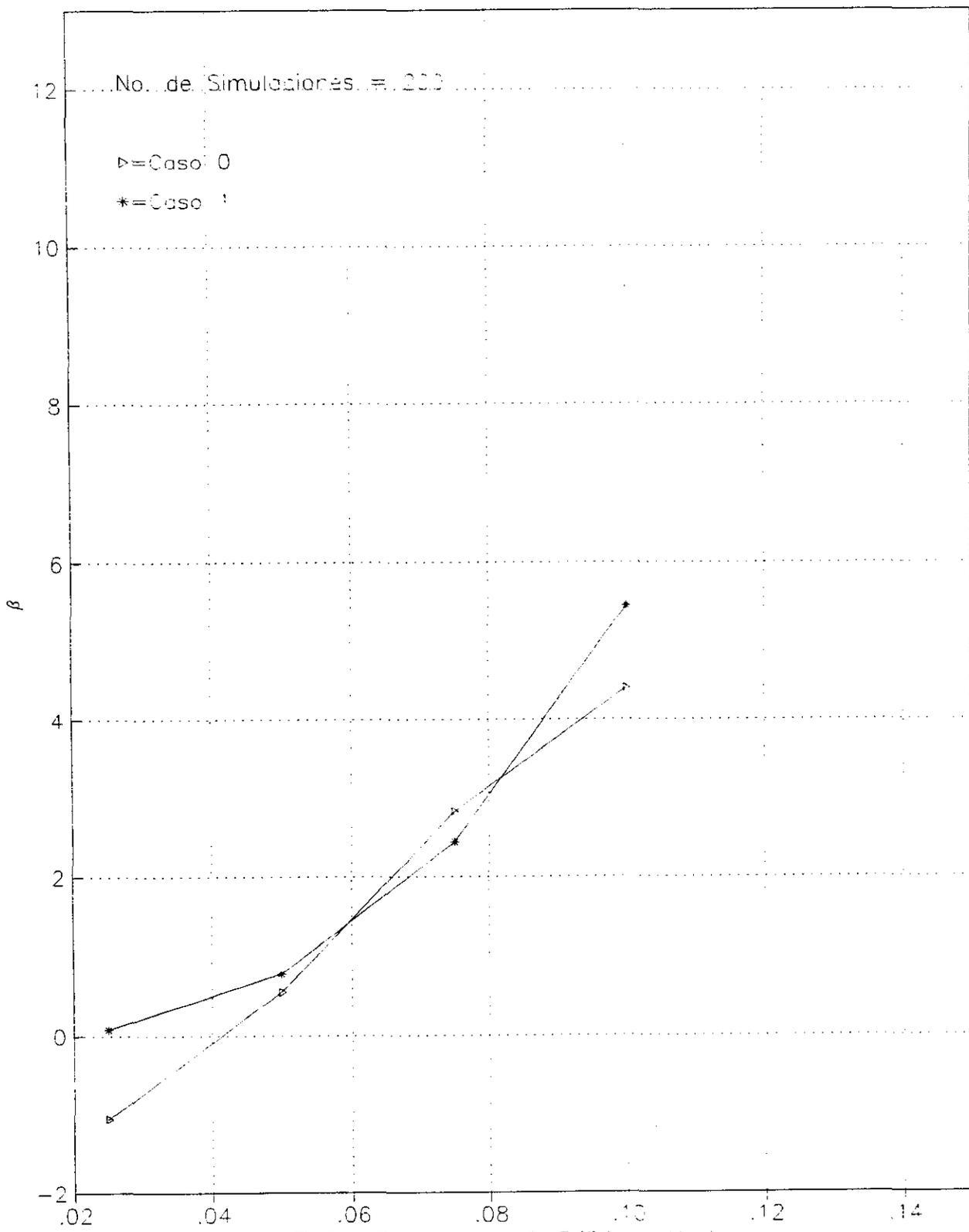


Fig.5.4 Relacion c vs β Edificio de 10 niveles

5.2.3 Edificio de 15 niveles

Los resultados para las dos relaciones de rigideces estudiadas, tomando una muestra de 200 marcos simulados en ambas, se presentan en la gráfica de la fig. 5.5.

- La variación de la relación coeficiente de diseños sísmico - índice de confiabilidad, es aproximadamente lineal y ascendente para los dos casos.
- La pendiente ascendente no es tan pronunciada como en el edificio de diez niveles, porque los valores del índice de confiabilidad van de - 2 a 3.5 aproximadamente.
- La variación en la relación de rigidez trabe a columna no afecta substancialmente el valor del índice de confiabilidad.
- Para el coeficiente de 0.025, la estructura tiene una alta probabilidad de fallar para esta familia de sismos, en los dos casos, según el criterio de seguridad manejado. Se obtienen probabilidades moderadas y bajas de falla para coeficientes entre 0.050 y 0.10.
- Al diseñar las estructuras para una coeficiente de diseño sísmico igual a 0.10, se obtienen valores de índice de confiabilidad de alrededor de 3.5 en ambos casos.
- La ordenada del espectro de respuesta medio (sin reducir por ductilidad) para una estructura con periodo igual a 1.5 seg. se encuentra en 0.48 (ver Fig.3.8).

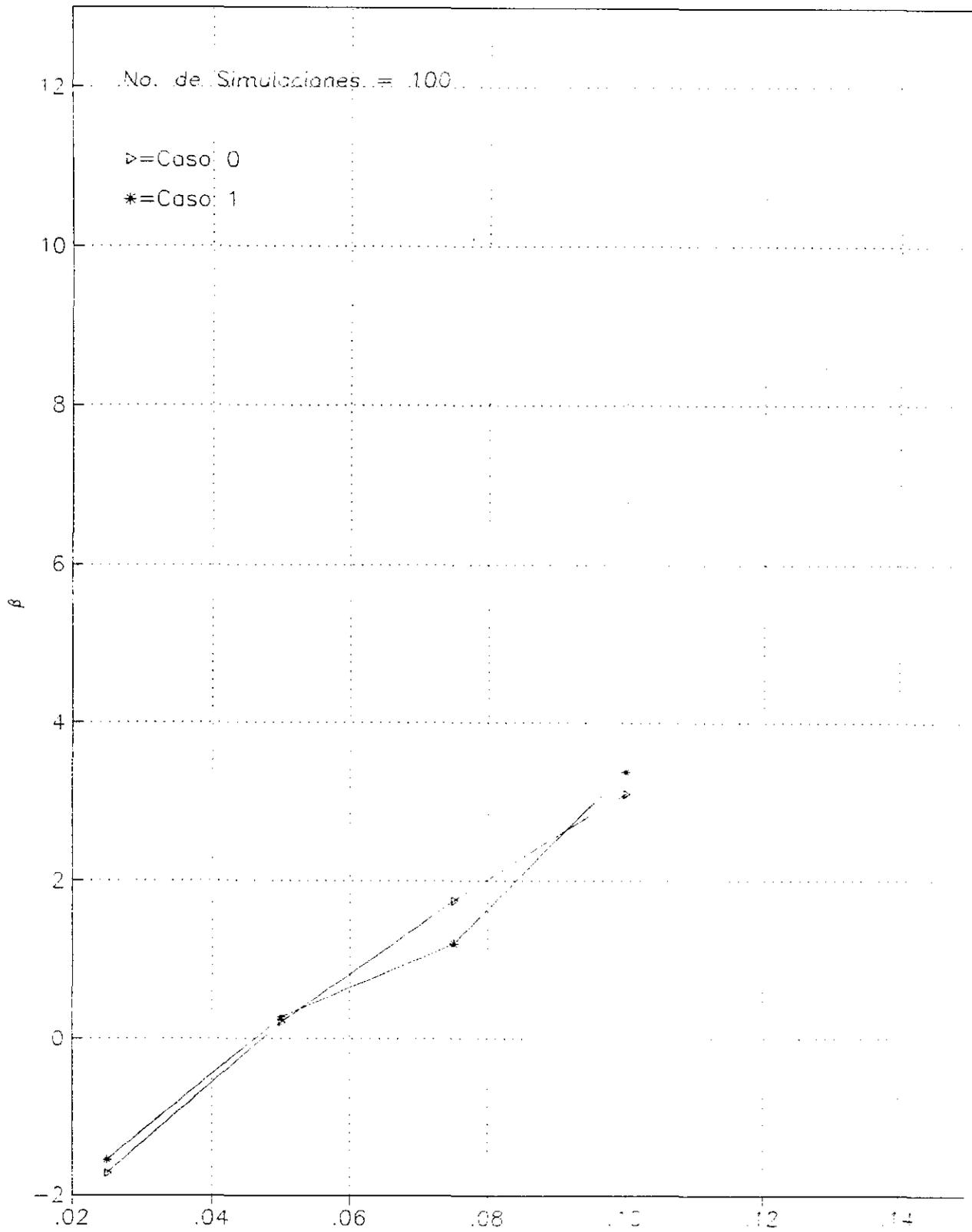


Fig.5.5 Relacion α vs β Edificio de 15 niveles

5.2.4 Edificio de 20 niveles

Los resultados obtenidos con las dos relaciones de rigideces estudiadas, considerando una muestra de 50 marcos simulados en ambos casos, se presentan en la fig. 5.6.

- Se presenta una relación de valores de índice de confiabilidad con respecto al coeficiente de diseño, muy parecida a la del marco de 15 niveles, E15, para sus dos casos: 0 y 1.
- Debido a que los valores de β para ambos casos son parecidos, no influye significativamente la relación de rigidez trabe a columna en la confiabilidad de la estructura de 20 niveles.
- Al diseñar las estructuras de los casos 0 y 1, con coeficientes sísmicos igual a 0.10, se obtienen confiabilidades entre 3.6 y 4.
- La ordenada del espectro de respuesta medio (sin reducir por ductilidad) para una estructura con periodo igual 1.7 seg. se encuentra en 0.68 (ver Fig.3.8).

Los resultados muestran que el índice de confiabilidad es muy parecido para los marcos de 15 y 20 niveles, y varía en forma casi lineal con el coeficiente de diseño. Estas estructuras muestran valores de β bajos para los coeficientes de diseño estudiados. Los marcos de 5 niveles muestran valores mas altos de β . Para los marcos de 5 y 10 niveles en general un incremento en la relación de rigideces viga-columna proporciona una disminución en la confiabilidad de la estructura. En los marcos de 15 y 20 niveles no se tienen grandes diferencias entre ambos casos. Esta diferencia va disminuyendo y cambiando de signo conforme se incrementa la altura del marco.

Se presenta un resumen de los resultados obtenidos, para los cuatro edificios, en sus dos casos, en las gráficas de la Fig. 5.7.

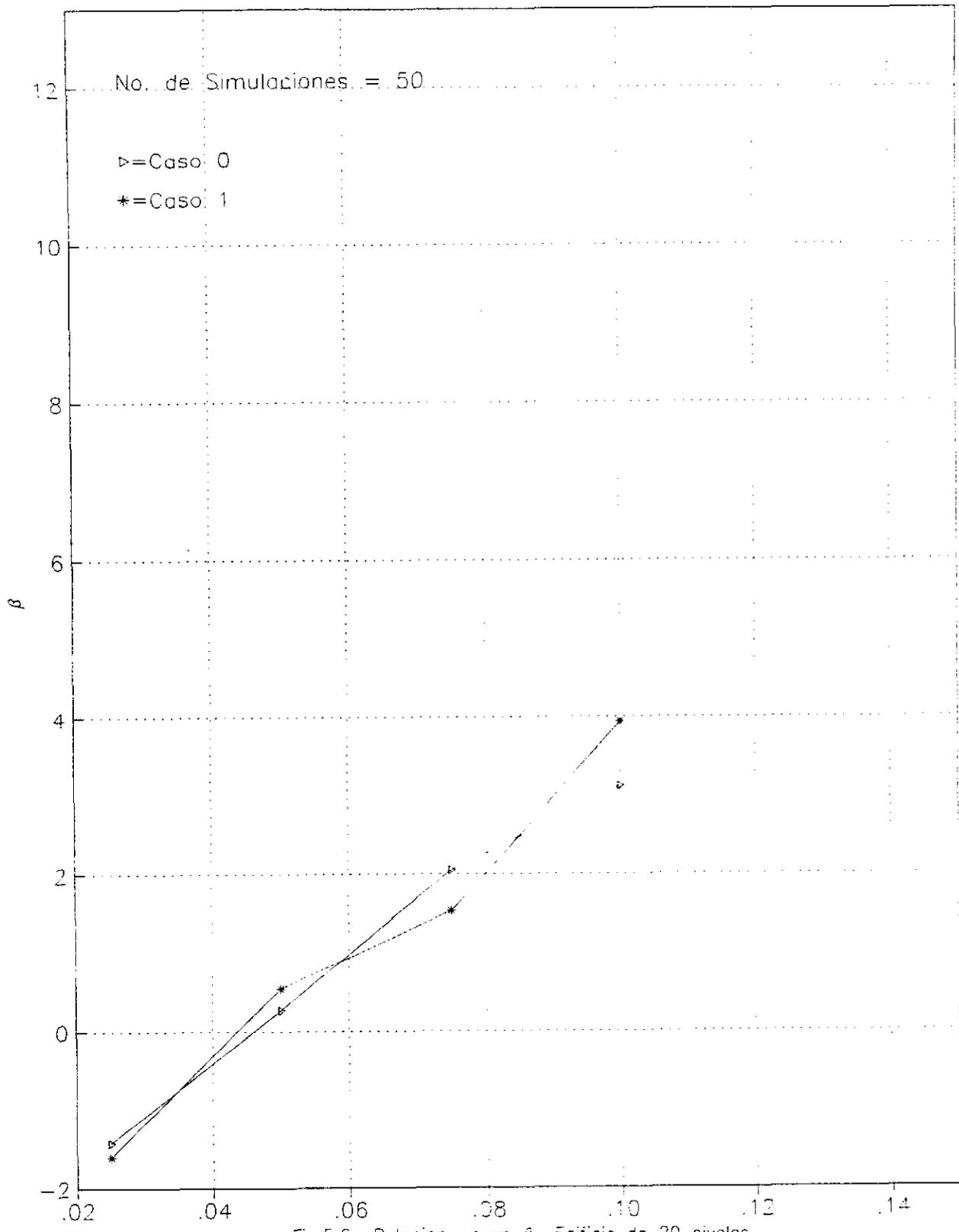


Fig.5.6 Relacion α vs β Edificio de 20 niveles

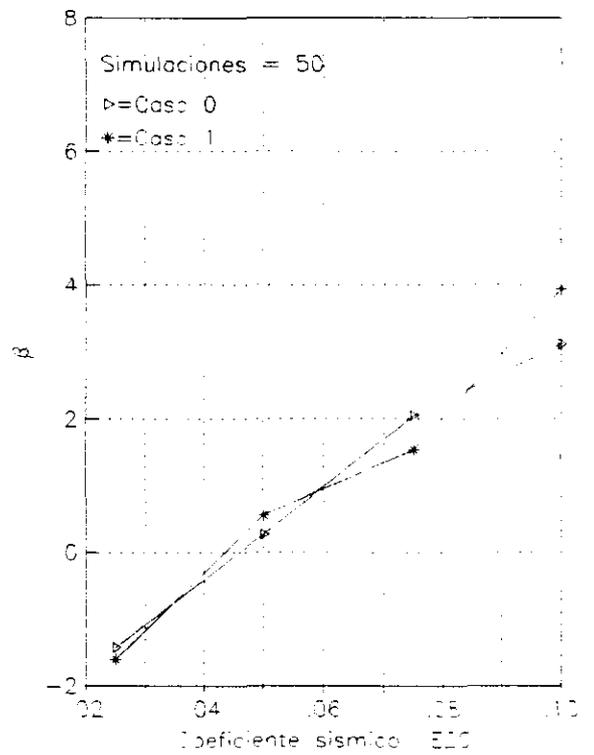
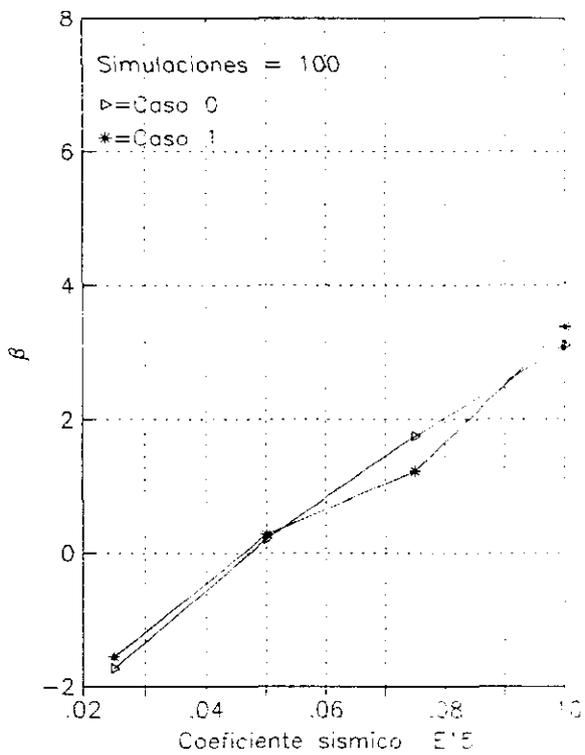
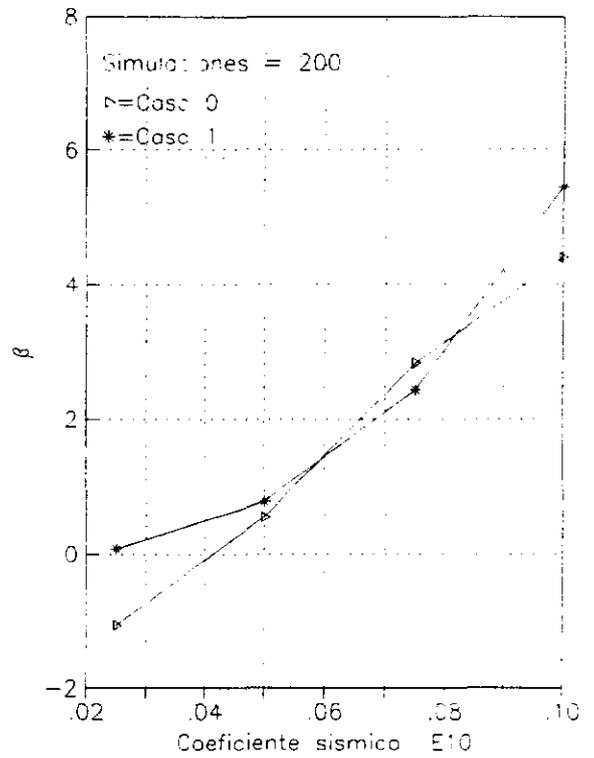
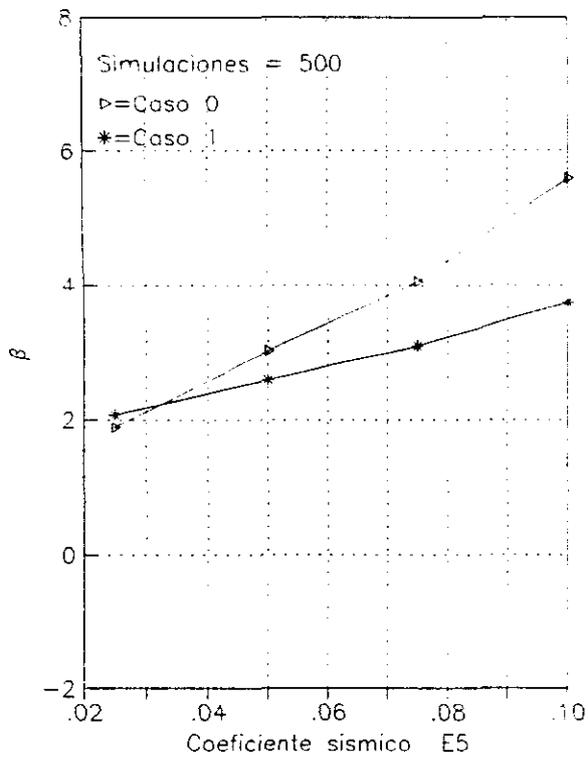


Fig. 5.7 Relación β vs β para los cuatro edificios

Observando el resumen comparativo de los resultados obtenidos en la Fig. 5.7, se puede concluir que la relación de rigideces (caso 0 y caso 1) no afecta sustancialmente en las estructuras de 10, 15 y 20 niveles; no así en la estructura de 5 niveles donde la mayor relación de rigideces trabe-columna (caso1) arroja probabilidades de falla mayores que en el caso de menor relación de rigideces.

Por otra parte se observa que β decrece al aumentar el periodo. Observese que entre las estructuras de 1.5 seg de periodo (E15) y la de 1.7seg.(E20) no hay cambio sustancial en los valores de β , pero si comparamos E5 con respecto a las otras tres estructuras, sí se presenta un descenso en el valor del índice de confiabilidad.

5.3 Influencia del sitio de estudio: sitios SCT y CDA

Para poder estudiar la influencia que tiene el sitio de registro del sismo, se toman en cuenta tres intensidades en dos sitios de la ciudad de México DF, considerados como suelo blando (SCT y CDA). En este enfoque se emplearon acelerogramas simulados (Alamilla, J., 1997, Ver sección 3.9.1, Tabla 3.6 y fig. 3.9).

Por el excesivo tiempo de cómputo necesario para llevar a cabo el estudio, se trabajó sólo con dos de los cuatro marcos anteriores. Se escogieron los edificios de 10 y 20 niveles; en ambos solo se considera una relación de rigidez trabe a columna, el caso 0. Se toma únicamente este caso porque se observó en los resultados precedentes la poca influencia que tiene la relación de rigidez trabe a columna en el nivel de confiabilidad de los cuatro marcos estudiados (secciones 5.2.1 - 5.2.4).

Para estos sitios se simularon familias de temblores de acuerdo con la ref. 34, en donde se explican las características de cada temblor, sus intensidades asociadas, así como las familias de registros simulados para cada uno de ellos. (Ver *Tabla 3.4 y 3.6, Capítulo III*)

5.3.1 Marco de diez niveles

Los resultados obtenidos, para una muestra de 100 marcos simulados, se presentan en la fig. 5.8.

- Para las tres intensidades en los dos sitios (CDA y SCT) se tiene una variación ascendente aproximadamente lineal del índice de confiabilidad con respecto al coeficiente de diseño sísmico. Esta variación es más pronunciada al aumentar la intensidad del sismo.

- Para el sismo del 19 de septiembre de 1985 (mayor intensidad) los marcos presentan una confiabilidad menor en SCT con respecto a CDA. La diferencia entre las confiabilidades de ambos sitios aumenta al disminuir el coeficiente de diseño. Para los coeficientes de diseño considerados los valores de β en el sitio de SCT oscilan entre 0 y 4.5, en cambio en el sitio de CDA se encuentran alrededor entre 6.5 y 8.5.

- Para intensidades menores (sismos del 25 de abril de 1989 y 24 de octubre de 1993) las confiabilidades en el sitio de SCT pasan a ser mayores que las obtenidas en CDA, aunque los índices de confiabilidad en los dos sitios son grandes (mayores de 7). Este índice de confiabilidad aumenta desde valores de 7 en CDA y hasta 15 en SCT cuando se utiliza el coeficiente de diseño 0.025.

- Para las tres intensidades y los dos sitios, excepto en CDA25EW y SCT19EW, no se observa un incremento pronunciado en el valor de β al aumentar c . El incremento en el índice de confiabilidad entre $c = 0.025$ y $c = 0.10$ es del orden de 2.

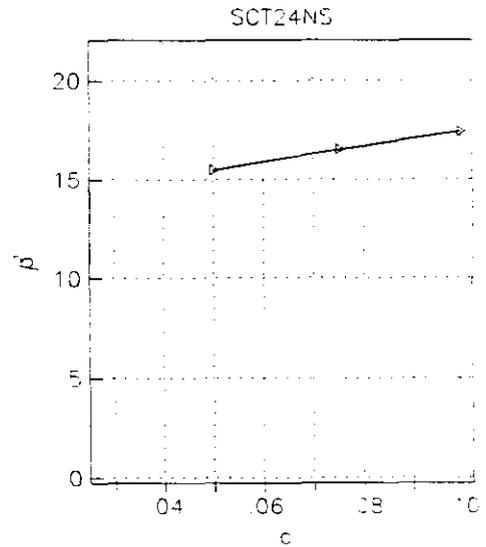
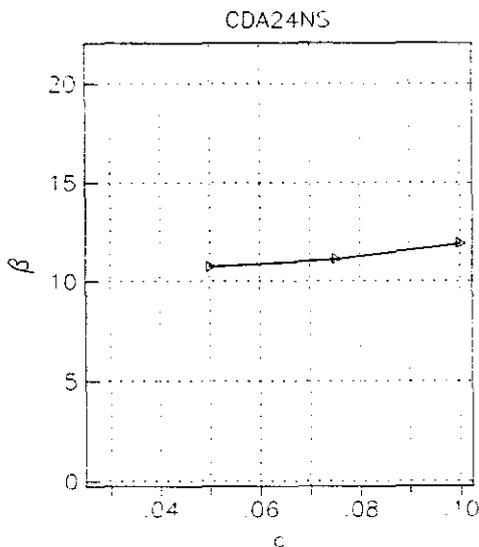
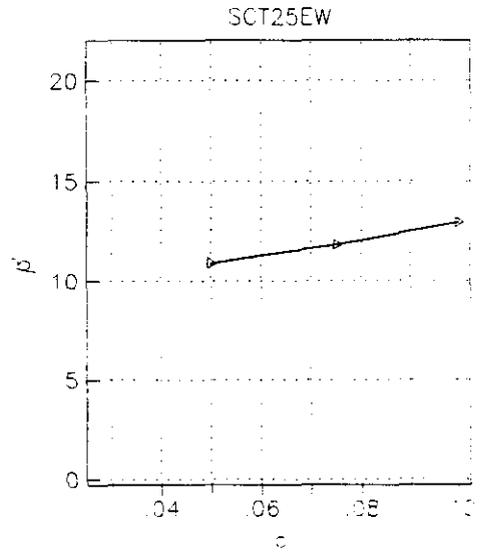
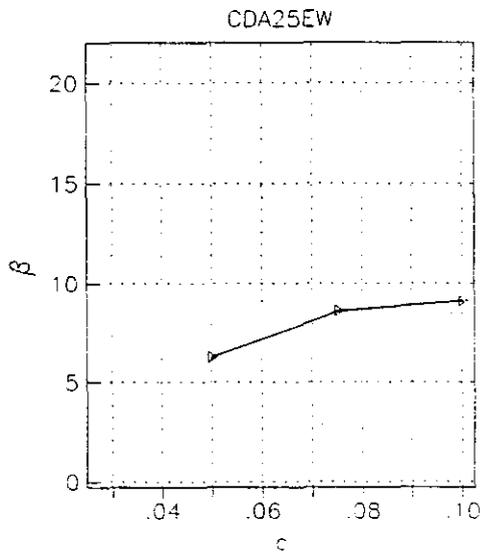
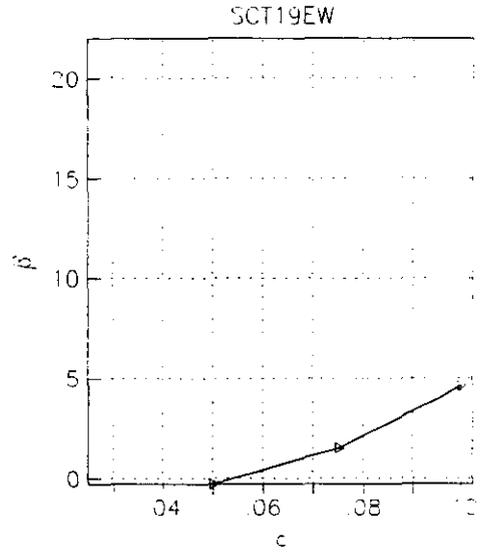
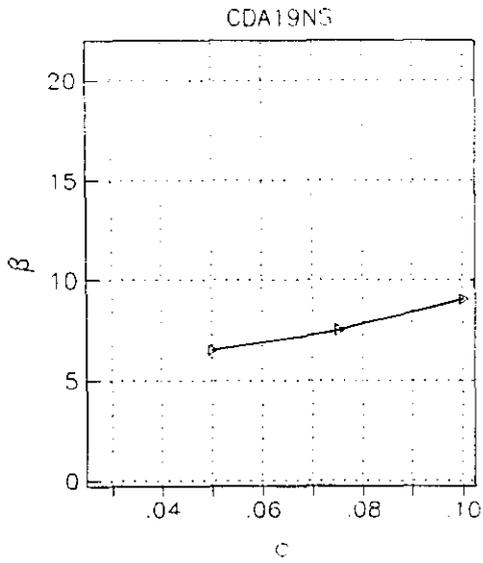


Fig. 5.8 Relacion c vs β para edificio de 10 niveles

5.3.2 Marco de veinte niveles

Se presentan en la fig. 5.9 los resultados obtenidos para una muestra de 100 marcos simulados.

- Para las tres intensidades en los dos sitios (CDA y SCT) se tiene una variación ascendente aproximadamente lineal del índice de confiabilidad con respecto al coeficiente de diseño sísmico. a variación es más pronunciada al aumentar la intensidad del sismo.
- Para las tres intensidades, los valores del índice de confiabilidad son siempre mayores en el sitio CDA que en SCT, por lo que la probabilidad de falla es menor en CDA que en SCT para el edificio de 20 niveles; resultado que difiere del que se presenta en el caso del edificio de 10 niveles ante sismos de intensidades menores (ver 5.3.1).

Se presenta un resumen de resultados obtenidos, superpuestos, para los dos edificios, E10 y E20, en las graficas de la fig. 5.10.

- De estos resultados se puede observar lo siguiente: Para el sismo del 19 de septiembre en CDA, se obtienen valores de β parecidos para los dos marcos de 10 y 20 niveles. Este mismo fenómeno ocurre en SCT excepto para el coeficiente de 0.10, donde la β del de 10 niveles es mayor.
- En el sitio de CDA para sus tres intensidades, los valores de β son mayores en el marco de 20 niveles que en el de 10, contrario a lo que ocurre en el sitio de SCT, donde para el 19 de septiembre se presentan confiabilidades parecidas en ambos marcos pero ante intensidades menores, el marco de 10 niveles tiene valores de β mayores que el marco de 20 niveles. Se observó en los resultados que el comportamiento de las dos estructuras en los dos sitios para sus tres intensidades es elástico (excepto en SCT19EW, donde el comportamiento de E20 y E10 es inelástico, menos en $c = 0.10$ de E10 donde el comportamiento permanece elástico).

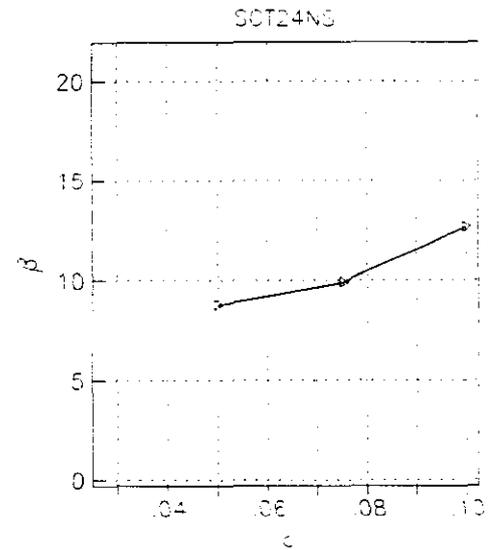
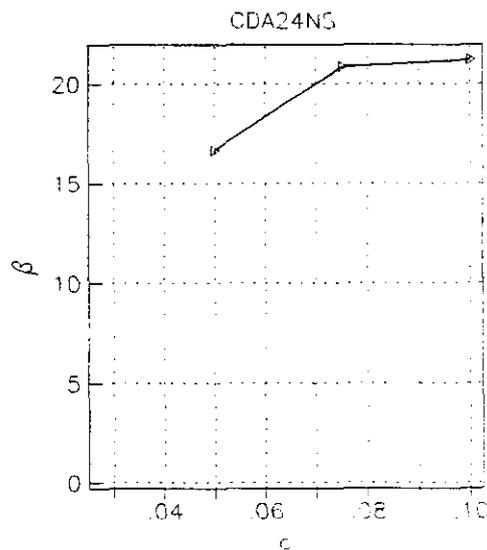
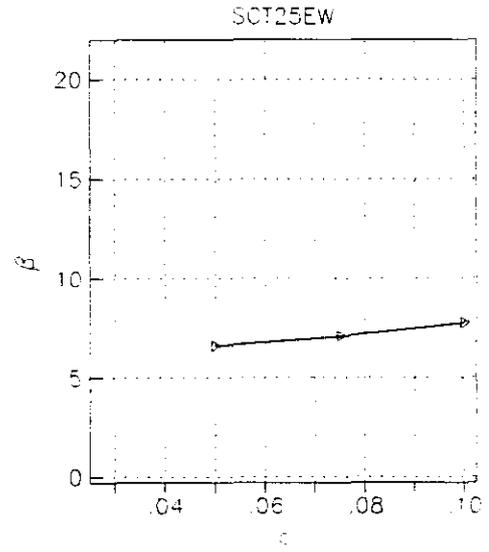
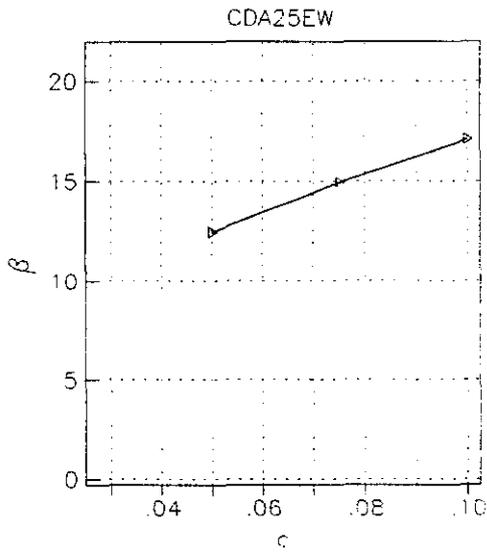
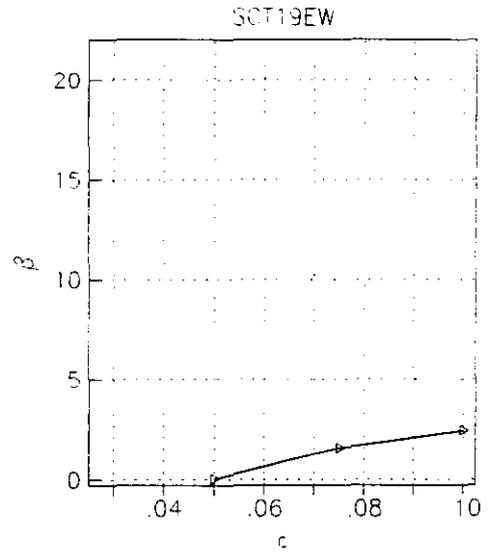
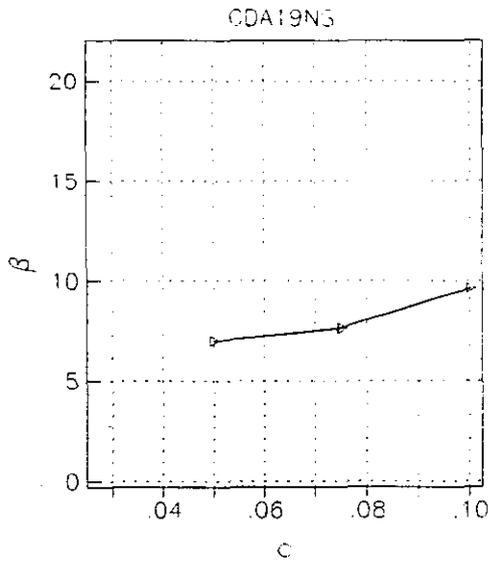


Fig. 5.9 Relacion de c vs β para edificio de 20 niveles

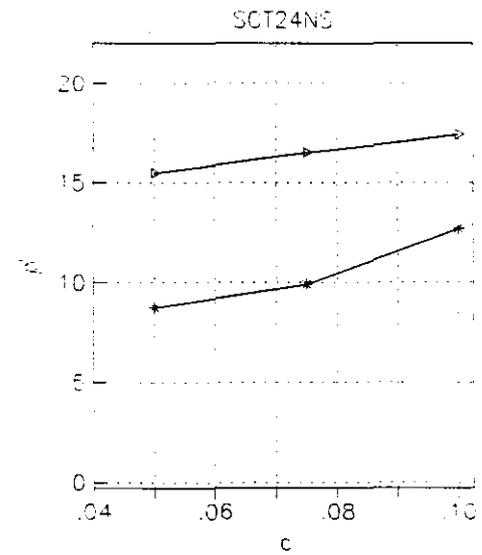
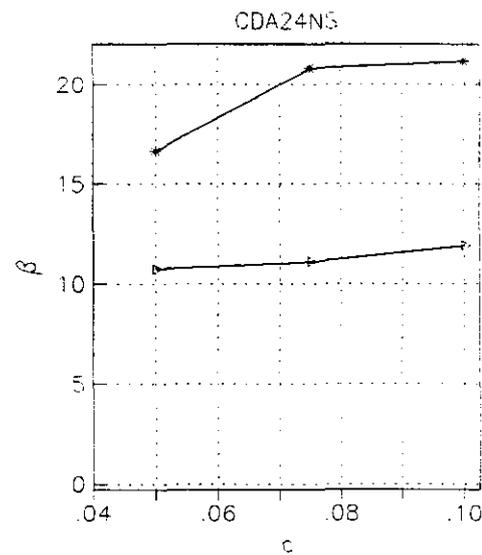
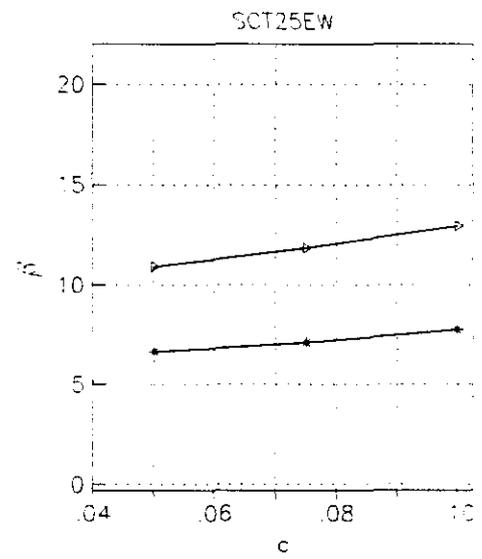
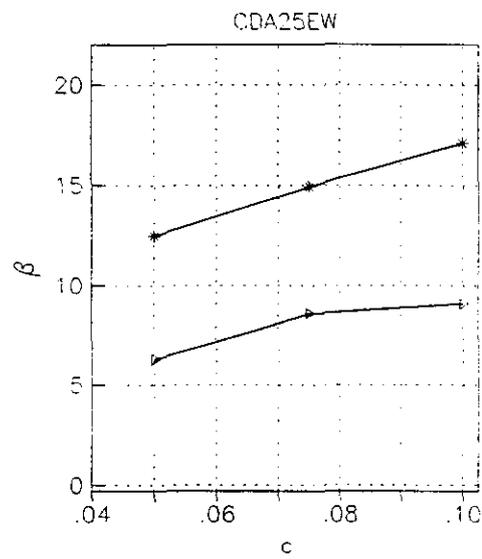
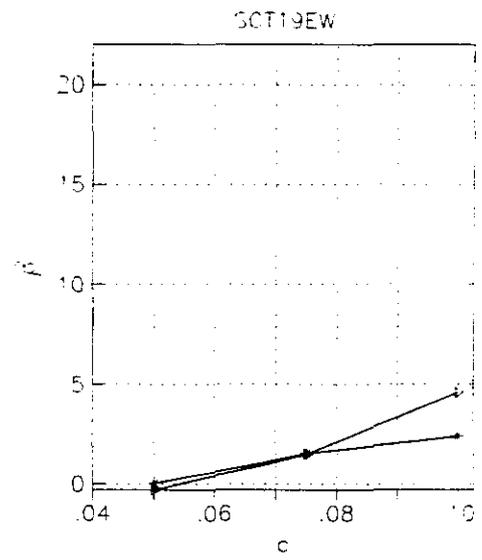
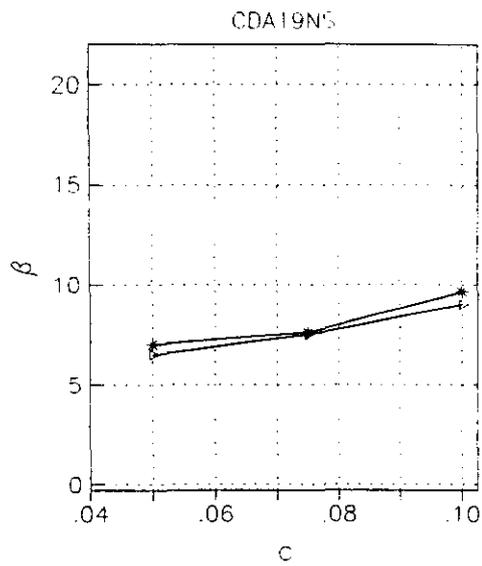


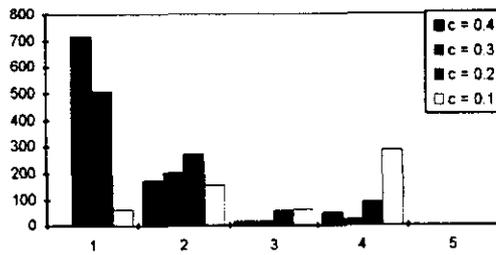
Fig. 5.10 (c) vs (β) - $\Delta = E10$ * = E20

5.3.3 Pisos de falla

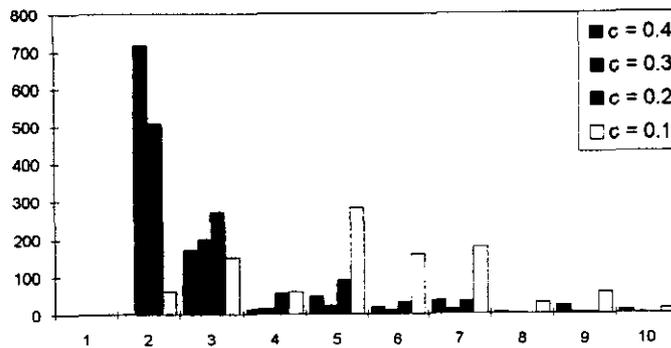
Otro estudio realizado, paralelo al cálculo del índice de confiabilidad, es el observar en qué piso se presentó la falla, de acuerdo al criterio de falla considerado (ver *sección 3.10*). Contando con una muestra de 1000, 500, 200 y 100 marcos, para los edificios E5, E10, E15, E20 respectivamente, se realiza de manera sistemática la simulación de la ductilidad disponible para con esto observar el piso de falla predominante en las estructuras estudiadas. Se estudia solo una relación de rigideces, el caso 0, en los cuatro marcos. Hay que aclarar que los valores de los coeficientes "c" que se presentan en las gráficas de la Fig. 5.11, están sin reducir por factor de comportamiento ($Q=4$).

Los resultados obtenidos se presentan en las gráficas de la Fig. 5.11. Se observa que en general el piso de falla predominante es el segundo nivel, para los coeficientes: 0.4, 0.3 y 0.2; en cambio para el coeficiente igual a 0.1 el piso de falla predominante es el quinto nivel. También se observa que conforme disminuye el coeficiente de diseño el piso de falla tiende a ascender, es decir, ya no se presenta tanta concentración en los pisos inferiores, sino tiende a repartirse en los pisos superiores. Lo anterior puede deberse a la influencia de los modos superiores sobre el piso de falla.

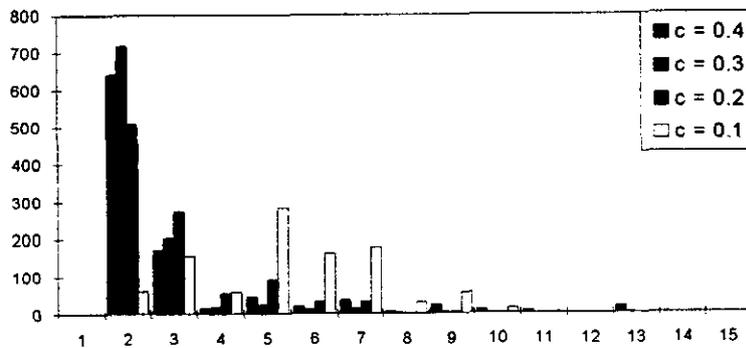
Por otra parte, de acuerdo al diseño y las escuadrías propuestas, aparentemente tiene influencia el cambio de sección en las trabes, sobre el piso de falla; es decir, que el piso de falla tiende a concentrarse en los pisos en los que se cambia la sección de las trabes (Ver Fig. 4.2a, 4.3a, 4.4a, 4.5a, del *Capítulo IV*). El cambio de sección en las columnas no coincide con el piso de falla. Por último se observó que no existe relación entre el sismo asignado aleatoriamente y el piso de falla de la estructura.



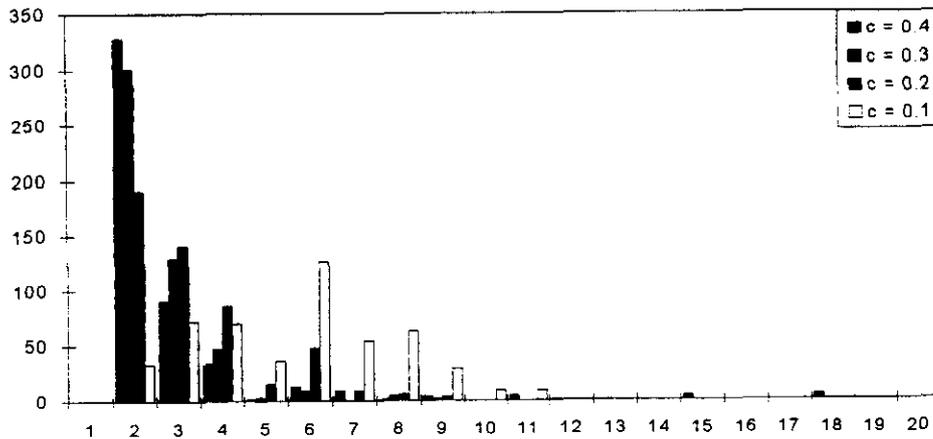
(a) E5 - 1000 simulaciones de duct. disp.



(b) E10 - 1000 simulaciones de duct. disp.



(c) E15 - 1000 simulaciones de duct. disp.



(d) E20 - 500 simulaciones de duct. disp.

Fig. 5.11 Pisos de falla en las cuatro estructuras

VI CONCLUSIONES

Se presentó un criterio a través del cual se relaciona el índice de confiabilidad con el coeficiente sísmico.

De los cuatro edificios estudiados y para sus dos relaciones de rigideces trabe a columna, se puede concluir lo siguiente:

- El tamaño de muestra representativa se puede tomar igual a 100 marcos simulados.
- La relación coeficiente sísmico - índice de confiabilidad es ascendente y aproximadamente lineal; es decir, a mayor coeficiente de diseño, mayor índice de confiabilidad.
- En el intervalo de periodos estudiados (0.6 a 1.7seg), a mayor periodo de la estructura menor índice de confiabilidad.
- La relación de rigidez trabe a columna no afecta sustancialmente el valor del índice de confiabilidad, excepto en estructuras de pocos niveles.
- Existe influencia del sitio de registro sísmico sobre la estructura: a mayor intensidad menor índice de confiabilidad. Para un mismo temblor su efecto en la confiabilidad de la estructura varía con el sitio de desplante.
- En las estructuras de quince y veinte niveles para un coeficiente de diseño de 0.1(sin reducir por Q), existe una alta probabilidad de falla ante el sismo de SCT, registrado el 19 de septiembre de 1985.

VII REFERENCIAS

1. O.Díaz, E. Mendoza, L. Esteva, J. Alamilla, T. Salomón, G. Soto, Espectros de Isoconfiabilidad para diferentes sitios del Valle de México. Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán, México, 1996.
2. L. Esteva, S.E. Ruiz, Seismic Failure Rates of Multistory Frames, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 2, February, 1989.
3. Ove Ditlevsen, P. Bjerager, Methods of Structural Systems Reliability, *Structural Safety*, 3(1986) 195-229.
4. P. Thoft-Christensen, Risk-Based Structural Optimization, *Structural Reliability Theory*, Paper No. 100, August 1992.
5. P. Thoft-Christensen, On Reliability-Based Structural Optimization, *Structural Reliability Theory*, Paper No. 70, July, 1990.
6. Emilio Rosenblueth, Optimum Reliability and Optimum Design, *Structural Safety*, 3(1986) 69-83.
7. Theodore V. Galambos, Systems Reliability and Structural Design, *Structural Safety*, 7(1990) 101-108.
8. L. Esteva y O. Díaz, Optimum Decisions Related to Design and Replacement of Seismic Energy Dissipators, ICCOSAR-93, Vol.1, *Structural Safety & Reliability*, Shüeller, Shinosuka & Yao(eds), Balkema, Rotterdam.
9. Ove Ditlevsen y Peter Bjerager, Reliability of Highly Redundant Plastic Structures, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 110, No. 5, May, 1984.
10. O.Díaz, L. Esteva, Calibración de Sistemas Simplificados para Estimar la Confiabilidad de Marcos Lineales Sujetos a Temblores, Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, México, 1991.
11. Rubinstein R. Y. , Simulation and the Monte Carlo method, *John Wiley & Sons*, pp. 67-94, 1981.
12. Law Kelton, Simulation Modeling and Analysis, McGraw Hill, New York, 1982.
13. Grigoriu, M., Ruiz, S.E., and Rosentblueth, E. " The Mexico Earthquake of september 19, 1985 - Nonstationary Models of seismic ground acceleration", *EERI Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 3, 1988.
14. Montoya, C., Sobrerresistencia a flexión en elementos de concreto reforzado. Una causa en la falla a cortante, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro. noviembre, 1989.
15. O. Díaz, M. Enrique, L. Esteva, Reliability Bases for the Determination of Seismic Design Response Spectra, Paper No. 1060, *Eleventh World Conference On Earthquake Engineering* , Acapulco, México, 1996.
16. R. Meli, Bases Para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, Jun, 1976.
17. S. A. Mirza, y J. McGregor, Variations in Dimension of Reinforced Concrete Members, *ASCE Journal of the Structural División*, Vol. 105, No. ST4, Apr. 1979.
18. C. J. Mendoza, A. Andrade, F. Valenzuela, Variación de las dimensiones y la posición del acero de refuerzo en las estructuras de concreto, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe interno. 1975.

APÉNDICE A

Simulaciones

Con el objeto de considerar las incertidumbres en las propiedades estructurales y en las cargas gravitacionales que actúan sobre las estructuras se utiliza el método de Monte Carlo, el cual consiste en una técnica de muestreo. Como tal, las estimaciones pues se obtienen se ven afectadas por errores de estimación asociados con el tamaño de la muestra, es decir, para tener una "solución exacta" la muestra debería ser infinita.

A continuación se explica el procedimiento empleado en la simulación de las variables involucradas.

SIMULACION DE PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Simulación de variables aleatorias con distribución Normal Univariada

Las variables ajustadas a funciones de tipo Normal (Gaussiana) son: f'c, fy, b, h, y r; y son simuladas de la siguiente manera:

Sea una variable aleatoria continua cuya función de densidad está dada por la expresión:

$$f_x(y) = \frac{e^{-(y-\mu)^2/2\sigma^2}}{\sigma\sqrt{2\pi}} \quad ; \quad -\infty < y < \infty \quad \dots\dots\dots 1.1$$

Se dice que es una variable aleatoria con distribución Normal: $\approx N(\mu, \sigma^2)$, con media μ y desviación estándar σ . Puede obtenerse una variable aleatoria X con distribución normal mediante la siguiente relación: (ref.27)

$$X = \mu + \sigma Z \quad \dots\dots\dots 1.2$$

En esta ecuación, Z es una distribución normal estándar (media nula y desviación estandar unitaria).

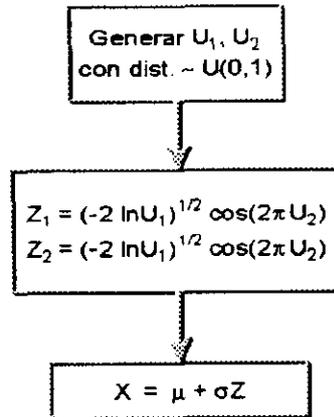
En este trabajo, la variable aleatoria Z se simulo con la aproximación propuesta por Box y Muller (27), la cual plantea que:

Dadas dos variables aleatorias independientes U1, U2 con distribución uniforme $\approx U(0,1)$, entonces las variables :

$$\begin{aligned} z_1 &= (-2 \ln U_1)^{1/2} \cos 2\pi U_2 \\ z_2 &= (-2 \ln U_1)^{1/2} \sen 2\pi U_2 \quad \dots\dots\dots 1.3 \end{aligned}$$

son independientes y tienen una distribución Normal estándar. El algoritmo que se utiliza es el que se muestra a continuación en la Fig. 1.a

Simulación Normal Univariada



Simulación de variables aleatorias correlacionadas : Normal Multivariada

Sea un vector aleatorio $X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ con distribución Multinormal, cuya función densidad de probabilidades $\approx Mn(\mu, \Sigma)$, está dada por:

$$f_X(x) = \frac{\exp\left[-\frac{1}{2} \{x - \mu\}' \Sigma^{-1} \{x - \mu\}\right]}{\sqrt{2\pi} |\Sigma|^{1/2}} \quad \dots\dots\dots 1.4$$

donde: μ : Es el vector de medias,
 Σ : Es la matriz de covarianzas ($n \times n$), simétrica y positiva definida, tal que existe una matriz triangular inferior única que cumple la siguiente relación:

$$\Sigma = C C^T \quad \dots\dots\dots 1.5$$

donde C es el resultado de la descomposición de Cholesky.

De manera análoga a la simulación Normal Univariada, el vector X de variables aleatorias puede representarse como:

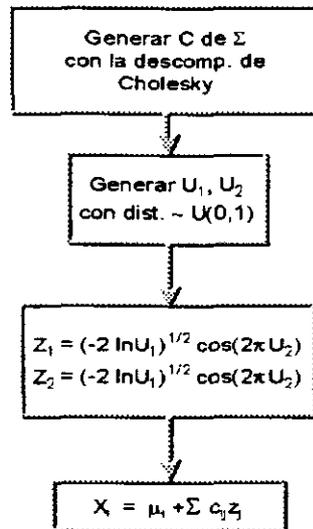
$$X = \mu + C Z \quad \dots\dots\dots 1.6$$

donde Z es el vector de variables normales con media cero y matriz de covarianzas igual a la matriz identidad; es decir, todos los componentes Z_j están distribuidos de acuerdo a la distribución Normal estandar $\approx N(0,1)$.

$$X_i = \mu_i + \sum_{j=1}^i c_{ij} Z_j \quad \dots\dots\dots 1.7$$

El algoritmo es el siguiente:

Simulación Normal Multivariada



GENERACION DE VARIABLES ALEATORIAS CON DISTRIBUCION LOGNORMAL

Simulación de variables aleatorias con distribución lognormal Univariada

Las variables ajustadas a funciones de tipo Lognormal. La ductilidad disponible de entrepiso, d_{y_i} , se supuso con distribución de tipo Log-normal y se simuló de la siguiente manera:

Suponiendo que X pertenece a $N(\mu, \sigma^2)$, $Y = e^X$ tiene distribución lognormal con f.d.p.

$$f_Y(y) = \begin{cases} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln y - \mu)^2}{2\sigma^2}\right] & 0 \leq y \leq \infty \\ 0 & \text{otro caso} \end{cases} \dots\dots\dots 2.1$$

Si X es una variable aleatoria con distribución Lognormal $\approx LN(\mu_1, \sigma_1^2)$, se pueden obtener la media y la varianza (μ, σ^2) de la variable aleatoria Y , cuya distribución es Normal, mediante las siguientes relaciones :

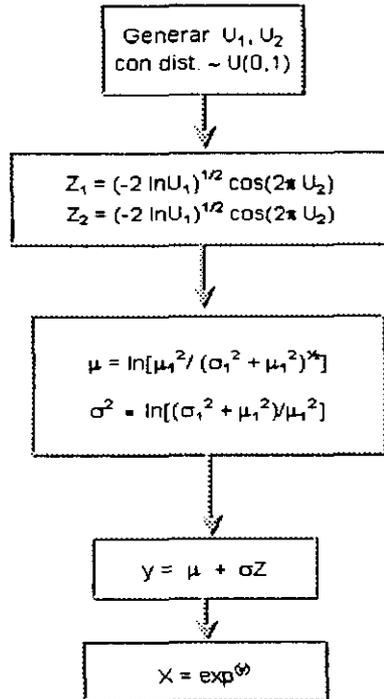
$$\mu = \ln \left[\frac{\mu_1^2}{(\sigma_1^2 + \mu_1^2)^{1/2}} \right]$$

2.2

$$\sigma^2 = \ln \left[\frac{\sigma_1^2 + \mu_1^2}{\mu_1^2} \right]$$

El algoritmo utilizado es el siguiente:

Simulación Lognormal Univariada



Simulación de variables aleatorias con distribución Lognormal Multivariada

El procedimiento es análogo a la simulación de la distribución Lognormal Univariada.

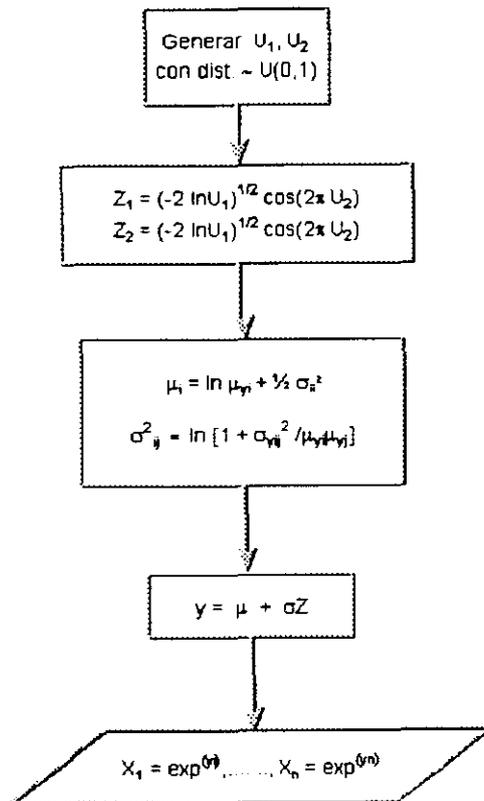
Sea $Y = (y_1, \dots, y_n)$ con distribución Lognormal Multivariada; $\approx \text{Ln}(\mu_y, \Sigma_y)$, donde μ_y es un vector de medias Σ_y es la matriz de covarianzas. Sea un vector X tal que $x_i = \ln y_i$; por lo tanto X tiene una distribución Multinormal cuyo vector de medias μ y matriz de covarianzas Σ están dadas por las siguientes relaciones (28):

$$\mu_i = \ln \mu_{y_i} + 1/2 \sigma_{ii}^2$$

$$\sigma_{ij}^2 = \ln \left[1 + \frac{\sigma_{y_{ij}}^2}{\mu_{y_i} \mu_{y_j}} \right] \dots\dots\dots 2.3$$

donde μ_{y_i} : Medias de las variables con distribución Lognormal Multivariada y
 $\sigma_{y_{ij}}^2$: Covarianzas de las mismas.

Simulación Lognormal Multivariada



De esta manera se puede generar X como se describe en la sección y puede obtenerse el vector Y simplemente como:

$$y_1 = e^{x_1}, \dots, y_n = e^{x_n} \dots\dots\dots 2.4$$

SIMULACION DE CARGAS GRAVITACIONALES

Simulación de variables aleatorias con distribución Gamma Univariada

Las cargas muertas y vivas se ajustan a una función de distribución de probabilidades de tipo **Gamma**: cuya simulación se realiza de la siguiente manera:

Una variable aleatoria X tiene una función de distribución Gamma si su función de densidad de probabilidades está dada por:

$$f_x(x) = \begin{cases} \frac{x^{\alpha-1} e^{-x/\beta}}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} & ; 0 \leq x \leq \infty ; \alpha > 0 ; \beta > 0 \\ 0 & ; \text{otro caso} \end{cases} \dots\dots\dots 3.1$$

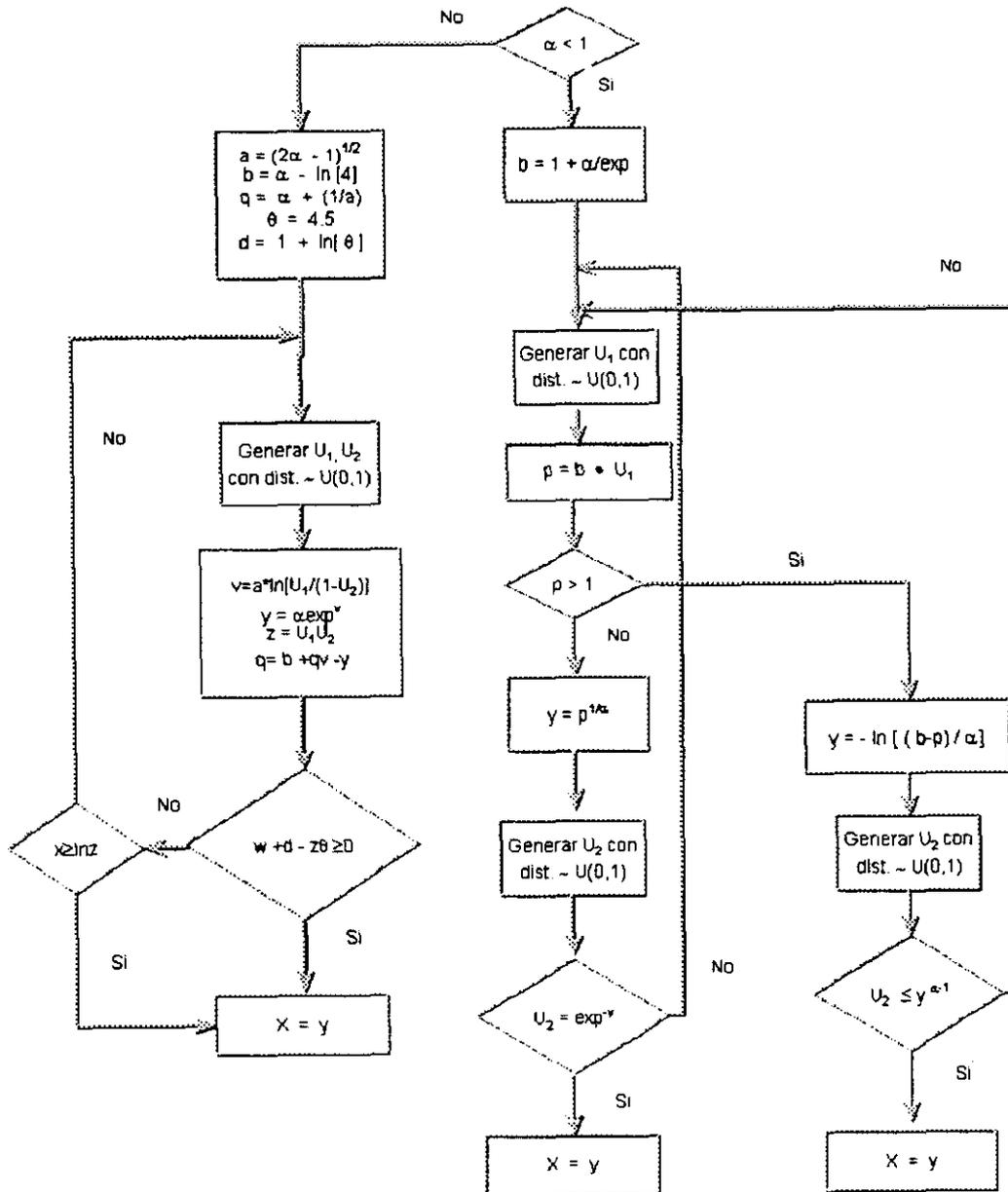
donde:

$$\alpha = \frac{m_x^2}{\text{var}(x)} ; \beta = \frac{1}{\lambda} ; \lambda = \frac{m_x}{\text{var}(x)} ; \Gamma(\alpha) = \int_0^\infty t^{\alpha-1} e^{-t} dt ; \alpha > 0$$

Si α es entero: $\Gamma(\alpha) = (\alpha - 1)!$

El algoritmo que se emplea en este trabajo se toma de la ref. 28. con el cual se obtiene X como una simulación de una variable aleatoria cuya función de distribución es $G(\alpha, \beta)$. Se presenta a continuación el diagrama de flujo

Simulación Gamma Univariada



Simulación de variables aleatorias Multivariadas con distribución Gamma.

Simular un vector X correlacionado cuyas funciones de distribución marginales sean Gamma representa una gran dificultad, por lo que se acepta el procedimiento descrito más adelante, tomando en cuenta que para la variable aleatoria a simular se tiene su vector de medias, su vector de varianzas y un solo coeficiente de correlación entre todas las variables, es decir que la correlación entre los dos elementos cualesquiera es la misma.

Se supone que cada una de las variables x_i puede obtenerse como el producto y siguiente:

$$x_i = \gamma_i x \quad \dots\dots\dots 3.2$$

en donde: γ_i y x son las variables independientes.

Si $\bar{\gamma}_i = 1$ y $\bar{x} = \bar{x}$, entonces se tiene:

$$\begin{aligned} \text{cov}[x_i, x_j] &= E[x_i x_j] - E[x_i] E[x_j] \\ &= E[\gamma_i \gamma_j] E[x^2] - E[\gamma_i] E[\gamma_j] E[x] E[x] \\ &= E[\gamma_i \gamma_j] E[x^2] - E^2[x] \end{aligned}$$

además: $E[x^2] = \text{var } x + E^2[x]$, por lo que:

$$\begin{aligned} \text{cov}[x_i, x_j] &= E[\gamma_i \gamma_j] (\text{var } x + E^2[x]) - E^2[x] \\ &= E[\gamma_i \gamma_j] (V_x^2 + E^2[x]) - E^2[x] \\ &= E[\gamma_i \gamma_j] E^2[x] (V_x^2 + 1) - E^2[x] \end{aligned}$$

que será igual a $\text{var } x$, si $i = j$, es decir:

$$\begin{aligned} \rho_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} &= V_x^2 E^2[x] \\ \rho_{ij} V_{x_i}^2 E^2[x] &= V_x^2 E^2[x] \quad \dots\dots\dots 3.3 \\ \rho_{ij} V_{x_i}^2 &= V_x^2 \end{aligned}$$

El coeficiente de variación de x_i , de acuerdo a la relación propuesta en la ec.3.2 resulta:

$$V_{x_i}^2 = V_{\gamma_i}^2 + V_x^2 + V_{\gamma_i}^2 V_x^2$$

donde:

$$V_{\gamma}^2 = \frac{V_{x_i}^2 - V_x^2}{1 + V_x^2} \quad \dots\dots\dots 3.4$$

De esta manera, con las ecs. 3.3 y 3.4, podemos obtener los coeficientes de variación de las variables γ y x . posteriormente simular estas variables y por último realizar el producto de la ec. 3.2 para obtener la variable buscada, simulada con una función de distribución Gamma.

APÉNDICE B

PROGRAMA DE COMPUTADORA

(Ejemplo para un edificio de 5 niveles)

Se describe a continuación un esquema general, el funcionamiento y las limitantes, de los programas utilizados en esta tesis.

Los programas están escritos en lenguaje FORTRAN-77. Consta de cuatro partes: La primera parte analiza la estructura, en la segunda la diseña, en la tercera simula las propiedades de la estructura involucradas como aleatorias, realiza un análisis paso a paso, encuentra la deformación máxima de entrepiso y la deformación de fluencia de entrepiso; el cuarto programa calcula el índice de confiabilidad.

a) ANALISIS

Resumen:

Este programa realiza el análisis de marcos planos, en este trabajo en particular, un marco plano interior que pertenece a un edificio de planta cuadrada con crujiás de igual longitud, los claros de los marcos deben tener la misma longitud. Las alturas de los entrepisos deben ser las iguales en un mismo entrepiso y diferentes de un entrepiso a otro. Revisa la deformación máxima de entrepiso y toma en cuenta los efectos de esbeltez a través de los factores de amplificación para las columnas.

El ejecutable ANALISIS.EXE consta de tres archivos-fuente llamados: ANA1.FOR, ANA2.FOR y ANA3.FOR; el primero arma los archivos de datos de entrada para los programas DRAIN-2D y ETABS a partir de un archivo de datos generales creado por el usuario, el segundo realiza el análisis de la estructura con parte del programa DRAIN-2D, para cuatro condiciones de carga:

Carga muerta + carga viva máxima,
Carga muerta + carga viva instantánea,
Carga por sismo (en las dos direcciones).

y el tercero utiliza parte del programa ETABS para encontrar los periodos y las formas modales de la estructura.

Cada archivo-programa internamente está compuesta por las siguientes subrutinas:

ANA1.FOR

elemen

Lee los datos generales de los elementos, trabes y columnas

cargas

Calcula las cargas que actúan sobre el marco en estudio (realiza la bajada de cargas)

masas

A partir de las cargas, calcula las masas y las concentra en cada piso

datdra

Crea el archivo de datos para el DRAIN-2D (con el elemento 5 para las trabes y el elemento 2 para las columnas), en esta parte, se indica que tipo de análisis se va a realizar.

dateta

Crea el archivo de datos para ETABS con el que calculará el periodo de la estructura

desper

Calcula y publica los desplazamientos permisibles para cada entrepiso

esbelt

Calcula los efectos de esbeltez en las columnas de acuerdo al reglamento de Construcciones del Distrito Federal (5).

funine**famb**

Calcula el factor de amplificación en las columnas

cormod

Calcula los coeficientes de participación modal. Revisa el cortante basal modal

espectro

Calcula las fuerzas de diseño a partir del espectro del reglamento de construcción del Distrito Federal

ANA2.FOR

Compuesto por la siguiente subrutina:

ETABS

Contiene una parte del programa ETABS, con el cual se calcula los periodos y formas modales de la estructura, solo para el grado de libertad lateral, a partir del archivo de datos creado en la subrutina **dateta** del archivo ANA1.FOR

ANA3.FOR

Programa que contiene la siguiente subrutina:

DRAIN

Está compuesta por parte del programa DRAIN-2D (D.FOR, D0.FOR, D1.FOR, D2.FOR y D5.FOR) con el que se realiza un análisis estático (en esta parte) a partir del archivo de datos generado en la subrutina **datdra** del archivo ANA2.FOR

Para correr el ejecutable ANALISIS.EXE se necesita crear el siguiente archivo de datos que lleve por nombre (sugerido):

AE5C1.DAT
(ton.-cm.)

MARCO DE CINCO NIVELES - ANALISIS

5.2.500.0	/ Niveles, crujiás, claro, indicador diagonales
350,280,280,280,280	/ Alturas de entepiso, de abajo hacia arriba
0.650,0.250,0.250,0.180,0.180	/ Cargas: CM, CVmaxI, CVmaxA, CVinstI, CVinstA
3,4,3	/ Indicador tipo de analisis, Q, Tipo de suelo
0.4	/ Valor del coeficiente sísmico
1.4.1.1	/ Factores de carga: Gravitacional, Gravit.+ accidental
45,45,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	/ Para las COLUMNAS de izq. a der. y de abajo a arriba
45,45,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	/ H. B, r, f'c, fy, FRT, FRCOM, FRCOR, Q, # lechos
45,45,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
45,45,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
45,45,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
45,45,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	igual
45,45,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
35,35,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
35,35,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
35,35,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
35,35,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
35,35,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
35,35,4,0.250,4.200,0.6,0.6,0.5,4,4	
40,25,4,0.250,4.200,0.9,0.6,4,2	/ Para las TRABES de izq. a der. y de abajo a arriba
40,25,4,0.250,4.200,0.9,0.6,4,2	/ H. B, r, f'c, fy, FR, FRCOR, Q, # lechos
40,25,4,0.250,4.200,0.9,0.6,4,2	
40,25,4,0.250,4.200,0.9,0.6,4,2	
40,25,4,0.250,4.200,0.9,0.6,4,2	
40,25,4,0.250,4.200,0.9,0.6,4,2	
40,25,4,0.250,4.200,0.9,0.6,4,2	igual
40,25,4,0.250,4.200,0.9,0.6,4,2	
40,25,4,0.250,4.200,0.9,0.6,4,2	

El indicador de diagonales tiene dos opciones:

- a) INDI = 0 La estructura no cuenta con diagonales
- b) INDI = 1 Existen diagonales

El indicador de tipo de analisis puede ser:

- a) INDI = 1 Realiza análisis estático
- b) INDI = 2 Utiliza análisis dinámico modal

Para el tipo de suelo se tienen:

- a) TIPO = 1 Terreno firme
- b) TIPO = 2 Terreno de transición
- c) TIPO = 3 Terreno compresible

El significado de las variables abreviadas es:

- CM: Carga muerta
- CVmaxI: Carga viva máxima para pisos intermedios
- CVmaxA: Carga viva máxima en la azotea
- CVmaxI: Carga viva instantánea en pisos intermedios
- CVmaxA: Carga viva instantánea en la azotea
- H: Altura de la sección.
- B: Base de la sección.
- r: Recubrimiento inferior y superior (se supone que es el mismo).
- f'c: Esfuerzo resistente del concreto a la compresión.
- fy: Esfuerzo de fluencia del acero en tensión.
- FRT: Factor de resistencia a tensión.
- FRCOM: Factor de resistencia a compresión.
- FRCORT: Factor de resistencia a cortante.
- FR: Factor de resistencia a flexión
- Q: Factor de comportamiento sísmico.

En la nomenclatura del archivo de datos, la primera letra representa que se trata de un análisis, E de edificio, 5 número de niveles con el que cuenta el edificio, C el caso o coeficiente con el que se trabaja y 1 indicador del coeficiente que se utiliza, aquí se toma por convenio usar 1=0.4 ; 2= 0.3; 3= 0.2; 4=0.1 , Por ejemplo el edificio de 20 niveles para el coeficiente de 0.4 queda como AE20C1.DAT, así sucesivamente para los análisis que se deseen realizar

El programa arroja los siguientes archivos de resultados:

b) DISEÑO

Resumen:

La parte del diseño solo consta de un programa que lleva por nombre DISEÑO, el cual se lleva de acuerdo al Reglamento de Distrito Federal ref. (5).

El programa diseña las vigas y columnas que componen la estructura

El programa está compuesto de las siguientes subrutinas:

DISEÑO.FOR

col

Calcula las columnas de la estructura

col1

Revisa las relaciones geométricas de los elementos, columnas

col2

Calcula las constantes del diagrama esfuerzo-deformación

col3

Revisa la excentricidad mínima y calcula la localización de los lechos del acero de refuerzo longitudinal

col4

Calcula los aceros mínimos y máximos de la sección

aceroe

Calcula las cuantías de acero

cortc

Revisa por cortante la sección

confc

Encuentra la cuantía de acero de refuerzo transversal para el cortante

viga

Para el elemento viga lee los datos generales

vig1

Revisa relaciones geométricas del elemento y calcula aceros mínimos

vig2

vig3

Calcula el área de acero para una viga doblemente armada

acero v

Calcula la cuantía del acero de la viga

cortv

Revisa por cortante mínimo la sección

confv

Calcula el confinamiento de la sección, se supone una barra del No. 2.5 para cualquier caso de factor de comportamiento Q.

c) SIMULACION

Resumen:

La simulación de las variables involucradas y el cálculo de la respuesta inelástica de la estructura se realizan a través de dos archivos ANAETA1.FOR y SIMDRA.FOR, este último consta a su vez de los archivos SIMULA.FOR y DRAIN.FOR que se fusionan en un solo programa, por facilidad.

El programa SIMDRA contiene las siguientes subrutinas:

SIMDRA.FOR

elemen

Se leen datos generales para columnas y trabes

amedia

Se calculan los valores medios y las desviaciones estándar de las variables aleatorias consideradas en las trabes y columnas

simpro

Se simulan las propiedades de los elementos

cargas

Simula las cargas de los niveles, supone que las cargas medias en los niveles son iguales a las masas simuladas en la SUBROUTINA MASA, supone también igual carga en todos los niveles

masas

Se simulan las masas de los niveles, se considera que la carga viva es la misma en todos los niveles

resis

Con las propiedades arrojadas por la simulación se calcula la resistencia de los miembros estructurales

forcec

Para la cuantía de acero calculada en diseño calcula la fuerza y el momento actuante en las columnas

forcev

Para la cuantía de acero calculada en diseño calcula la fuerza y el momento actuante en las trabes

sismo

Simula o asigna el sismo a cada estructura según sea la elección que se haya realizado

datdra

Con los valores simulados de las propiedades de los elementos se crea el archivo de datos para el DRAIN-2D

dateta

Se crea el archivo de datos para el ETABS

simmas

Subrutina que simula las masas con distribución Gamma

simgam

Subrutina que simula las variables aleatorias con distribución Gamma

simcar

Subrutina que simula las cargas con distribución Gamma, se utiliza el criterio del Dr. Esteva, se considera los casos de carga en que se tienen valores medios y varianzas iguales en todas las crujías. Los valores medios son los obtenidos de la simulación de las masas en la subrutina **masa**.

corest

Se calculan las rigideces de entrepiso de la estructura, calcula las fuerzas laterales, lee desplazamientos laterales y los periodos. Calcula las rigideces de entrepiso.

emo

Crea un archivo de datos para el marco equivalente.

Para correr el ejecutable SIMDRA.EXE debe crearse el siguiente archivo de datos:

SE5C1.DAT
(ton.-cm.)

MARCO DE CINCO NIVELES - SIMULACION

5,2,500	/ Niveles, crujías, claro
350,280,280,280,280	/ Alturas de entrepiso de abajo a arriba
0.650,0.250,0.180	/ CMmax, CVinst(intermedios), CVinst. (azotea)
4,3,0.05,0.05	/ Q, Tipo, Amortiguamiento para α y β
15,1.0	/ Indicador sismo, factor
1 501 1000	/ Indicador simulacion, inicio, final

Para el indicador del sismo se tienen tres opciones:

- a) INDI < 14 Asigna el sismo elegido (del 1 al 14).
- b) INDI = 14 Utiliza el sismo de SCT
- c) INDI > 14 Aleatoriamente asigna algun sismo de la familia de registros simulados.

Para el indicador de la simulación tambien se tienen tres opciones:

- a) INDI = 0 El programa trabaja con las propiedades medias de la estructura.
- b) INDI = 1 Trabaja con las propiedades simuladas y
- c) INDI = -1 Utiliza las propiedades nominales de las variables involucradas.

d) BETA**Resumen:**

BETA.FOR programa que a partir de los resultados de SIMDRA.FOR calcula los valores del indice de confiabilidad β