



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE UN
EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO A PARTIR
DE SU MODELO ELÁSTICO CALIBRADO**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:
M E N D O Z A R E S É N D I Z L I Z B E T H**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ**



MÉXICO. D.F.

FEBRERO 2005

m. 341064



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.



FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/077/04

Señorita
LIZBETH MENDOZA RESÉNDIZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTUDIO DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO A PARTIR DE SU MODELO ELÁSTICO CALIBRADO"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ANTECEDENTES
- III. ANÁLISIS SISMICO
- IV. PROPIEDADES DEL EDIFICIO
- V. HERRAMIENTA DE CÓMPUTO
- VI. ANÁLISIS DEL MODELO
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 26 de junio de 2004.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Lizbeth Mendoza Reséndiz
FECHA: 16/ Feb / 05
FIRMA: Lizbeth Mendoza



AGRADECIMIENTOS

A Dios:

*Por todo lo que tengo y lo que soy,
por darme la capacidad de razonar.*

A mis padres:

*Por su apoyo, ya que sin ustedes
no hubiera logrado alcanzar esta meta.
Por su ejemplo de arduo trabajo y
por el esfuerzo de ustedes para que hoy
tenga la dicha de contar con una profesión.
Gracias por su confianza, su comprensión
y sobre todo por su amor.*

A Alejandro:

*Por el ejemplo que has sido para mi
y por tus enseñanzas.*



Al Dr. José Alberto Escobar Sánchez:
*Por compartir sus conocimientos y experiencias,
por su tiempo y su paciencia para la realización
de este trabajo, y en especial por su amistad.*

A la Universidad Nacional Autónoma de México:
*Por permitirme pertenecer a ella
y forjarme un espíritu de superación.*

A la Facultad de Ingeniería:
*Y en especial a todos los profesores
que compartieron conmigo sus conocimientos.*

A mis amigos:
*Que me enseñaron que el amor y la
amistad son una parte importante en el
desarrollo de toda persona.*

**A todas y cada una de las personas
del Instituto de Ingeniería
que colaboraron en la realización
de esta tesis.**



ÍNDICE

Introducción	1
1. Antecedentes	2
1.1. Características sismológicas de México	2
1.2. Daños causados a edificios de concreto reforzado por sismos de gran magnitud en México	5
1.3. Instrumentación en edificios de concreto reforzado	13
2. Análisis Sísmico	16
2.1. Análisis estático	16
2.1.1. Análisis estático elástico	16
2.2. Análisis dinámico	17
2.2.1. Análisis dinámico elástico	18
2.2.2. Análisis dinámico inelástico	18
3. Propiedades del edificio	21
3.1. Características generales	21
3.1.1. Localización	21
3.1.2. Geometría	22
3.1.3. Elementos estructurales	24
3.1.4. Cimentación	30
3.2. Características particulares	31
3.2.1. Instrumentación	31
3.2.2. Propiedades dinámicas medidas	33
4. Herramienta de cómputo	35
4.1. Programa de análisis no lineal	35
4.2. Modelo de resortes múltiples	36



ÍNDICE

5. Análisis del modelo.	39
5.1. Consideraciones del modelo	39
5.2. Calibración del modelo	40
5.3. Análisis inelástico	44
6. Conclusiones y recomendaciones	51
Referencias	53
Agradecimientos	55



INTRODUCCIÓN

A lo largo de la existencia de la humanidad, se han presentado infinidad de sismos, que han originado grandes desastres, tanto pérdidas humanas como materiales y México no es la excepción. Debido al temblor acaecido en 1985, en la ciudad de México, y durante el cual muchas edificaciones se derrumbaron, se decidió revisar y modificar el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias.

Así también, con el desarrollo de la tecnología se han creado programas de cómputo que ayudan al ingeniero en el diseño y revisión de estructuras, pero que de alguna manera tienen que ser comprobados.

En este trabajo se analiza el modelo matemático de un edificio de concreto reforzado de 18 pisos. Dicho edificio está instrumentado con acelerómetros, los cuales miden las aceleraciones de la estructura, cuando está sometida a la acción de un sismo, o vibración ambiental.

Dado que el edificio está instrumentado se aprovecharán los registros obtenidos por la red de acelerómetros, y se calibrará un modelo matemático elástico, y se generará un modelo inelástico para el análisis del edificio.

Por último se le aplicará una excitación ocurrida anteriormente, la cual se obtuvo de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, y se estudiará que le sucede a la estructura.



CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES

1.1. CARACTERÍSTICAS SISMOLÓGICAS DE MÉXICO

Un sismo se define como un movimiento de la corteza terrestre. México se encuentra en una región del planeta afectada por los sismos y lo seguirá estando. En otras palabras, es una zona de alta sismicidad.

Lo anterior se debe a que las placas de Cocos y de Rivera, que se encuentra al sur y sureste de México, en el océano Pacífico (figura 1.1), se están introduciendo bajo la placa Norteamérica, de la cual forma parte la placa continental del país. Es decir, las placas de Cocos

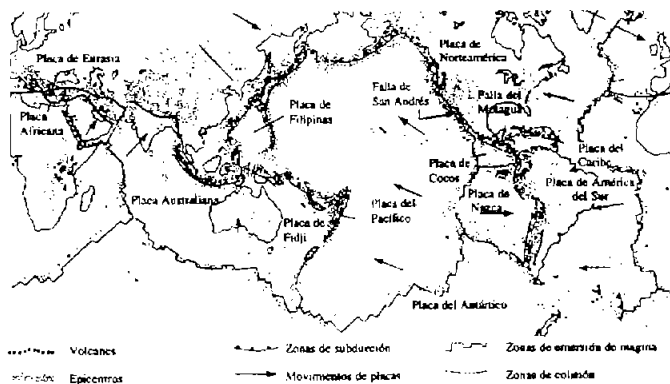


Figura 1.1 Placas continentales. (www.cenapred.unam.mx).



CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

y de Rivera subducen a la placa Norteamérica. La primera se mueve con una velocidad relativa de aproximadamente 5 cm/año, respecto a la placa continental, mientras que la segunda se desplaza 2.5cm/año aproximadamente (www.cenapred.unam.mx).

En la falla de esta zona costera del Pacífico se acumulan grandes cantidades de energía que al liberarse provocan los grandes sismos que afectan a México. Se estima que los grandes sismos de magnitud superior a 7 en la escala de Richter han ocurrido con una periodicidad de 30 a 75 años (Tabla 1.1, www.ssn.unam.mx). Los últimos temblores de gran magnitud en la costa de Guerrero ocurrieron entre 1907 y 1911. La región cercana a Chapala, Jalisco, muestra otra faceta de la compleja geología y sismicidad de México. En esta región del centro del estado de Jalisco, la actividad sísmica es poco frecuente y sólo se registra ocasionalmente la presencia de pequeños temblores en ese entorno

Tabla 1.1. Periodicidad de los temblores (www.ssn.unam.mx).

Región	Localización aproximada		Año del sismo (Magnitud)	Periodo de retomo (años)
	Lat (° N)	Long (° W)		
Oaxaca este	16.2	95.8	1897(7.4);1928(7.7); 1965(7.8)	34
Oaxaca centro	16	96.8	1870(7.9);1928(8.0); 1978(7.8)	54
Oaxaca oriente	16.6	97.7	1854(7.7);1894(7.4); 1928(7.4);1968(7.4)	38
Ometepec	16.5	98.5	1950(7.3); 1982(6.9,7.0)	32
San Marcos	16.7	99.2	1845(7.9);1907(8.0); 1957(7.7)	56
Petatlán	17.3	101.4	1943(7.7);1973(7.6)	36
Michoacán	18.1	102.5	1911(7.9);1985(8.1)	74
Colima	18.4	103.2	1941(7.9);1973(7.5)	32

Las ondas provocadas por la subducción de las placas en el epicentro, se reflejan hacia donde el medio lo permite (figura 1.2), llegando hasta el valle de la ciudad de México, alteradas por la amplificación debido a las propiedades mecánicas del suelo provocando severos daños en las construcciones.

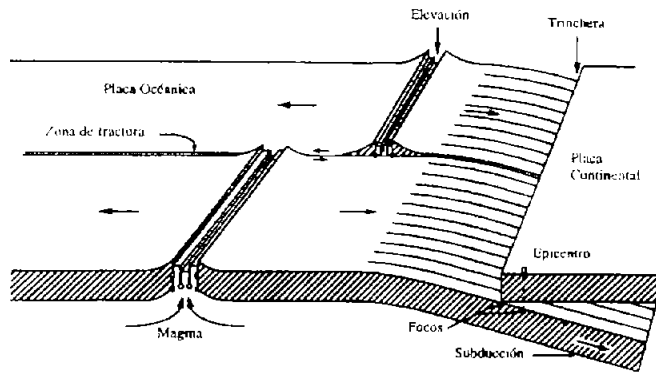


Figura 1.2 Subducción de placas (www.ssn.unam.mx).

Por esta razón, las estructuras responden a la excitación sísmica (descrita por una serie de aceleraciones, velocidades y desplazamientos), que se presenta en el suelo sobre el que están desplantados, mediante vibración. A través ésta, disipan la energía que es generada por dicho movimiento.

La amplitud de la vibración necesaria para disipar la energía sísmica depende de las características del sistema constituido por el conjunto suelo-cimentación-estructura-elementos no estructurales.

La República Mexicana se divide en cuatro zonas sísmicas (figura 1.3, www.ssn.unam.mx). Esto se realizó con fines de diseño sísmico. Para efectuar esta división, se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios del siglo XX. También se emplearon datos de grandes sismos que aparecen en los registros históricos, así como los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo. Estas zonas sísmicas son un reflejo de qué tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar.

En la zona sísmica A no se tienen registros históricos de sismos en los últimos 80 (www.ssn.unam.mx) años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores al 10% de la aceleración de la gravedad. En la zona sísmica D se han reportado grandes sismos históricos, su ocurrencia es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden exceder el 70% de la gravedad.



Figura 1.3. Zonificación sísmica de México (www.ssn.unam.mx)

Las otras dos zonas sísmicas, B y C, son intermedias. En ellas se registran sismos menos frecuentes. Son zonas afectadas por aceleraciones que no exceden el 70% de la aceleración de la gravedad. Aunque la ciudad de México se encuentra ubicada en la zona sísmica B, debido a las condiciones locales del subsuelo, pueden esperarse altas aceleraciones.

1.2. DAÑOS CAUSADOS A EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO POR SISMOS DE GRAN MAGNITUD EN MÉXICO

Los sismos son una fuente potencial de daño para las construcciones. Cuando una estructura está frecuentemente sujeta a la acción de los sismos intensos, es posible que sufra un deterioro en sus propiedades de rigidez y resistencia. Lo anterior puede ocasionar una disminución en su capacidad para disipar energía, por lo que su vulnerabilidad ante acciones sísmicas subsecuentes puede aumentar.

Como se mencionó, las costas del Pacífico, en contraste con las del Golfo de México, presentan una gran movilidad tectónica, lo que favorece el alto índice de sismicidad en el país.

El 26 de agosto de 1959, una región localizada al norte del Istmo de Tehuantepec, Oaxaca, y al sur del Estado de Veracruz, sufrió un movimiento que afectó una extensión de 400 000 Km². La distribución de daños en estructuras fue notable, siendo principalmente en Coatzacoalcos, Minatitlán y Jáltipan, donde fueron más pronunciados (Rosenblueth y Díaz, 1964).



CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

Debido a este sismo, llamó la atención que no todas las construcciones dañadas hayan sido de la mala calidad predominante en la región (Rosenblueth y Díaz, 1964). Se considera que los templos coloniales de "buena calidad" fueron debilitados por sismos anteriores.

Es importante señalar que el factor que más ha influido en el establecimiento de la práctica actual de diseño sísmico de edificios, ha sido la experiencia obtenida del comportamiento observado de los diferentes tipos de estructuras que han estado bajo la influencia de sismos severos.

La identificación de las características que han dado lugar a fallas o a un buen comportamiento estructural, y el análisis de los tipos de daño y de sus causas, han contribuido a la comprensión del comportamiento sísmico de las estructuras.

A continuación se explican brevemente las causas que pueden provocar el colapso de los edificios cuando están bajo la acción de un sismo severo.

Una de las causas más frecuentes es la resistencia insuficiente a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura. Lo anterior se debe al flujo de las fuerzas de inercia desde las partes superiores de la estructura hacia su cimentación. Esto genera fuerzas cortantes crecientes hacia los niveles inferiores de las estructuras. La figura 1.4 muestra un ejemplo de colapso de edificios por falla de cortante de sus columnas debido a sismos intensos (Bazán y Meli, 1999).



Figura 1.4. Colapso de un edificio por falla de columna (Bazán y Meli, 1999).



CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

Para un buen comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor importante pues se debe considerar además la capacidad de deformación. Esta característica se denomina ductilidad y es una propiedad importante, ya que puede evitar el colapso de los edificios. Lo anterior se debe a que las estructuras pueden sufrir grandes deformaciones, pero aún así mantenerse en pie. Un aspecto básico en el diseño sísmico es el detallado de las secciones transversales de los elementos estructurales para evitar una falla frágil.

Otro tipo de daño causado a edificios cuando ocurre un sismo es la falla en conexiones entre elementos estructurales (Bazán y Meli, 1999). Las conexiones entre muros y losas en estructura a base de paneles, y entre vigas y columnas en estructuras de marcos resultan particularmente críticas. La figura 1.5 muestra una falla de conexión viga-columna de concreto.



Figura 1.5. Falla por escasez de anclaje en la conexión de la columna con el sistema de piso (Bazán y Meli, 1999).

Otro ejemplo de falla se observó en la conexión en edificios de losas apoyadas directamente sobre las columnas, sin vigas. Aquí, los esfuerzos cortantes en la losa, alrededor de la columna son muy elevados, así suele ocurrir una falla por punzonamiento que deja sin apoyo a los sistemas de piso. Lo anterior da paso a un colapso total del edificio. En la figura 1.6 Se muestra un ejemplo de punzonamiento de losa (Bazán y Meli, 1999).



Figura 1.6. Colapso de un edificio a base de losas planas debido a falla por punzonamiento en las columnas (Bazán y Meli, 1999).

Un aspecto fundamental para garantizar la estabilidad de un edificio consiste en la liga de la estructura con el suelo. Los casos de volteo de edificios debidos a un sismo pueden ocurrir el caso de edificios esbeltos. La figura 1.7 muestra un edificio que se volteó arrancando los pilotes del suelo en que estaban hincados (Bazán y Meli, 1999).



Figura 1.7 Volteo de un edificio debido a falla por cimentación (Bazán y Meli, 1999).

Una configuración inadecuada del sistema estructural puede producir una respuesta desfavorable de la. En la figura 1.8 se puede



CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

apreciar la falla de una columna debido a las vigas excéntricas con respecto a su eje.



Figura 1.8 Falla de una columna debido a excentricidad de la viga longitudinal (Bazán y Meli, 1999).

Otro factor importante en la falla de las estructuras es la geometría que presenta en planta. Si una estructura tiene una distribución asimétrica de sus elementos resistentes puede sufrir vibración torsional, lo que provoca fuerzas elevadas en algunos elementos. La figura 1.9 muestra un edificio con planta asimétrica que sufrió vibración torsional durante un sismo (Bazán y Meli, 1999).

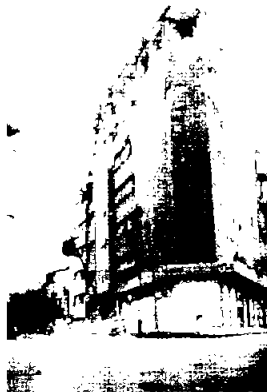


Figura 1.9 Daño en edificio por vibración torsional (Bazán y Meli, 1999).



CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

Debido a que en la Ciudad de México existe una gran zona donde el suelo es muy blando, los edificios construidos en ella pueden golpearse entre sí. En la figura 1.10 se aprecia el daño causado a un edificio por este fenómeno (Bazán y Meli, 1999).



Figura 1.10 Falla debida al choque entre edificios adyacentes (Bazán y Meli, 1999).

La interacción entre elementos considerados como no estructurales puede producir concentraciones de fuerzas en los elementos estructurales pudiéndose presentar falla frágil (figura 1.11, Bazán y Meli, 1999).



Figura 1.11 Falla por cortante en una columna corta (Bazán y Meli, 1999).

El diseño sísmico no se limita sólo a la protección de las estructuras contra el colapso. En sismos moderados, no se deben



CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

presentar daños en los elementos no estructurales. En la figura 1.12 se puede apreciar los daños causados a la fachada del edificio por las fuerzas laterales (Bazán y Meli, 1999).



Figura 1.12 Daños en la fachada de un edificio por movimientos laterales excesivos (Bazán y Meli, 1999).

Las fotografías anteriores corresponden a estructuras dañadas por el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México, el cual tuvo una magnitud de 8.2 en la escala de Richter. Este temblor ha sido uno de los eventos recientes más destructivos que se han vivido en el país.

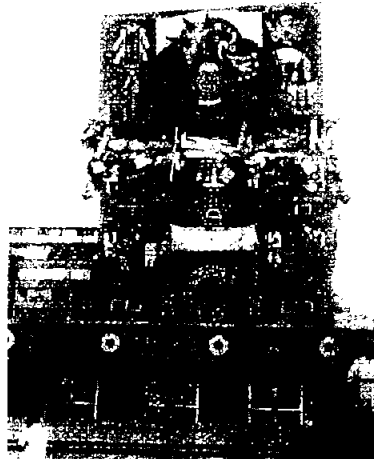
En las figuras 1.13 a 1.16 se pueden apreciar otros edificios severamente dañados por el sismo de 1985 (www.cenapred.unam.mx).



Figura 1.13 Edificio de acero del conjunto Pino Suárez (www.cenapred.unam.mx).



*Figura 1.14 Edificio Nuevo León, de concreto reforzado, en Tlatelolco
(www.cenapred.unam.mx).*



*Figura 1.15 Edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes
(www.cenapred.unam.mx).*



Figura 1.16 Oficinas de Televisa en el centro de la ciudad de México (www.cenapred.unam.mx).

1.3. INSTRUMENTACIÓN EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

Las primeras observaciones de sismos en México obtenidas de instrumentos, se iniciaron durante la última década del siglo XIX, cuando se instaló el primer sismógrafo en el Observatorio Meteorológico Central en la ciudad de México. Desgraciadamente, los sismogramas registrados por este temprano instrumento no fueron conservados.

Posteriormente, en un acuerdo celebrado en Estrasburgo, Francia, el 1º de abril de 1904, se reunieron 18 países, entre ellos México, se creó una red sismológica por cada país (www.ssn.unam.mx). Los primeros estudios que se realizaron usando los datos generados por la red sismológica sirvieron para la elaboración de la primera carta sísmica de la República Mexicana en 1918 (figura 1.17).

La instrumentación sísmica en estructuras es de gran importancia debido a que se pueden realizar estudios cuantitativos ante las excitaciones a las que son sometidas.

La investigación resultante de la instrumentación existente en otros países es de gran ayuda, pero es necesario que México cuente con sus propios datos.

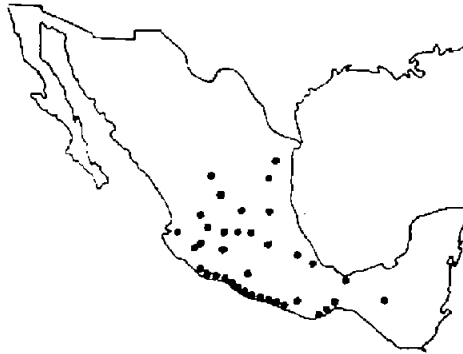


Figura 1.17 Primer mapa de sismicidad de México (www.ssn.unam.mx).

En 1957 ocurrió un terremoto, con una magnitud de 7.5. Debido a éste y con el objetivo de obtener información sobre grandes terremotos en México, se inició la instrumentación para el registro sísmico al instalarse los dos primeros acelerógrafos en la Ciudad de México, uno en Ciudad Universitaria y otro en la Alameda Central (www.ssn.unam.mx).

Los primeros registros obtenidos, impulsaron la instalación de más equipos de este tipo, especialmente en las grandes obras hidroeléctricas. Gracias a los resultados obtenidos se empezó a proponer la instrumentación de edificios.

La instrumentación sísmica de edificios en México empezó a ser una realidad en 1950. La Torre Latino Americana fue la primer estructura en ser instrumentada con este sistema. El resultado de los análisis de los registros obtenidos se tomó como referencia para establecer los coeficientes sísmicos propuestos en las Normas de Construcción de la Ciudad de México de aquel entonces (Alcántara et. al., 2002).

A pesar de que esto era una gran oportunidad para analizar el comportamiento real de las estructuras, no llamó mucho la atención, además de que es costosa la colocación de este sistema. Debido a lo anterior, en el sismo de 1985, no se tenían edificios instrumentados por lo cual no se pudo determinar su comportamiento.

En general, en México se cuenta con menos de 25 edificios instrumentados, la mayoría de ellos en el Distrito Federal (Alcántara et. al., 2002).



CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

Los resultados obtenidos hasta ahora son de gran provecho para evaluar las consideraciones de análisis de las estructuras. Sin embargo, no se tienen registros en edificios sometidos a excitaciones de gran intensidad. Lo anterior se debe a que estas excitaciones son poco frecuentes y a que afectan diferentes partes del país.

Debido a esto, se decidió instrumentar un edificio en una zona de mayor peligro debido a la alta sismicidad. Considerando que el Estado de Guerrero tiene un alto índice de sismicidad, se decidió instrumentar un edificio en esta zona.

Para lo anterior se tuvieron en consideración 30 edificios para la colocación de la instrumentación siendo el elegido un edificio de 19 niveles en Acapulco. Este es el que se va analizar en este trabajo.



CAPÍTULO 2 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis ante cargas sísmicas es una parte muy importante del análisis de estructuras ya que permite determinar las fuerzas que actuarán en ellas al presentarse un sismo. Con dichas fuerzas se pueden determinar las fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes, en los miembros estructurales para diseñar la estructura.

El análisis sísmico se puede realizar mediante un análisis estático y/o análisis dinámico. A continuación se explican cada uno de ellos.

2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Al llevar a cabo este análisis, se debe tener en consideración que sólo se emplea en modelos elásticos.

2.1.1. Análisis estático elástico

El análisis sísmico estático se emplea con ciertas limitaciones ya que se obvia la necesidad de calcular los modos de vibración. Para poder llevar a cabo el análisis sísmico estático, es necesario determinar el periodo fundamental de la estructura:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.1)$$

donde ω es la frecuencia angular de vibración y se determina como:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.2)$$

donde k y m son la rigidez y la masa de la estructura.



Con el valor de T , con los espectros de diseño sísmico, y de acuerdo con el tipo de suelo en el que se desplanta la estructura, se determina el valor del coeficiente sísmico, C_s . Se determina el factor de comportamiento sísmico Q , que depende de las características de la estructura. También se calculan los pesos de cada planta.

Con los datos anteriores se calculan las fuerzas actuantes en cada nivel de la estructura como:

$$F_i = \frac{C_s W_T}{Q} W_i \frac{H_i}{\sum W_i H_i} \quad (2.3)$$

donde i , indica el nivel de la estructura; W_T , es el peso total; W_i , es el peso del i -ésimo nivel y H_i , es la altura acumulada de cada nivel a partir del nivel del piso.

Ya que se obtuvieron las fuerzas debidas a la acción de un sismo se determinan los elementos mecánicos actuantes.

2.2. ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis sísmico dinámico se efectúa mediante la solución de la ecuación de movimiento. Así se requieren datos adicionales a los del análisis estático, tales como las propiedades inerciales y de amortiguamiento de la estructura. Por esta razón el análisis dinámico se considera más preciso que el estático.

En este análisis es necesario determinar, además del periodo fundamental de vibración, los modos superiores. Para ello se aplica la siguiente ecuación (Chopra, 1995):

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = m\ddot{x}_g \quad (2.4)$$

donde \ddot{x} , es la aceleración de la estructura; \dot{x} , es la velocidad con la que se desplaza la estructura; x , es desplazamiento de la estructura y c , es el coeficiente de amortiguamiento.

Una forma de realizar un análisis modal espectral, consiste en considerar comportamiento elástico lineal. Otra forma de hacerlo es mediante el análisis paso a paso, en donde se puede considerar comportamiento inelástico del material que constituye a los elementos estructurales.



2.2.1. Análisis dinámico elástico

Se considera una estructura de varios niveles, en donde la ecuación a resolver es (Chopra, 1995):

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = [M]\{X_S\} \quad (2.5)$$

en donde $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices de masa, coeficiente de amortiguamiento y rigidez de la estructura, respectivamente, y $\{\ddot{X}\}$, $\{\dot{X}\}$ y $\{X\}$, son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento de la estructura, respectivamente.

Desde el punto de vista dinámico se pone interés en los grados de libertad en los que se generan fuerzas de inercia, es decir fuerzas iguales a masa por aceleración. Si la estructura tienen n niveles, se tendrá 1 sistema de n grados de libertad (figura 1, Chopra, 1995).

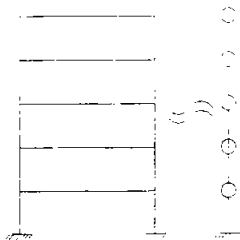


Figura 2.1 sistema de n grados de libertad.

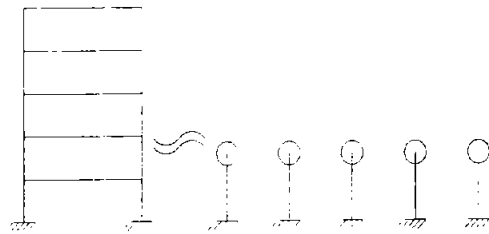


Figura 2.2 n sistemas de 1 grado de libertad.

Pero en el análisis modal espectral el sistema se descompone para obtener n sistemas de 1 grado de libertad (figura 2.2).

2.2.2. Análisis Dinámico Inelástico

El análisis dinámico de estructuras con comportamiento inelástico es el método más preciso con el que se cuenta. Como resultados se pueden obtener aceleraciones, velocidades, desplazamientos y elementos mecánicos que actúan en la misma ante la existencia de un sismo. Para poder emplear este método, se debe contar con acelerogramas.

Este análisis, en general, se lleva a cabo por medio de programas de cómputo, ya que se deben realizar iteraciones, para llegar a la solución de la ecuación (2.4).



CAPÍTULO 2: ANÁLISIS SÍSMICO

En este análisis se toman en cuenta las propiedades inelásticas de los materiales empleados en la construcción.

En la figura 2.3.a se muestra el comportamiento dúctil y el comportamiento frágil de un material (Bazán y Meli, 1999).

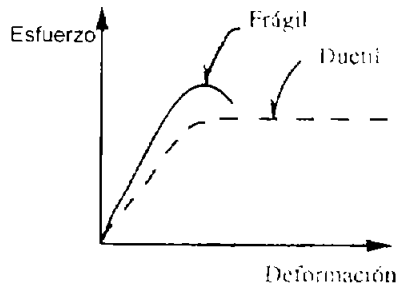
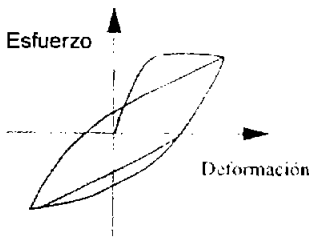
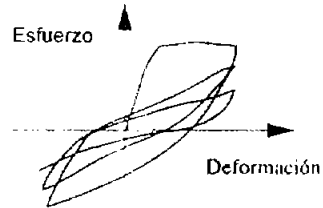


Figura 2.3. Comportamiento de un material dúctil y frágil (Bazán y Meli, 1999)



a) Material con deterioro de capacidad de disipación de energía



b) Material con deterioro de resistencia

Figura 2.4. Comportamiento de materiales (Bazán y Meli, 1999).

Es de gran importancia que las estructuras se comporten inelásticamente, así pueden disipar gran parte de la energía inducida por el sismo. Dado que los sismos exponen a las estructuras a ciclos de carga en diferentes direcciones, es necesario conocer el comportamiento que presenta la estructura ante repeticiones de cargas alternadas.



CAPÍTULO 2: ANÁLISIS SÍSMICO

A este comportamiento se le representa mediante las curvas esfuerzo-deformación. Éstas tienen forma de ciclos de histéresis como los mostrados en las figuras 2.4.a, 2.4.b. Al exceder cierto valor de deformación, los materiales no se recuperan, o rebasan su capacidad de carga.

Dado que el análisis dinámico inelástico es un método preciso, se decidió emplear éste para analizar el edificio en estudio en esta tesis.



CAPÍTULO 3 PROPIEDADES DEL EDIFICIO

3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

3.1.1. Localización

El edificio en estudio se encuentra localizado en México, del lado del Océano Pacífico (figura 3.1), en Acapulco, Guerrero. Está construido en una zona de depósitos de barra en la bahía de Acapulco (figura 3.2). Se encuentra desplantado en suelo blando con arenas de compacidad variable, a la orilla del mar.

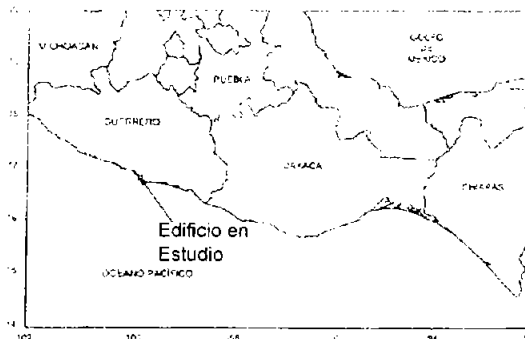


Figura 3.1. Localización del edificio en estudio (Taborda et al, 2001).



3.1.2. Geometría

El edificio en estudio tiene una estructura regular de 16 niveles. Mide 25 m de frente, 24 m de ancho y 66 m de altura. Su estructuración es a base de marcos de concreto reforzado y muros de mampostería y concreto reforzado. Consiste de: sótano-estacionamiento, planta baja, niveles 1 a 15 y pent-house en el nivel 16. En la figura 3.3.a se muestra una imagen del edificio desde la vista posterior. En la figura 3.3.b. se muestra la fachada principal del edificio.

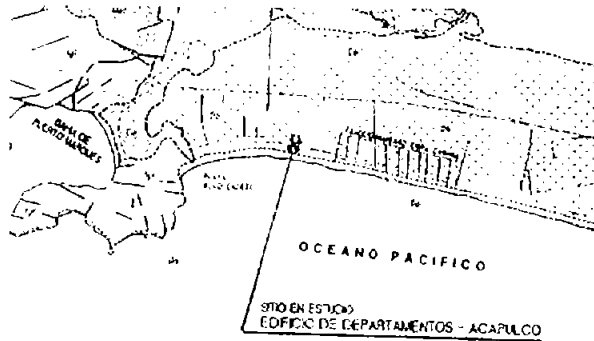


Figura 3.2. Zona de barras (Detalles técnicos, 2001).



a) Vista posterior (Murià et al, 2001).

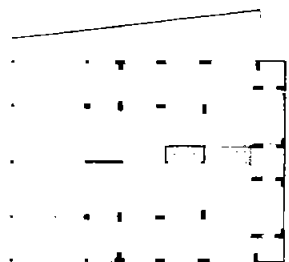


b) Vista de frente (Detalles técnicos, 2001).

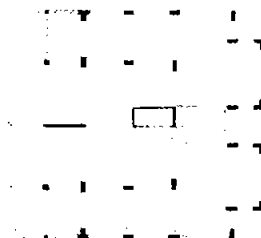
Figura 3.3. Edificio en estudio.



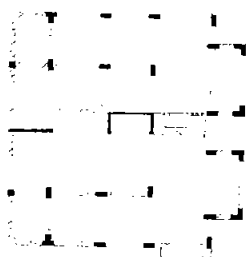
CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO



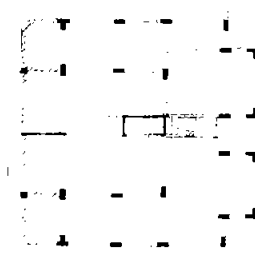
a) Sótano y planta baja.



b) Planta nivel 1.



c) Planta de niveles 2 a 6.



d) Planta de niveles 7 a 12.



e) Planta de niveles 13 a 15.



f) Planta de nivel 16.

Figura 3.4. Planos de los niveles del edificio en estudio
(Planos de plantas tipo, 2001).

En la figura 3.4, se muestran las plantas tipo para cada nivel del edificio, y la planta tipo de la estructura se muestra en la figura 3.5.



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

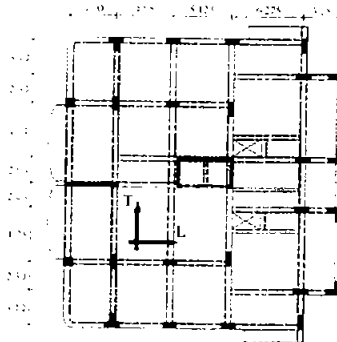


Figura 3.5. Planta típica del edificio en estudio (Murià et al, 2001).

3.1.3. Elementos estructurales

Las losas son macizas de 10 cm de espesor, perimetralmente apoyadas en las trabes. La resistencia nominal del concreto es 250 kg/cm^2 , la del acero estructural 2530 kg/cm^2 , y la del acero de refuerzo 4200 kg/cm^2 . Las trabes son de sección transversal rectangular, la mayoría de $40 \times 90 \text{ cm}$. Existen tres tipos de sección transversal de las columnas: rectangulares, en "T" y en "L". El cubo de elevadores y escaleras está formado por un muro de concreto en forma de "C". En la figura 3.6 se muestra la localización de las columnas y de los muros, y en las figuras 3.12 a, a 3.20.c se muestra la configuración del acero de refuerzo y las dimensiones de los elementos estructurales.

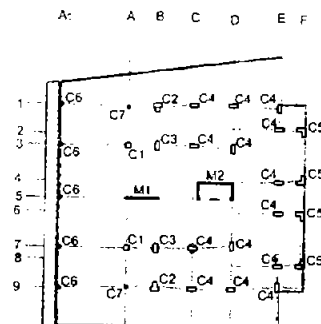


Figura 3.6. Localización de las columnas en la planta del edificio (Planos de plantas tipo, 2001).

La columna C1 (figura 3.7.a), se ubica desde el sótano hasta el nivel 6. Esta columna es de sección cuadrada de $70 \times 70 \text{ cm}$. Su refuerzo de acero está constituido por 12 varillas del #12 y el acero



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

transversal por 3 estribos del #4 a cada 25 cm. Del nivel 6 al 12 cambia el acero longitudinal a 12 barras del #8 y el acero transversal está compuesto por 3 estribos con barras del #3 a cada 25 cm (figura 3.7 a)

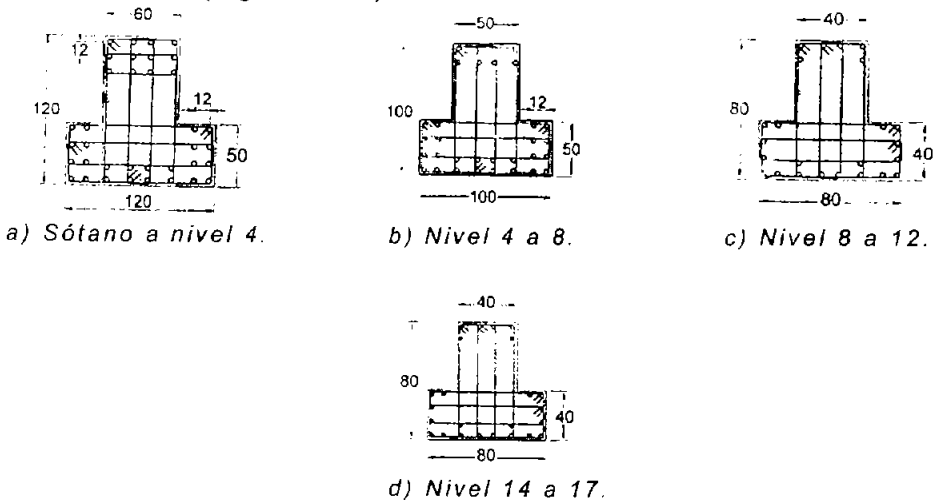


a) Sótano a nivel 12, 70x70 cm. b) Nivel 12 a 17, 50x50 cm.

Figura 3.7. Columna C1. (Planos de plantas tipo, 2001).

Del nivel 12 al 17 la columna C1 cambia a 50x50 y el acero de refuerzo se mantiene. (Figura 3.7.b)

La columna C2 es de sección transversal "T" (figura 3.8.a). Se ubica desde el sótano hasta el nivel 4. El acero de refuerzo está constituido por 36 barras del #12 y 4 del #6, y 5 estribos con barras del #4 a cada 25 cm. Del nivel 4 al nivel 8 cambian las dimensiones de la columna C2 y el acero de refuerzo a 32 barras del #12 y 4 barras del #6. El acero transversal está compuesto por 4 estribos de barras del #4 a cada 25 cm. (Figura 3.8.b)



a) Sótano a nivel 4.

b) Nivel 4 a 8.

c) Nivel 8 a 12.

d) Nivel 14 a 17.

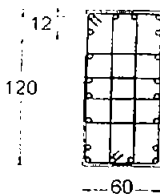
Figura 3.8. Columna C2, dimensiones en cm
(Planos de plantas tipo, 2001).



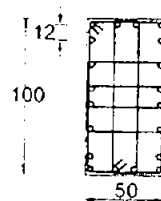
CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

Del nivel 8 al 14 cambian nuevamente, el acero de refuerzo (figura 3.8.c). El acero longitudinal está compuesto por 24 barras del #10 y 4 del #6, 4 barras del #4 a cada 25 cm, constituyen el acero transversal. Del nivel 14 al 17, solo cambia el acero a 12 barras del #10, y 12 barras del #8 más 4 del #6 conforman el acero longitudinal. El acero transversal está compuesto por 2 estribos con barras del #3 a cada 25 cm (Figura 3.8.d).

La columna C3 es de sección transversal rectangular, cuyas dimensiones varían de acuerdo a la altura el edificio. Del sótano al nivel 6 mide 120x60 cm. El acero longitudinal está compuesto por 20 barras del #12 y el transversal por 4 estribos del #4 a cada 25 cm (figura 3.9.a). Del nivel 6 al 12, cambia el acero longitudinal a 20 barras del #10, mientras que las dimensiones y el acero transversal se mantienen (figura 3.9.a).



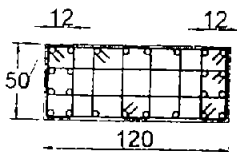
a) Sótano a nivel 12.



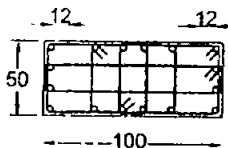
b) Nivel 12 a 17.

Figura 3.9. Columna C3, dimensiones en cm
(Planos de plantas tipo, 2001).

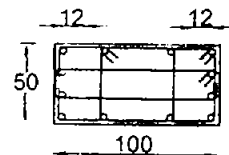
Del nivel 12 al 17, cambian las dimensiones de la columna C3 y del acero a 20 barras del #8 y 4 estribos con barras del #4 a cada 25 cm para el caso del acero transversal (figura 3.9.b). La columna C4 también es de sección transversal rectangular de 50x120 cm. Se ubica desde el sótano hasta el nivel 4. El acero longitudinal está conformado por 24 barras del #8 y el acero transversal por 6 estribos con barras del #3 a cada 25 cm (figura 3.10.a).



a) Sótano a nivel 4.



b) Nivel 4 a 10.



c) Nivel 10 a 17.

Figura 3.10. Columna C4, dimensiones en cm
(Planos de plantas tipo, 2001).



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

Del nivel 4 al nivel 10, las dimensiones y el acero de refuerzo de la columna C4, cambian a 50x100 cm, y a 4 estribos con barras del #3 a cada 25 cm. El acero longitudinal está conformado por 16 barras del #8 (figura 3.10.b). Para los niveles 10 a 17 el acero longitudinal cambia a 12 barras del #8 y el transversal a 3 estribos con barras del #3 a cada 20 cm. (Figura 3.10.c). La columna C5 tiene una sección transversal "L", (figura 3.11.a). Del sótano al nivel 6 el acero longitudinal es de 24 barras del #12 y el acero transversal es de 6 estribos con barras del #4 a cada 25 cm.

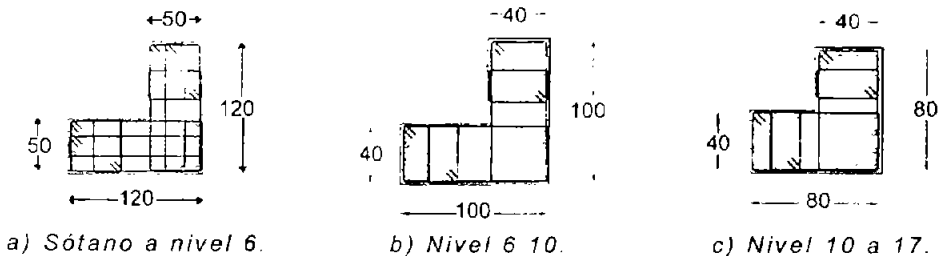


Figura 3.11. Columna C5, dimensiones cm (Planos de plantas tipo, 2001).

Del nivel 6 al 10, cambian las dimensiones de la columna y el acero. 24 barras del #10 conforman el acero longitudinal y 4 estribos con barras del #4 a cada 25 cm, componen el acero transversal (figura 3.11.b). Las dimensiones cambian para los niveles 10 al 13 (figura 3.11.c). El acero longitudinal consiste de 24 barras del #8 y el acero transversal está formado por 4 estribos con barras del #3 a 25 cm.

Por último, del nivel 13 al 17, sólo cambia el acero longitudinal a 16 barras del #8 y el acero transversal a 4 estribos con barras del #4 a cada 25 cm (figura 3.11.c). Existen otras columnas de sección transversal cuadrada, las columnas C6 y C7. La columna C6 se ubica desde la planta baja al nivel 1 y la columna C7 de la planta baja al nivel 2 (figuras 3.12.a y 3.12.b).

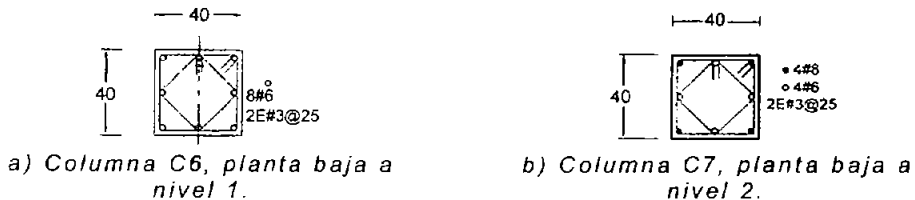


Figura 3.12. Columnas C6 y C7, dimensiones en cm (Planos de plantas tipo, 2001).



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

El muro M1, se ubica desde el sótano hasta el nivel 5 (figura 3.13.a). En los extremos está compuesto por 16 barras del #12 y 4 estribos con barras del #4 a cada 20 cm; en la parte central tiene barras del #5 espaciadas a cada 20 cm y un estribo que rodea todo el muro con barra del #3 a cada 15 cm. Del nivel 5 al 10, el acero longitudinal en los extremos, es a base de 16 barras del #10, y para el acero transversal hay 4 estribos con barras del #3 a cada 20 cm. En la parte central tiene barras del #4 espaciadas 20 cm una de otra. El estribo que envuelve todo el muro es de barra del #3 a cada 15 cm (figura 3.13.b).

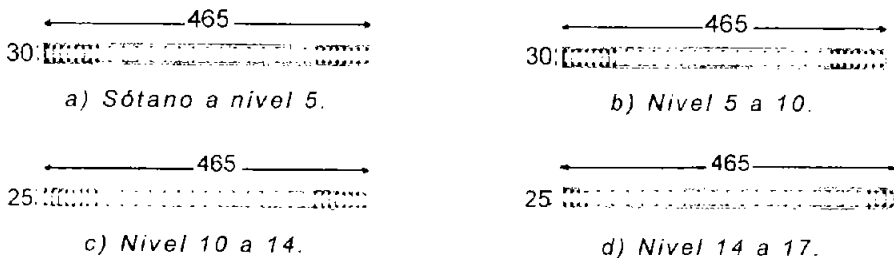


Figura 3.13. Muro M1, dimensiones en cm
(Planos de plantas tipo, 2001).

El muro M1, del nivel 10 al 14, tiene cambios en las dimensiones (figura 3.13.c), y en el acero de refuerzo. En los extremos, el acero longitudinal, está conformado por 16 barras del #8, y para el acero transversal tiene 4 estribos con barras del #3 a cada 20 cm. En la parte central, para el acero longitudinal tiene barras del #3, espaciadas a cada 20 cm, y el acero transversal está formado por un estribo que rodea todo el muro con una barra del #3 a cada 15 cm.

Del nivel 14 al 17, cambia la distribución de acero. En los extremos, el acero está constituido por 8 barras del #8, longitudinalmente, y 2 estribos con barras del #3 a cada 20 cm, transversalmente. En la parte central tiene barras del #3 con separadas a cada 20 cm para el acero longitudinal. El acero transversal está constituido por un estribo con barra del #3 a cada 20 cm (figura 3.13.d).

El Muro M2 tiene una sección transversal en "C". Del sótano al nivel 3, la distribución de acero es la siguiente: en cada esquina se tienen 10 barras del #12 y 2 estribos con barras del #4 a cada 20 cm. En las partes centrales se tienen barras del #6 y un estribo con barra del #3 a cada 15 cm (figura 3.14.a). Del nivel 3 al 6 la cantidad de acero cambia. En las esquinas se tienen 10 barras del #10. Las demás cantidades de acero se mantienen (figura 3.14.a).



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

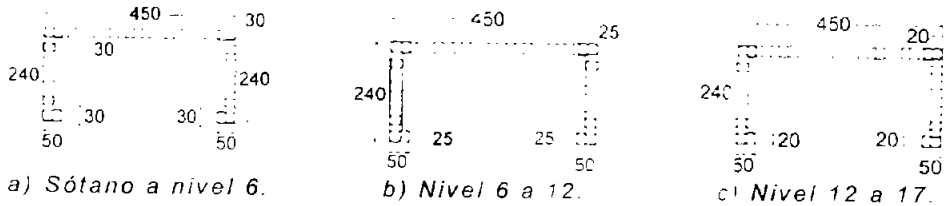


Figura 3.14. Muro M2. dimensiones en cm
(Planos de plantas tipo, 2001).

El muro M2 cambia dimensiones y el acero del nivel 6 al 12 (figura 3.14.b). En las esquinas se tienen 10 barras del #8 y 2 estribos con barras del #4 a cada 20 cm para el acero transversal. En las partes centrales se tienen barras del #4 y el estribo con barra del #3 a cada 15 cm. Del nivel 12 al 17, las dimensiones del muro M2 se modifican (figura 3.14.c). El acero longitudinal para cada esquina es de 8 barras del #8. Las demás cantidades de acero se mantienen igual.

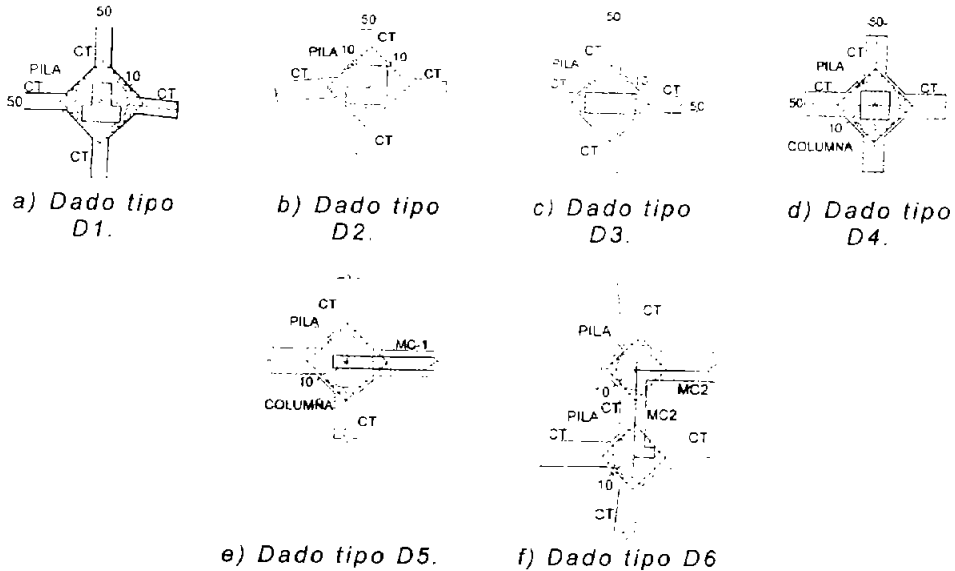


Figura 3.15. Dados de la cimentación del edificio en estudio, dimensiones en cm (Planos de plantas tipo, 2001).



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

3.1.1. Cimentación

La cimentación del edificio está basada en pilas coladas en sitio a 12.5 m de profundidad. Están ligadas por contratrabes en dos direcciones ortogonales. Las contratrabes están ligadas y capacitadas para soportar los muros y columnas perimetrales que van desde el sótano hasta la planta baja (figura 3.15, *Planos de plantas tipo, 2001*).

3.2. CARACTERÍSTICAS PARTICULARES

Este edificio es uno de los pocos instrumentados que se encuentran en México, pero fuera de la ciudad de México. A continuación se detalla su instrumentación sísmica.

3.2.1. Instrumentación

La instrumentación del edificio quedó terminada a finales de 2001. Está integrada por 18 acelerómetros uniaxiales y 2 triaxiales, ubicados de la siguiente manera (Alcántara et al, 2002): un sensor triaxial en el jardín hacia el norte, dirección longitudinal, del edificio (figura 3.16 y 3.17). Un sensor triaxial en el sótano, en la base de una columna hacia el Oeste, dirección transversal, del edificio. Un sensor uniaxial en la base de la columna Este del edificio y dos sensores uniaxiales en la base de la columna Norte, uno en dirección transversal y el otro en dirección vertical (figura 3.16 y 3.17). En cada uno de los niveles 4, 8 y 12 se colocaron tres acelerómetros uniaxiales horizontales, dos en dirección transversal T y uno en dirección longitudinal L (figura 3.16 y 3.17). En la azotea se encuentran 6 acelerómetros uniaxiales, tres verticales y tres horizontales (figura 3.16 y 3.18).

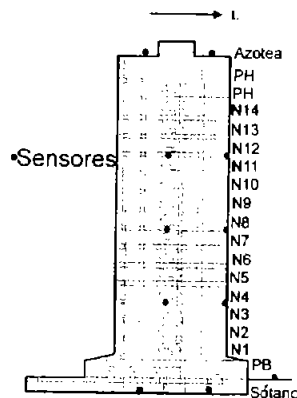


Figura 3.16. Ubicación de instrumentos sísmicos en la estructura del edificio en estudio (Alcántara et al, 2002).



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO



Figura 3.17. Localización de instrumentos sísmicos en planta del edificio en estudio (Alcántara et al, 2002).

En la figura 3.17 se puede observar la instrumentación del edificio en planta (Alcántara et al, 2002). Los símbolos contenidos en la figura, representan los lugares en donde se encuentran ubicados los sensores en la estructura.

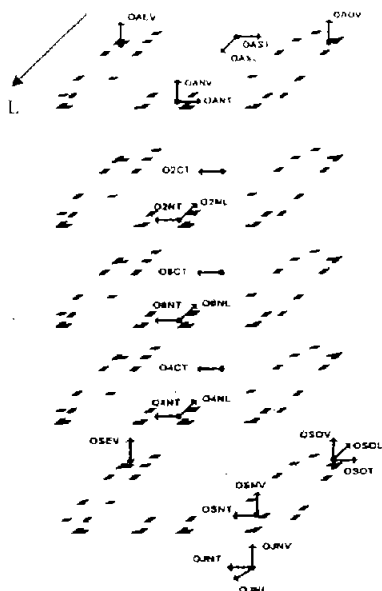


Figura 3.18. Ubicación y dirección de los instrumentos sísmicos, en el edificio en estudio (Alcántara et al, 2002).



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

En la figura 3.18, se localizan los sensores, en donde las flechas indican la dirección, longitudinal, transversal o vertical en que colocaron. Las letras indican la localización del sensor. Por ejemplo, el sensor localizado en la parte inferior de la figura se encuentra el sensor triaxial, OJNT, OJNL y OJNV; las dos primeras letras indican la localización, en este caso es el jardín, la tercera letra indica la posición del sensor en el edificio, norte, sur, este u oeste, y la última letra indica la dirección en que se colocó, longitudinal, transversal o vertical.

3.2.2. Propiedades dinámicas medidas

Con los acelerómetros se ha obtenido la respuesta del edificio ante sismos, como el periodo de vibración, desplazamientos y aceleraciones. A partir de la puesta en funcionamiento de la red de instrumentación sísmica se han registrado más de 50 eventos sísmicos y se han obtenido registros de pruebas de vibración ambiental (VA). De los registros con los que se cuenta sólo se seleccionaron algunos eventos para medir la respuesta de la estructura. Dichos eventos se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Eventos más intensos seleccionados (Taborda et al, 2001)

Evento	Fecha	Hora	Magnitud	Distancia epicentral (km)	A_{max} (cm/s ²)
SI 01-1	08-Oct-01	03:39:06	6.1	44	102
SI 01-2	08-Oct-01	03:42:48	3.4	43	15
SI 01-3	29-Oct-01	21:15:03	4	30	8
SI 01-4	28-Nov-01	14:32:26	6	688	3
SI 02-2	17-Feb-02	04:10:19	4.6	19	48
SI 02-3	19-Feb-02	06:07:28	4.6	36	31

En la tabla 3.1, la magnitud está medida en la escala Richter. La distancia epicentral es la distancia entre el epicentro del evento y el edificio en estudio, y A_{max} es la aceleración máxima que se presentó durante el sismo.

De los eventos seleccionados se determinaron las frecuencias de los primeros modos de vibración. Para la dirección T se lograron identificar hasta 4 modos de vibración, mientras que para la dirección L y de la torsión R, sólo fue posible identificar hasta el tercer modo de vibración. Los resultados obtenidos de los registros se muestran en la tabla 3.2.



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

Tabla 3.2 Frecuencias asociadas a los primeros modos de vibración del edificio en estudio (Taborda et al. 2001).

Evento	Modo	Frecuencias (Hz)		
		T	L	R
VA 01-1	1	0.88	1.17	1.47
	2	2.98	4.10-4.12	4.59
	3	5.42	8.01-8.50	6.84
SI 01-1	1	0.78	1	1.29
	2	2.66	4.07-4.17	3.99
	3	4.85	7.30-8.00	6.64
SI 01-2	1	0.82	1.04	1.37
	2	2.76	3.76-3.78	4.04
	3	4.96	7.57-8.09	6.60-6.45
SI 01-3	1	0.84	1.07	1.44
	2	2.84	3.88-3.93	4.24
	3	4.96	7.48-8.09	6.38
SI 01-4	1	0.81	1.05	1.37
	2	2.69	3.80-4.08	4.03-4.08
	3	4.86	7.50-7.80	6.4
SI 02-2	1	0.82	1.04	1.36
	2	2.67	3.67	4.05
	3	4.71	7.73	6.48
SI 02-3	1	0.82	1.05	1.36
	2	2.72	3.64	4.07
	3	4.83	7.81	6.46
VA 02-1	1	0.83	1.07	1.51
	2	2.83	4.00-4.35	4.3
	3	5.08-5.18	8.1	6.98

En la tabla 3.2, la frecuencia de vibración se identificó para tres direcciones, transversal T, longitudinal L, y de la torsión R. El evento VA 01-1 se llevó a cabo el mismo día en que se puso en funcionamiento la red, en septiembre de 2001, y el evento VA 02-1, se realizó después de febrero de 2002, es decir, al final de los eventos seleccionados.

De la tabla se puede identificar un fuerte acoplamiento entre la frecuencia de la dirección L y de la torsión R, en el segundo modo de vibración, de alrededor de 4 Hz. También se observa que en la prueba ambiental, VA 01-1 se obtienen los valores más altos de frecuencia, comparados con los del sismo SI 01-1, que fue el sismo seleccionado de mayor intensidad, el cual tiene el valor más bajo de frecuencia en general.



CAPÍTULO 3: PROPIEDADES DEL EDIFICIO

Se observa que al transcurrir los sismos que se seleccionaron el valor de la frecuencia disminuye, pero al realizar la segunda prueba ambiental, la frecuencia aumenta, y sólo hay una reducción del 6% en la dirección L y del 9% en dirección T.

Lo anterior se debe al reacomodo entre los elementos estructurales y no estructurales que interactúan y a posibles efectos de interacción suelo estructura, que no se tratan en este trabajo.



CAPÍTULO 4 HERRAMIENTA DE CÓMPUTO

Gracias al desarrollo de la tecnología actualmente se cuenta con programas de computadora que ayudan en el análisis de las estructuras. Entre los programas más utilizados y conocidos, se encuentran SAP2000 y ETABS, con los cuales sólo se puede hacer análisis elástico de las estructuras. En este trabajo se emplea el programa CANNY (Kang-Ning, 1996), para realizar el análisis elástico e inelástico de la estructura.

4.1. PROGRAMA DE ANÁLISIS NO LINEAL

CANNY es aplicable a estructuras que pueden ser idealizadas por nodos rígidos, por elementos estructurales y/o resortes. Puede ser usado para analizar la mayoría de las estructuras. Es capaz de analizar estructuras de forma irregular y con configuración geométrica complicada. También puede analizar estructuras de acero y concreto reforzado. El programa usa elementos revestidos para modelar muros, es decir puede emplearse en estructuras con muros.

El programa fue diseñado para los siguientes análisis (Kang-Ning, 1996):

Análisis modal: En este análisis, el periodo y los modos de vibración son calculados por el método de iteraciones de Jacobi.

Diseño basado en cargas: Está basado en algunos reglamentos de diseño de edificios (China y Japón) y calcula los efectos causados por una carga equivalente a un sismo. También encuentra la respuesta a varios tipos de cargas (carga muerta, carga



CAPÍTULO 4: HERRAMIENTA DE CÓMPUTO

viva y cargas accidentales como viento y sismo) y muestra las combinaciones de carga/respuesta para dar las reacciones en los elementos a diseñar.

Análisis estático: Se usa cuando se tienen cargas laterales que se incrementan desde cero hasta la carga última

Análisis estático bajo cargas cíclicas: Se recurre a este análisis en el mismo caso que el análisis estático, pero aquí las cargas son cíclicas.

Análisis pseudo-dinámico: Se emplea para analizar estructuras en dos direcciones, sujetas a las componentes horizontales de un sismo.

Análisis dinámico: Se analiza el movimiento causado por el sismo en combinaciones arbitrarias de cuatro componentes.

4.2. MODELO DE RESORTES MÚLTIPLES

El programa CANNY tiene una forma especial de modelar los elementos estructurales de concreto reforzado, de acero, etc, mediante "resortes múltiples". Los resortes múltiples, es un modelo que usa el programa para simular la interacción de carga axial múltiple. Al utilizar dicho modelo, la sección del elemento puede ser reemplazada por resortes. No importa cómo esté diseñado un elemento, siempre se podrá modelar con el modelo de resortes múltiples, siempre y cuando tenga una sección regular (circular, rectangular o cuadrada).

Cuando se tiene una sección de concreto reforzado, se debe dividir la porción de concreto que se encuentra confinado por el acero de refuerzo en áreas iguales entre sí. El concreto de recubrimiento, se debe dividir también en áreas iguales entre sí, pero no necesariamente iguales a las del concreto confinado.

Al calcular las áreas de concreto confinado, se determina la posición del centroide de cada área. La localización del centroide de cada área corresponde a la localización del resorte asociado a esa área. Se sigue el mismo procedimiento para el concreto no confinado. Los resortes de acero están determinados por la posición en la que se localizan las barras de acero longitudinal.

Con los datos de la resistencia del concreto, el área de cada resorte y las propiedades del acero, se determinan los parámetros que el programa necesita para la modelación de los resortes múltiples.



CAPÍTULO 4: HERRAMIENTA DE CÓMPUTO

En el caso de elementos estructurales de otros materiales, que no sean construidos con concreto, se debe dividir el área transversal de dicho elemento en áreas iguales entre sí, y seguir el mismo procedimiento de la localización de los centroides.

En la figura 4.1, se presenta una columna circular, con la distribución de los resortes. Se observa cómo se dividen las áreas del concreto confinado en áreas iguales. Las áreas correspondientes a las del concreto no confinado, a su vez también se dividieron en áreas iguales. Los resortes de acero se encuentran en la posición real de las barras de acero.

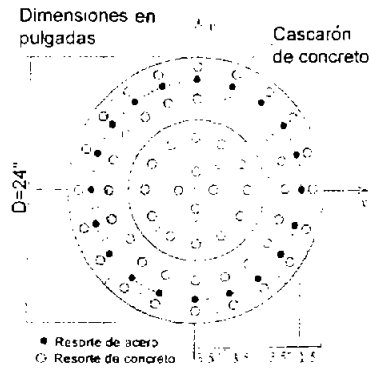


Figura 4.1. Resortes múltiples para una sección circular (Kang-Ning, 1996)

En la figura 4.2 se muestra cómo se modela una sección compuesta. La columna está hecha de concreto reforzado y de un perfil de acero estructural. La columna se puede modelar como dos columnas traslapadas, una de acero y una de concreto reforzado con los resortes múltiples.

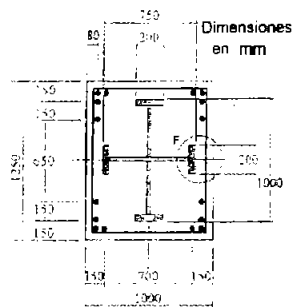


Figura 4.2. Columna de sección compuesta (Kang-Ning, 1996)



CAPÍTULO 4: HERRAMIENTA DE CÓMPUTO

La columna de concreto reforzado se puede modelar con resortes múltiples (figura 4.3.a). Las áreas en que se dividió la sección transversal es la misma. Los resortes de concreto, se encuentran en el centro geométrico de cada área, mientras que los resortes de acero se determinan por la posición de las barras.

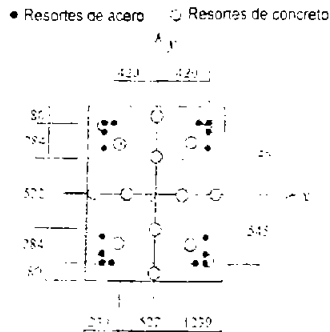


Figura 4.3. Localización de resortes múltiples para la columna de concreto, dimensiones en mm (Kang-Ning, 1996)

Para la columna metálica, los resortes se localizan sobre la sección de acero, siendo simétricos con respecto a los ejes principales (figura 4.4).

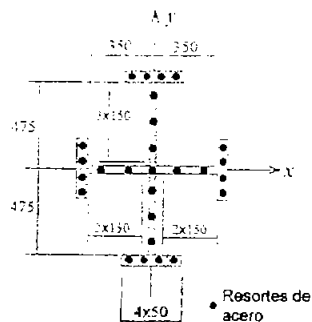


Figura 4.4. Sección descompuesta: resortes múltiples para la columna metálica (Kang-Ning, 1996)

Las columnas del edificio en estudio, en su mayoría presentan una sección regular, por lo que pueden modelar con los resortes múltiples. En el caso de las columnas de sección "T" y "L" al no tener una sección regular, no se pueden modelar con los resortes múltiples.

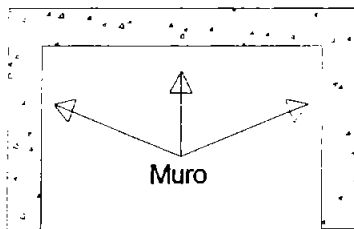


**CAPÍTULO 5
ANÁLISIS DEL
MODELO**

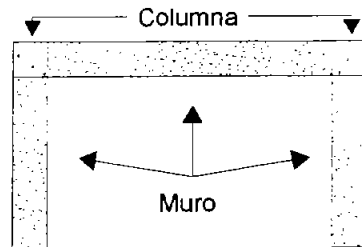
5.1. CONSIDERACIONES DEL MODELO

Para simular el comportamiento inelástico del modelo, las columnas de concreto reforzado de sección transversal rectangular se modelaron como "resortes múltiples". Las columnas de sección transversal "L" y "T", se modelaron como elementos con propiedades inelásticas, debido a que no presentan simetría en su sección transversal.

Los muros con sección transversal "C" (figura 5.1.a), se modelaron con tres elementos, unidos por dos columnas (figura 5.1.b), ya que en el programa, los muros deben estar confinado por columnas.



a) Muro M2 (en forma de "C").



b) Idealización del muro M2.

Figura 5.1. Muro M2.

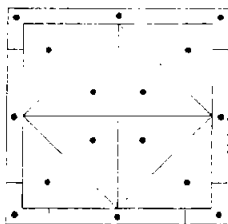


5.2. CALIBRACIÓN DEL MODELO

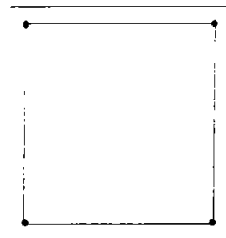
Con la puesta en funcionamiento de la instrumentación del edificio, se tienen registradas las excitaciones que han actuado sobre el edificio, así como la respuesta de la estructura ante dichas excitaciones.

Ya que se conoce la respuesta elástica de la estructura ante una excitación sísmica, se elaboró un primer modelo matemático, en el que la estructura está formada por marcos. A su vez, estos están formados por las columnas, traveses y muros. En este primer modelo, todas las columnas, traveses y muros se declararon con propiedades elásticas.

Se determinaron las propiedades elásticas del material, así como los momentos de inercia de los elementos estructurales. Para las columnas con sección transversal rectangular y cuadrada, y se calculó la distribución de resortes múltiples, así como sus propiedades para acero y el concreto (figura 5.2).



a) *Resortes múltiples de concreto.*



b) *Resortes múltiples de acero.*

Figura 5.2. Modelación de resortes múltiples para las columnas.

Para este modelo se usaron como excitación las componentes longitudinal (L) y transversal (T) del evento SI 01-1. La excitación fue de la siguiente manera: en la dirección L se aplicó la excitación con una aceleración máxima de 70 cm/s^2 , mientras que en dirección T la excitación tuvo una aceleración máxima de 102 cm/s^2 .

Con el programa, se calculó el periodo natural de vibración de la estructura y se calibró con el periodo fundamental medido en campo, que es 1.2 s, (Tabla 3.2). Al obtener periodos diferentes al buscado, se hicieron modificaciones a las propiedades de los elementos estructurales del modelo.



CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL MODELO

Éstas consistieron en cambiar el valor del módulo de elasticidad del concreto. Se consideró que el modelo estuvo calibrado cuando el valor del periodo obtenido fue al valor del periodo natural de vibración real de la estructura.

Al tener el modelo elástico calibrado, se construyó el modelo inelástico de la estructura. Así, las propiedades de las columnas, así como las de las traveses y de los muros se consideraron inelásticas. Se optó por el análisis inelástico, ya que una vez que los elementos rebasan el límite de elasticidad al ser sometidos a cargas intensas, pierden su capacidad a la resistencia.

Uno de los principales parámetros de las propiedades inelásticas de los elementos, es el momento resistente a flexión. Este momento se determinó por medio de las propiedades geométricas de las secciones transversales de los elementos y de la cantidad de acero de refuerzo transversal y longitudinal de los mismos.

El momento resistente se determinó al trazar la curva momento resistente-curvatura de cada elemento. El momento resistente es el valor en donde la curva tiene un cambio de pendiente muy pronunciado. En la figura 5.4, se muestra la curva del momento resistente para una trabe de 90x40 cm.

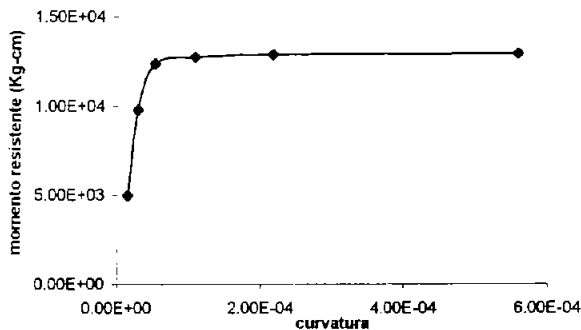


Figura 5.3. Determinación del momento resistente de una trabe de sección rectangular 90x40 cm.

Dado que el edificio está instrumentado y se tienen registros de sismos que han actuado sobre la estructura, se usaron datos de las aceleraciones en la azotea para la calibración. Estos datos se consiguieron de la instrumentación del edificio. El registro del sismo que se utilizó, tuvo lugar el 8 de octubre de 2001 (evento SI-011). La magnitud M_E , fue de 6.1 y tuvo su epicentro en las costas de Guerrero.



CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL MODELO

Para conocer el nivel de aproximación del modelo, al modelo con comportamiento inelástico se le aplicó la excitación descrita anteriormente. Se calculó el porcentaje de error relativo entre los datos obtenidos por CANNY y por los medidos por la instrumentación del edificio, calculado como:

$$\%e = \frac{v_{real} - v_{exp}}{v_{real}} \times 100 \quad (5.1)$$

Los valores máximos del error relativo para el modelo de CANNY son menores del 10% en dirección L y del 12% en dirección T (figura 5.4).

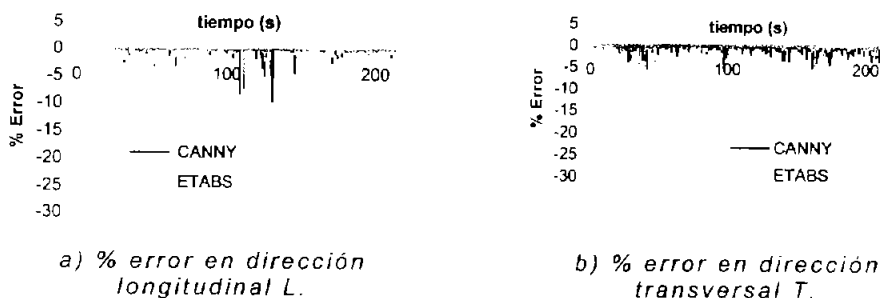


Figura 5.4 Comparación entre los resultados de los modelos de CANNY y ETABS.

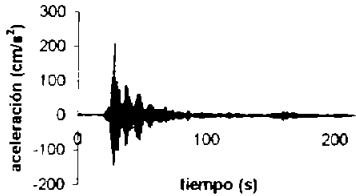
Además, los resultados del modelo inelástico elaborado en CANNY, se compararon con los de un modelo existente para estudiar la respuesta lineal del edificio, utilizando el programa ETABS (Avilés, 2004). Anteriormente se había considerado que los datos obtenidos con el modelo de ETABS representaban satisfactoriamente a la estructura real.

Al calcular el error relativo, entre los resultados de los modelos de CANNY y ETABS con respecto al registro real de la estructura, se halló que, para el primero, es menor que el del modelo de ETABS (figura 5.4). El valor del error relativo que presenta el modelo de ETABS, es del 27% en dirección L, y 24.6% en dirección T. El modelo de CANNY presentó los siguientes errores: 9.6% y 11.6% en dirección L y T, respectivamente. De lo anterior se consideró que el modelo de CANNY tiene un comportamiento más parecido a la estructura real que el de ETABS.

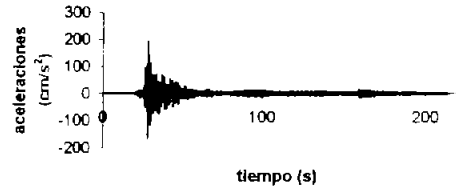


CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL MODELO

Posteriormente se graficó la historia de las aceleraciones de la azotea obtenidas por CANNY y las del registro real (figuras 5.5 y 5.6).

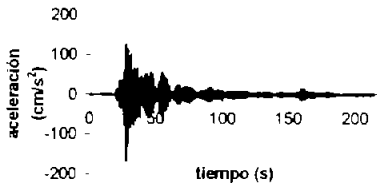


a) Medida.

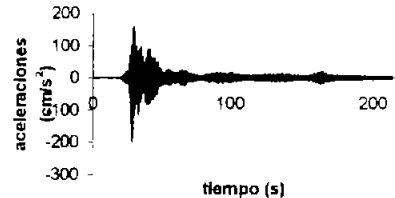


b) Calculada con CANNY.

Figura 5.5. Historia de aceleraciones en dirección L en la azotea.



a) Medida.



b) Calculada con CANNY.

Figura 5.6. Historia de aceleraciones en dirección T en la azotea.

Para comprobar que el modelo matemático se comporta de manera inelástica, en la figura 5.7, se muestra la historia del periodo fundamental de la estructura. Se observa que debido al cambio de rigidez que sufre la estructura durante la excitación sísmica, el valor del periodo no es constante. El valor inicial del periodo fundamental de vibración del modelo es 1.22 s y el final es de 1.228 s.

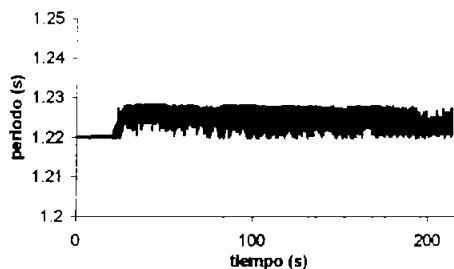


Figura 5.7. Historia del periodo fundamental de vibración de la estructura debido a excitación sísmica intensa.



5.3. ANÁLISIS INELÁSTICO

Calibrado el modelo, se hizo su análisis sometido a excitación sísmica intensa. El sismo que se utilizó para el análisis ocurrió el 25 de abril de 1989 (www.ssn.unam.mx).

El evento se presentó con una aceleración máxima de 331 cm/s^2 , en dirección N90E, y 335 cm/s^2 , en dirección N00E. El registro del sismo se seleccionó del Sistema Sismológico Nacional (www.ssn.unam.mx).

La razón de escogerlo se debió a que presentaba una mayor aceleración máxima, y que era uno de los pocos de los que se tenían los datos completos (Base Mexicana de datos de sismos fuertes).

Este sismo se registró mediante una de las estaciones localizadas en Acapulco, Guerrero.

El análisis se realizó combinando las direcciones N90E y N00E del sismo. Para el caso 1, se aplicó N90E en la dirección longitudinal L, y N00E en la dirección transversal T, y viceversa para el caso 2.

De lo anterior se obtuvo el periodo fundamental de la estructura al ser sometida ante dicha excitación para el caso 1. Los valores inicial y final son 1.22 s y 1.227 s, respectivamente (figura 5.8).

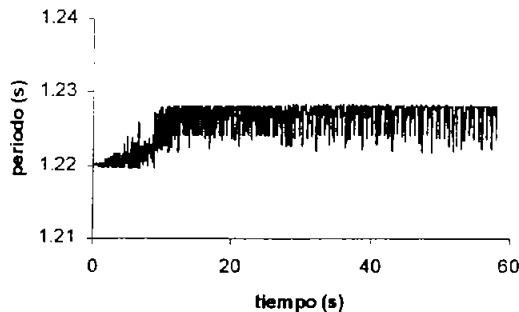


Figura 5.8. Historia del periodo fundamental de vibración de la estructura, caso 1.

También se obtuvo la historia de aceleraciones en la azotea para las direcciones L y T (figura 5.9).



CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL MODELO

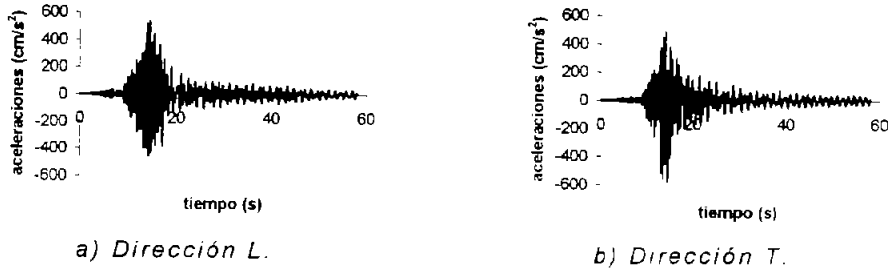


Figura 5.9. Historia de aceleraciones en la azotea, caso 1.

Al analizar el caso 2 se obtuvo el periodo fundamental de la estructura (figura 5.10), en donde el valor inicial es 1.22 s y el final es 1.227 s.

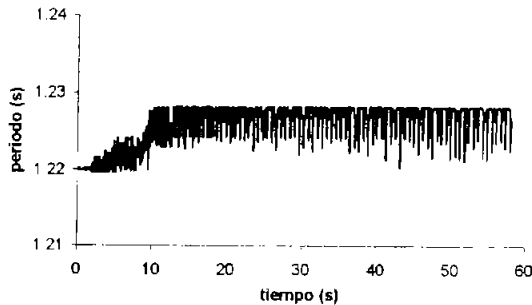


Figura 5.10. Historia del periodo fundamental de vibración de la estructura, caso 2.

Así como las aceleraciones actuantes en la azotea (figura 5.11).

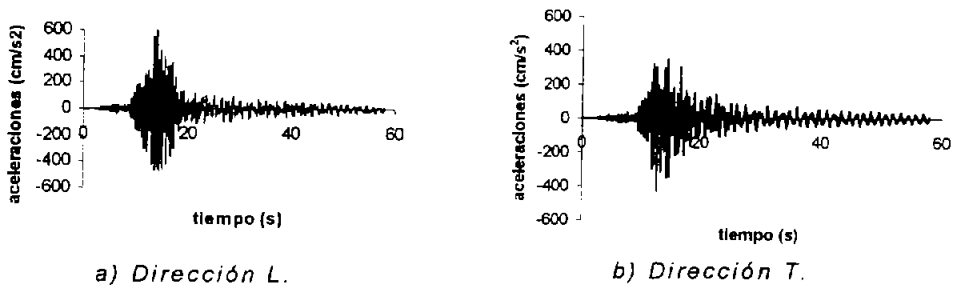


Figura 5.11. Historia de aceleraciones en la azotea, caso 2.



CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL MODELO

Al analizar las aceleraciones actuantes en la azotea en los casos 1 y 2, se obtuvo que la aceleración máxima en el caso 1 fue de 536 cm/s^2 en dirección L, mientras que en la dirección T fue de 581 cm/s^2 . Para el caso 2, la aceleración máxima en dirección L fue de 617 cm/s^2 , y en dirección T fue de 427 cm/s^2 .

Se observa que en los dos casos, el componente N00E del registro sísmico, provoca las aceleraciones máximas en la dirección en la que se aplique.

También se realizó el análisis de los desplazamientos relativos de los niveles de la estructura tanto en dirección L, como en dirección T, que se presentaron en el modelo en los dos casos.

El desplazamiento máximo admisible para el edificio se determinó como (Bazán y Meli, 1999):

$$\gamma = \frac{\Delta}{H} \quad (5.2)$$

donde γ se denomina distorsión de entrepiso, y se emplea para estimar el grado de daño que puede presentarse en la estructura misma o en elementos no estructurales; Δ y H son el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso, respectivamente.

El valor máximo de γ en estructuras que tienen muros ligados a la estructura principal es $\gamma=0.006$.

De lo anterior, el valor máximo de entrepiso será:

$$\Delta = 0.006H \quad (5.3)$$

Para la estructura en estudio, la altura de entrepiso es de 3.7 m, por lo que el máximo desplazamiento admisible de entrepiso será:

$$\Delta = 0.006 \times 370 = 2.2 \text{ cm}$$

Al analizar los desplazamientos relativos de entrepiso del modelo para los casos 1 y 2, en el nivel 3, se observa que se rebasó el desplazamiento máximo admisible. En el caso 1, en dirección L, el desplazamiento relativo de entrepiso es 2.9 cm, mientras que en el caso 2, en dirección T, el valor es 3.3 cm, ambos mayores que 2.2 cm.

De lo anterior se observa que los desplazamientos relativos de entrepiso que se presentan, no son admisibles por reglamentos, ya que son mayores al desplazamiento máximo admisible.



CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL MODELO

En la figura 5.12 se presenta el desplazamiento total del entrepiso en dirección L para los casos 1 y 2. Los desplazamientos relativos de entrepiso se muestran en la figura 5.13.

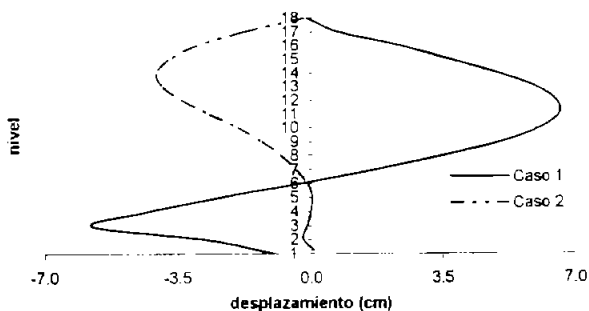


Figura 5.12. Desplazamiento total de entrepiso en dirección L.

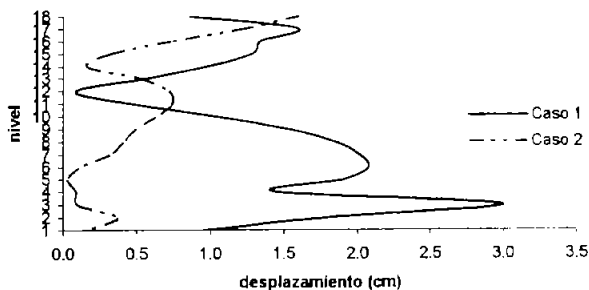


Figura 5.13. Desplazamiento relativo de entrepiso en dirección L.

En la figura 5.14 se presenta el desplazamiento total del entrepiso en dirección T para los casos 1 y 2. Los desplazamientos relativos de entrepiso se muestran en la figura 5.15.

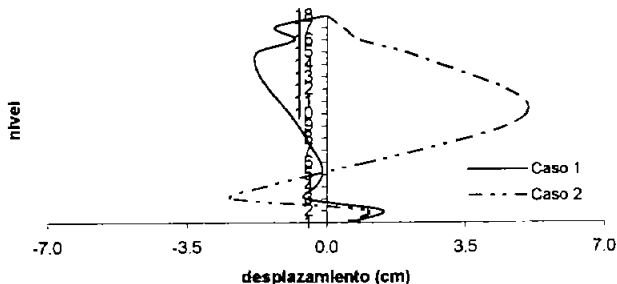


Figura 5.14. Desplazamiento total de entrepiso en dirección T.

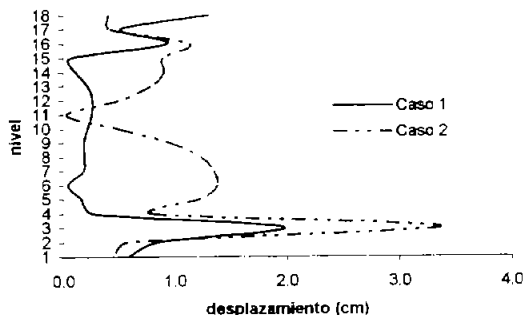


Figura 5.15. Desplazamiento relativo de entrepiso en dirección T.

Al analizar las figuras anteriores se observa que en el caso 1, en dirección L se presenta el mayor desplazamiento total. También, que el componente N009 del registro sísmico es el que provoca los desplazamiento que rebasan el valor del desplazamiento máximo admisible. En el caso 1, en la dirección L se presenta dicho desplazamiento, mientras que para el caso 2, es en la dirección T.

Otro aspecto importante en el análisis de estructuras es la fluencia de los elementos que la forman, es decir la capacidad de disipación que tienen ante un evento sísmico. Por esta razón en este trabajo se analizó la fluencia del modelo.

En este análisis se estudió el comportamiento de la columna C1, del sótano y del muro M1 de la planta baja. Se hicieron las curvas esfuerzo-deformación y se obtuvieron las gráficas de las figuras 5.16 y 5.17 que representa las curvas esfuerzo deformación de la columna C1 para los casos 1 y 2.

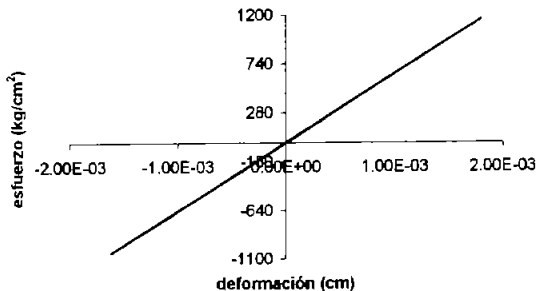


Figura 5.16. Comportamiento de la columna C1, ubicada en el sótano, caso 1.



CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL MODELO

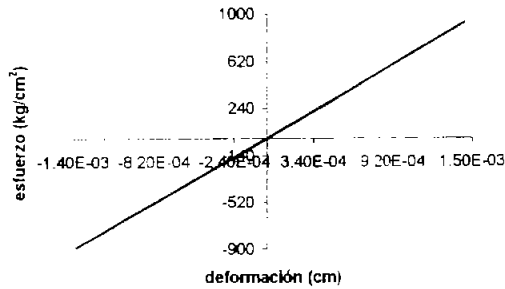


Figura 5.17. Comportamiento de la columna C1, ubicada en el sótano, caso 2.

En el caso del muro M1, las curvas esfuerzo-deformación se muestran en las figuras 5.18 y 5.19.

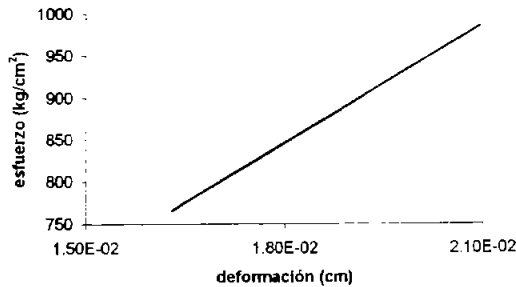


Figura 5.18. Comportamiento del muro M1, ubicado en la planta baja, caso 1.

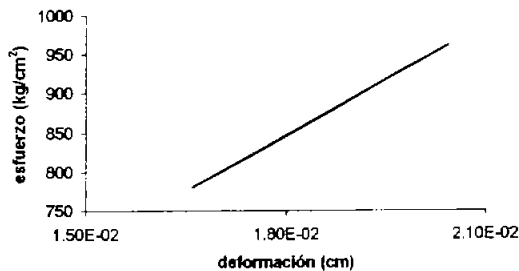


Figura 5.19. Comportamiento del muro M1, ubicado en la planta baja, caso 2.



CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DEL MODELO

Al fluir un elemento, pierde su capacidad a la resistencia, y se dice que el elemento puede disipar energía. De las gráficas de las figuras 5.16 a 5.19, se observa que los elementos estructurales en estudio no presentaron fluencia. Por lo tanto se puede decir que no hubo disipación de energía, transmitida al modelo por la excitación intensa.

Para la columna, la deformación mínima es de -0.0018 cm y la máxima 0.0016 cm. En el caso del muro, 0.016 cm y 0.021 cm las deformaciones mínima y máxima, respectivamente.

Para el caso 2, las deformaciones de la columna son: mínima -0.0014 cm y máxima 0.0014 cm. El muro M1 presenta deformaciones de 0.017 cm y 0.020 cm mínima y máxima, respectivamente.

Se observa que las deformaciones máximas se presentan en el caso 1.



CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se analizó la respuesta no lineal de un edificio de concreto reforzado, a partir de un modelo matemático con comportamiento elástico e inelástico, y posteriormente calibrado.

Al comparar el modelo de comportamiento elástico de CANNY con otro modelo existente, generado en ETABS, se encontró que el valor del error relativo entre el modelo de CANNY y la respuesta real, fue menor que el de ETABS. El valor del error relativo de ETABS fue de alrededor del 25% en las direcciones T y L, mientras que el modelo generado en CANNY presentó un error de alrededor del 10% en ambas direcciones.

Al modelo con comportamiento inelástico se le aplicó una excitación sísmica intensa, que tuvo lugar el 25 de abril de 1989, la cual fue registrada en una de las estaciones de la red sísmica de Acapulco, Guerrero.

Al estudiar a respuesta del modelo inelástico, se encontró que las aceleraciones en la azotea alcanzaron un valor máximo de 536 cm/s^2 en dirección L y de 581 cm/s^2 en dirección T para un caso y de 627 cm/s^2 y 350 cm/s^2 , en dirección L y T, respectivamente, para otro caso.



CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

También se encontró que en el tercer nivel, el desplazamiento de entrepiso rebasó el desplazamiento máximo admisible de 2.2 cm, llegando hasta 3.3 cm para la dirección T.

De lo anterior se observa que el componente N90E, es el más desfavorable, ya que genera el mayor desplazamiento relativo de entrepiso. También se observa que la dirección T de la estructura, es la menos resistente, ya que es donde se presenta el mayor desplazamiento.

Por lo anterior, se puede decir que si se presentara una excitación como la del 25 de abril de 1989, la estructura no cumpliría con la condición del valor de desplazamiento relativo de entrepiso admisible.

Los elementos estructurales que se analizaron no presentaron fallas por fluencia.

Los materiales tienen un comportamiento elástico hasta cierto límite al ser sometidos a cargas. Si dichas cargas son intensas, se rebasa el límite y los materiales empiezan a presentar un comportamiento no lineal.

Al analizar el comportamiento del periodo fundamental de vibración, se observa que al cambiar la rigidez de la estructura y conservarse la masa, el periodo fundamental también cambia. Por lo tanto el modelo se comportó inelásticamente.

Es importante señalar la gran importancia que tiene la instrumentación de edificios, ya que gracias a estos sistemas se puede estudiar el comportamiento de las estructuras bajo la acción de excitaciones, como pueden ser los sismos, viento excesivo, etc. Es por esto que se debe inculcar el uso de instrumentación en estructuras, ya que en México se tiene poca información al respecto.



REFERENCIAS

1. Alcántara L., Murià V. D., Almora D., Velasco J., Torres M., Vázquez R., Vázquez E. y Macías M. (2002), "Sistema de monitoreo remoto en un edificio localizado en una ciudad expuesta a un peligro sísmico mayor". Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile.
2. Avilés W. (2004), comentario personal. Instituto de Ingeniería, UNAM.
3. "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes", Vol. II. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica
4. Bazán E. y Meli R. (1999), "Diseño Sísmico de Edificios" Ed. Limusa, México.
5. Chopra A. K. (1995), "Dynamics of Structures" Ed. Prentice Hall, New Jersey.
6. "Detalles Técnicos de Construcción" (2001), facilitado por el propietario del edificio en estudio.
7. Kang-Ning L. (1996), "Manual de Usuario" CANNY-E, octubre.
8. Murià V. D., Taborda R., Macías M. y Escobar S. J. A. (2001), "Instrumentación de un edificio alto en la ciudad de Acapulco", Instituto de Ingeniería, UNAM.
9. "Planos de las plantas tipo" (2001), facilitados por el propietario del edificio en estudio.



REFERENCIAS

10. Programa denis.exe.
11. Rosenblueth E., Díaz R. (1964), "El macrosismo de Jáltipan", Revista Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Vol. II, junio.
12. Taborda R. R., Murià V. D., Pérez M. R. y Macías C. M. (2001), "Efectos interacción suelo-estructura de un edificio en Acapulco", Instituto de Ingeniería, UNAM.
13. www.cenapred.unam.mx.
14. www.ssn.unam.mx.