

14
2ej.



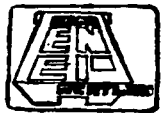
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"



"ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE MARCOS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA".

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
JOSE ANTONIO DOMINGUEZ CRUZ



ACATLAN, EDO. DE MEXICO.

1997

**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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. JOSÉ ANTONIO DOMÍNGUEZ CRUZ
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.
PRESENTE.

En atención a su solicitud presentada con fecha de 01 de marzo de 1996, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE MARCOS CONSIDERANDO
LOS EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA".**

- CONTENIDO:
1. INTRODUCCION
 2. REQUISITOS
 3. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA
 4. EFECTOS EN ESTUDIO
 5. MODELACION DE LAS ESTRUCTURAS
 6. SINTESIS SISMICA
 7. ANALISIS DE RESPUESTA EN LAS ESTRUCTURAS
 8. CONCLUSIONES

Asimismo fue designado como asesor de tesis el DR. ORLANDO JAVIER DIAZ LÓPEZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de esta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlan Edo. de México a 5 de agosto de 1997

Ing. Enrique del Castillo Escobedo
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

*Gracias Señor, por que me has dado la vida y la oportunidad de realizar este gran objetivo.
Gracias Señor, por tus bendiciones.*

A mis padres:

Hipólito Domínguez

Isidora Cruz de Domínguez

Nuestros anhelos se ven ahora realizados y sus esfuerzos recompensados.

Les agradezco cariñosamente su invaluable ayuda, sus consejos y sus palabras de motivación.

A mis hermanos:

Sandra, Jesús, Rocío y Nadia

Gracias por su apoyo y ojalá que el paso que ahora doy sea un aliciente para que ustedes sigan adelante y logren alcanzar las metas que se propongan.

A mis sobrinos:

Deric, Michelle y Joshua

Al Instituto de Ingeniería:

Mi reconocimiento en especial al Doctor en Ingeniería Orlando Javier Díaz López, por sus valiosas colaboraciones, haciendo posible el desarrollo de este trabajo. Agradezco también los comentarios y aportaciones del Ingeniero Enrique Mendoza Otero.

A la U.N.A.M. y a la ENEP Acatlán:

Por ser el pilar de mi formación profesional.

A mis compañeros y amigos.

GRACIAS



Índice

Introducción	1
Capítulo 1. Generalidades	
1.1 Descripción del problema	
1.1.1 Importancia de la interacción suelo-estructura.....	4
1.1.2 Objetivo	6
1.2 Características del sitio (Ciudad de México)	
1.2.1 Condiciones del subsuelo.....	7
1.2.2 Sismicidad	
A) Origen de los sismos	8
B) Transmisión del movimiento	10
1.3 Comportamiento sísmico de estructuras	
1.3.1 Importancia del diseño sísmico	12
1.3.2 Respuesta sísmica lineal en estructuras	16
A) Sistema de un grado de libertad	16
1.3.3 Respuesta sísmica no lineal en estructuras	19
Capítulo 2. Interacción Suelo-Estructura	
2.1 Definición	22
2.2 Interacción suelo-estructura en cimentaciones con pilotes	23
2.3 Modelos de interacción para pilotes aislados	
2.3.1 Método dinámico de Novak (vibración vertical).....	25
2.3.2 Método dinámico de Kuhlemeyer (vibración lateral)	30
2.4 Constantes de rigidez y amortiguamiento en grupos de pilotes	35
2.5 Constantes de rigidez de la cimentación según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	37
Capítulo 3. Edificios en Estudio	
3.1 Descripción general de los edificios	
3.1.1 Características generales.....	40
3.1.2 Procedimiento de análisis.....	43

3.1.3	Diseño de los edificios	
A)	Marcos dúctiles	50
B)	Aspectos del diseño	52
3.2	Descripción de la cimentación	
3.2.1	Empleo de las cimentaciones profundas	53
3.2.2	Elección del tipo de cimentación	57
3.3	Diseño de las cimentaciones	60
Capítulo 4.	Modelación de las Estructuras	
4.1	Programa DRAIN	
4.1.1	Características principales	67
4.2	Modelo estructural	
4.2.1	Marco continuo de los edificios estudiados	68
A)	Incertidumbres en las propiedades estructurales	71
4.2.2	Sistema estructura-cimentación-suelo	71
4.3	Casos estudiados	75
4.3.1	Índice de respuesta	77
Capítulo 5.	Excitación Sísmica	
5.1	Introducción	78
5.2	El sismo del 19 de septiembre de 1985	78
5.3	Registros en la Ciudad de México	78
5.4	Registro empleado en el análisis	79
Capítulo 6.	Análisis de Respuesta en las Estructuras	
6.1	Parámetros de estudio	82
6.2	Evaluación de resultados	82
6.2.1	Desplazamientos de los niveles y deformaciones de entepiso	83
6.2.2	Ductilidades de entepiso	92
6.2.3	Articulaciones en los miembros	96
6.3	Resultados adicionales	100
Conclusiones		109
Bibliografía		113

Introducción

Hoy en día, es muy común que en las grandes zonas urbanas se construyan estructuras más altas que en las décadas anteriores, lo cual implica una gran carga para el suelo de desplante, además de tener diseños más vanguardistas e irregulares, tanto en planta como en elevación. Este tipo de estructuras, por lo regular, (aunque no rigurosamente) son más susceptibles de sufrir daños cuando se someten a excitaciones sísmicas de magnitud considerable, que una construcción pequeña, como una casa-habitación

Cuando las capas superiores del suelo son incapaces de soportar las cargas transmitidas por la construcción, a menudo se recurre al empleo de cimentaciones profundas, como puede ser un cajón de cimentación apoyado en pilotes, ya sea de punta o de fricción.

La respuesta sísmica de las estructuras depende en gran medida de las dimensiones, número de niveles y cargas de la propia estructura; del tipo de cimentación con que cuentan, así como de las propiedades y capacidad de carga del suelo donde se desplantan.

Para realizar el análisis dinámico de las estructuras, tradicionalmente, se parte del supuesto de que éstas se apoyan sobre un suelo de rigidez infinita. Esto se antoja válido cuando nuestra construcción se apoya en terreno firme, como puede ser la zona I del Distrito Federal (DDF "a", 1993). Sin embargo, es de esperarse que la respuesta sea diferente para el caso en que nuestra construcción se apoye en terreno blando, como puede ser la zona III. Es aquí donde se destaca la importancia de considerar la rigidez del suelo de desplante, sobre todo cuando ésta última es sensiblemente menor con respecto a la rigidez de la estructura, y es aquí también donde hace su aparición la interacción suelo-estructura.

Básicamente se distinguen dos tipos de interacción: 1) la interacción suelo-estructura estática. Bajo esta condición se determinan los elementos mecánicos que se generan en los miembros de la cimentación y de la superestructura

provocados por hundimientos diferenciales y totales a largo plazo; y 2) la interacción suelo-estructura dinámica, que se presenta cuando la estructura es sometida a excitaciones de tipo dinámico, determinándose también una respuesta estructural, incluyendo elementos mecánicos.

El presente trabajo ha sido motivado por el interés de conocer el papel que juega la interacción suelo-estructura dinámica en la respuesta de las estructuras.

Para lograr este propósito, en esta tesis se estudia la respuesta sísmica inelástica de dos edificios desplazados en suelo blando, representados por un sistema de marcos continuos, bajo una excitación sísmica. En su estudio se comparó la influencia que se tiene al considerar la flexibilidad del suelo de apoyo y cuando se supone que los edificios están totalmente empotrados en su base.

Los edificios están estructurados a base de columnas, traveses y losa maciza de concreto reforzado. El diseño de estos edificios se realizó conforme al capítulo "Marcos Dúctiles" de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DDF "b", 1996).

Los edificios se suponen cimentados en un suelo compresible con propiedades que son representativas de una arcilla como las del Valle de México, específicamente donde se encuentra cimentado el edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Para cada edificio se analizó un marco en una dirección, correspondiente a uno de los ejes interiores. En los análisis se obtuvieron parámetros de su comportamiento dinámico, tales como desplazamientos horizontales, deformaciones de entrepiso, ductilidades de entrepiso y formación de articulaciones plásticas. Se compararon los resultados que se encontraron en los casos cuando se consideró flexibilidad en el apoyo y cuando se supuso que el depósito de suelo blando no presentaba deformaciones al ser sometido a una excitación sísmica.

El acelerograma mediante el cual se excitó a los edificios para su estudio fue el del sismo del 19 de septiembre de 1985, con el registro que se obtuvo en el estacionamiento de la SCT, empleándose la componente Este-Oeste.

Para los análisis, se utilizó el programa de computadora DRAIN-2D y su versión ampliada DRAINER, que considera los grados de libertad adicionales del modelo de interacción suelo-estructura.

La presente tesis se compone de seis capítulos: El capítulo 1 describe algunos aspectos que no corresponden propiamente al tema de este trabajo, pero que de alguna manera se relacionan con el desarrollo de éste. El capítulo 2 contiene una definición de interacción suelo-estructura, así como la descripción de algunos modelos matemáticos. El capítulo 3 presenta las características del análisis y diseño de los edificios. El capítulo 4 explica la forma en que se modela la característica dinámica suelo-cimentación y enumera los casos a analizar. En el capítulo 5 se describen brevemente las características de la excitación sísmica empleada en el análisis. Finalmente, en el capítulo 6 se muestran los resultados obtenidos y se hacen las observaciones pertinentes.

Capítulo 1

Generalidades

1.1 Descripción del problema

1.1.1 Importancia de la interacción suelo-estructura

En la actualidad es notable el incremento en la planeación de estructuras más esbeltas y/o con mayor número de niveles que en épocas pasadas. Esto se debe a diversas razones, como pueden ser: por límite de espacio dentro del predio, por las necesidades que debe satisfacer el inmueble, por avances tecnológicos de los materiales empleados, o bien, por razones arquitectónicas.

En la totalidad de los casos, estas estructuras deben garantizar funcionalidad, seguridad y economía. Para lograr los dos primeros aspectos, es necesario determinar su comportamiento ante un evento sísmico y reconocer la importancia que existe al considerar la flexibilidad del suelo donde se desplantan. En algunos casos este aspecto es significativo, pues puede ocasionar daños irreversibles a los edificios o el colapso total de ellos.

En el caso de los inmuebles localizados en la Ciudad de México, hoy en día los proyectistas y constructores están conscientes de que este sitio ofrece condiciones particularmente más difíciles que otras ciudades del mundo para el diseño y construcción de estructuras, sin embargo, las acciones de la naturaleza nos indican que todavía falta mucho por hacer. La muestra más significativa y dolorosa de ello han sido las experiencias que se vivieron en los sismos de 1985.

El efecto de los sismos sobre las estructuras pone de manifiesto las limitaciones que se han presentado en los criterios de diseño de las estructuras, debido a que aún no se conoce completamente el comportamiento que presenta la estructura y a que muchos aspectos se simplifican para un mejor manejo. Algo que corrobora esto último es que por lo regular (y particularmente antes de 1985) el análisis dinámico de las estructuras se realiza bajo la suposición de que las mismas

se desplantan sobre terreno indeformable. Pero desde un punto de vista más objetivo, esta suposición no es del todo válida, sobre todo cuando la rigidez del terreno con respecto a la de la estructura es sensiblemente menor, lo cual da lugar a que los efectos de la *interacción suelo-estructura* adquieran importancia.

Cuando se incorpora la flexibilidad del terreno en las estructuras, el efecto de esta interacción ocasiona varias modificaciones en la respuesta, como pueden ser:

- 1) Desplazamientos en la superestructura mayores a los que se esperaban.
- 2) Incremento en la magnitud de los elementos mecánicos.
- 3) Diferencias entre los periodos calculados y los reales.
- 4) Volteo de la estructura.
- 5) Asentamientos diferenciales importantes.
- 6) Efectos P- Δ .

Es evidente entonces, que la interacción suelo-estructura está íntimamente relacionada con el diseño: es decir, el diseño de una cimentación influye en la magnitud de las fuerzas inducidas en la estructura, y a su vez, estas fuerzas influyen en el diseño. Este principio debe ser aplicable a la estructura en su totalidad, y es especialmente importante en el caso de la cimentación, pues ha sido práctica común analizar la estructura como un sistema independiente de la cimentación y del suelo, mientras que, en realidad, la interacción suelo-estructura, en mayor o menor medida, siempre está presente (Alvarez, 1991).

El efecto interdependiente entre una estructura y el suelo sobre el cual está desplantada se manifiesta en dos hechos importantes: a) el comportamiento sísmico de la estructura se ve afectado por las propiedades del suelo, y b) el movimiento en la base y en el terreno circundante a la estructura no es el mismo que se presentaría si la estructura no estuviera, pues la presencia de dicha estructura afecta en forma importante el estado de esfuerzos iniciales del suelo.

Debe tenerse en cuenta que esta influencia mutua, a pesar de que siempre se presenta, no en todos los casos resulta importante, y en muchas ocasiones es despreciable. Para valorarla han de considerarse las propiedades físicas del suelo, el comportamiento de edificaciones vecinas, las características de la estructura, así como la naturaleza de la excitación sísmica.

1.1.2 Objetivo

A pesar de que los efectos de la interacción suelo-estructura pueden llegar en algunos casos a ser importantes por lo regular se desprecian, considerando a las estructuras sobre una base de rigidez infinita, esto debido principalmente a la dificultad que representa establecer modelos analíticos que simplifiquen e idealicen esta interacción, además de que ello implica realizar un gran esfuerzo de cálculo, aún con la ayuda de computadoras.

Otro aspecto que dificulta la inclusión de la interacción suelo-estructura es la incertidumbre de considerar cuándo sus efectos sobre la estructura a analizar serán lo suficientemente importantes para que ameriten ser tomados en cuenta.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (DDF "c", 1995), se indica que la interacción suelo-estructura puede calcularse para estructuras asentadas sobre la zona de transición y de terreno blando. Este reglamento considera explícitamente la inclusión de la interacción suelo-estructura, sin embargo, su aplicación es solo opcional. En el apéndice A7 de las Normas se propone un método simplificado para tener en cuenta los efectos de la interacción, por medio de ciertos factores que idealizan la rigidez del suelo, así como por un incremento del periodo natural de la estructura.

Con respecto a los puntos anteriores, el objetivo principal en este trabajo de tesis es examinar, mediante el análisis dinámico de dos edificios sometidos a una excitación sísmica, cómo influye la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica en cada uno de ellos. Ambos edificios tienen una cimentación a base de pilotes de punta, considerando que se desplantan en un suelo compresible, con características típicas de las arcillas del Valle de México.

Dentro de este estudio, se hará una comparación entre la respuesta de cada uno de los edificios bajo dos situaciones diferentes: a) se evaluará su respuesta sísmica realizando el análisis y el diseño en forma tradicional, sin considerar interacción suelo-estructura y, b) evaluar su respuesta sísmica, esta vez introduciendo dentro de los modelos matemáticos, los efectos correspondientes de interacción suelo-estructura.

1.2 Características del sitio (Ciudad de México)

En la Ciudad de México se encuentran condiciones difíciles para el desplante de estructuras, las cuales se pueden resumir en los párrafos siguientes.

1.2.1 Condiciones del subsuelo

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (DDF "a", 1993) en su artículo 219, la Ciudad de México puede dividirse en tres zonas con las siguientes características geotécnicas generales:

Zona I. Lomas, Formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida en su mayor parte por estratos arenosos y limosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III. Lacustre, integrada por depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo y arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

El problema principal con el que se enfrenta el proyectista de estructuras en el Valle de México es, en general, el de los asentamientos que inducen las sobrecargas y su efecto en la estructura misma y en las estructuras vecinas. Particularmente la zona III es la que presenta las mayores dificultades para el desplante de estructuras.

La extracción de agua de los depósitos subterráneos con el paso del tiempo, ha ocasionado el abatimiento del nivel freático en la ciudad, este abatimiento de

presión en los acuíferos provoca flujo de agua de los mantos arcillosos hacia ellos, con la consiguiente consolidación de las arcillas, acompañada de pérdida de volumen, este hecho es mejor conocido como hundimiento general de la ciudad; este hundimiento da origen al fenómeno de *fricción negativa*, que se presenta principalmente en las cimentaciones con pilotes de punta o pilas, disminuyendo en gran medida la capacidad de carga de dichas cimentaciones.

Para este trabajo en particular, se ha elegido la zona III, ya que esta zona ofrece las condiciones más adversas para el desplante de edificios, por ejemplo: el periodo natural del suelo es más elevado que en las otras zonas, esto modifica las excitaciones externas y provoca movimientos complejos que son mucho más difíciles de evaluar. Se considera que en esta zona los efectos por interacción suelo-estructura pueden ser mayores que en las zonas I ó II. El periodo dominante del suelo en la zona III es muy variable, éste depende en gran medida de la profundidad a la que se hallan los depósitos firmes de subsuelo. Cuando el periodo natural de los edificios se acerca al periodo del suelo, puede originarse una condición de *resonancia*, la cual es muy perjudicial para una estructura (en 1985 ocurrieron varios casos de falla en que el efecto de resonancia pudo tener alguna influencia).

De esta manera, la naturaleza del subsuelo de la zona III, por una parte, altera las características de las excitaciones que provienen del exterior del Valle, pues introduce además, su propia forma de vibrar; y por la otra, no tiene suficiente capacidad de carga, lo que invariablemente (para edificios o estructuras pesadas) obliga al uso de pilas o pilotes, y en otros casos menos frecuentes, a losas de cimentación, o a cimentaciones compensadas con pilotes.

1.2.2 Sismicidad

A) Origen de los sismos

Se conoce más de los efectos producidos por un temblor que las causas que lo producen (De Buen, 1995). Los sismos pueden tener entre otros un origen tectónico o volcánico. Según las teorías más razonables, los temblores tectónicos se deben a una acumulación de energía de deformación de grandes bloques (o placas) de la corteza terrestre, provocados por distintas causas, tales como contracción térmica, desplazamientos, etc.

Cuando esta acumulación de esfuerzos alcanza intensidades grandes, se producen deslizamientos súbitos a lo largo de fallas o fracturas preexistentes. Se conocen cuatro tipos principales de fallas (Dowrick, 1992), las cuales se ilustran en la figura 1.1.

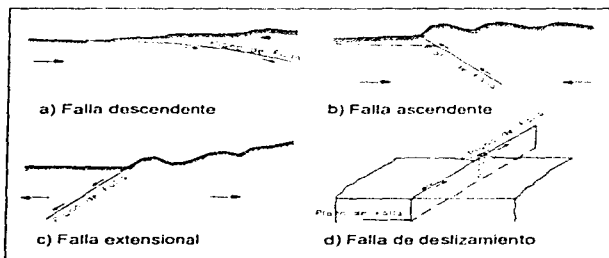


Figura 1.1 Principales tipos de fallas.

Un sismo no consiste en la liberación de energía en un punto determinado, sino más bien a lo largo de una falla geológica en una zona más o menos extensa. Generalmente se origina a profundidades de 10 a 50 km de la superficie, aunque algunos se han originado a profundidades de 600 km. El punto o zona donde se origina el sismo recibe el nombre de *hipocentro* o *foco*, y el punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco se designa por *epicentro* o *epifoco*.

Las erupciones volcánicas pueden producir temblores; sin embargo, la energía liberada es menor que en el caso de los de origen tectónico. En México, son raros los temblores de origen volcánico. El movimiento de la superficie del terreno durante un sismo, es producido por las ondas que se originan.

La República Mexicana está situada dentro del llamado *Cinturón Circum-Pacífico*, por lo que los efectos por sismo adquieren especial importancia. Desafortunadamente la Ciudad de México se ubica dentro de una zona de alto riesgo sísmico; se sabe que puede venir un sismo, pero es imposible predecir qué

día y a qué hora. Se han realizado estudios estadísticos sobre la ocurrencia de temblores en la República y así se ha obtenido la representación de la figura 1.2.

Sin embargo, para la ingeniería civil, lo más importante no es tratar de investigar cuando va a presentarse un fuerte sismo, sino realizar construcciones que lo puedan resistir (Creixell, 1993).



Figura 1.2 Características de temblores en la República Mexicana.

B) Transmisión del movimiento

El movimiento producido por un temblor origina *ondas de cuerpo* y *ondas de superficie*. Las ondas de cuerpo pueden ser a su vez longitudinales y transversales.

Las ondas longitudinales, también designadas como *ondas P* (primarias), son las más rápidas (figura 1.3). Estas ondas de esfuerzo se producen por el movimiento de partículas en el sentido de la propagación de la onda; su velocidad

de transmisión puede ser de 5 a 12 km/s, la cual llega hasta sólo 1.5 km/s al atravesar terrenos lodosos.

Las ondas transversales, también llamadas *ondas S* (secundarias) o de cortante (para distinguirlas de las primarias o de compresión) son más lentas, pues su velocidad de transmisión varía desde 2 a 7 km/s.

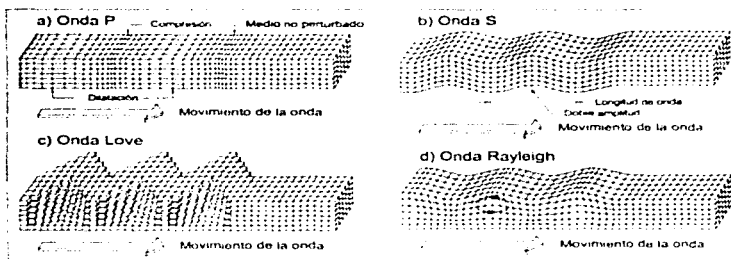


Figura 1.3 Dirección de propagación de las ondas sísmicas y del medio transmisor.

Tales velocidades son mayores cuando atraviesan un medio compacto y disminuyen al pasar por capas de la corteza terrestre donde las rocas tienen intersticios una con otra; en este caso, las ondas longitudinales pueden transmitirse de 3 a 4 km/s, y las transversales a veces reducen su velocidad hasta quizá de 500 a 900 m/s.

La transmisión de movimientos es más rápida cuando el foco o hipocentro es menos profundo.

Cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie, se reflejan y provocan las llamadas ondas de superficie, de las cuales también hay dos tipos (Sarría, 1992): *ondas R* de Rayleigh que se desplazan por la superficie, de tal manera que las partículas del medio transmisor describen trayectorias elípticas con respecto a un sistema de coordenadas absolutas (fig. 1.3 d); y *ondas L* de Love que semejan las

ondas de cortante. Las ondas superficiales son las más lentas y su velocidad puede ser tan solo de 300 a 800 m/s, y sus periodos dominantes son bastante mayores que los de las ondas S, lo cual les permite propagarse a grandes distancias con menor atenuación que las ondas internas, con patrones de radiación que se asemejan al de las P, en el caso de las ondas R y al de las S, en el caso de las ondas L.

En un punto determinado, los movimientos resultan muy complejos. A los periodos fundamentales de las ondas se suman otros de distinta índole y así resultan superposiciones de diferentes movimientos cuyas resultantes son muy variadas que, sobre todo lejos del epicentro, se manifiestan en direcciones horizontales y con menor intensidad en el sentido vertical.

1.3 Comportamiento sísmico de estructuras

1.3.1 Importancia del diseño sísmico

Los propósitos principales del diseño sísmico están encaminados a evitar la pérdida de vidas humanas en cualquier sismo, ya sea debido al colapso estructural o por efectos secundarios (fragmentos que caen o fuego); y a la reducción del daño y pérdida del conjunto construido, así como asegurar que las estructuras sean económicas, seguras y funcionales para la sociedad. Esto implica hacer la mejor selección, la cual depende del costo de la construcción, de la capacidad de resistencia que se le asigne y de las consecuencias que su falla o mal funcionamiento originen. Obviamente, algunas estructuras demandan mayor resistencia sísmica que otras, en virtud de su mayor importancia social y/o financiera.

Los sismos han demostrado repetidamente que las estructuras más simples tienen la mayor oportunidad de sobrevivir. Un sismo revelará inexorablemente cualquier debilidad estructural, previamente conocida o desconocida.

Por supuesto no hay una forma universal ideal para un tipo particular de estructura, aunque hay ciertos principios básicos que deben tenerse en cuenta. En general, la estructura debe (Dowrick, 1992):

- a) ser simple,

- b) ser simétrica,
- c) no ser demasiado alargada en planta o elevación,
- d) tener resistencia distribuida en forma uniforme y continua
- e) tener miembros horizontales en los cuales se formen articulaciones antes que en los miembros verticales y,
- f) tener un diseño que tome en consideración las propiedades del suelo.

Las estructuras simples y simétricas son más fáciles y rápidas de analizar, esto implica que sean más seguras, ya que mientras más largo sea un edificio en planta, hay mayor posibilidad de que los movimientos sísmicos en sus extremos sean diferentes, lo que puede producir resultados desastrosos. Si para un área dada en planta la forma cuadrada no es satisfactoria por razones arquitectónicas, entonces dos o más edificios separados pueden ser la respuesta. Esto se logra en ocasiones seccionando un edificio largo en partes, con juntas de movimiento entre ellas.

Con respecto a la altura, parece razonable proponer una esbeltez limitada en la mayoría de los edificios: altura/ancho no mayor de 3 ó 4. Mientras más esbelto sea un edificio peores serán los efectos de volteo en un sismo, y mayores los esfuerzos sísmicos en las columnas extremas, especialmente las fuerzas de compresión por volteo, que pueden ser bastante difíciles de manejar.

El concepto de la distribución de resistencia uniforme y continua está relacionado estrechamente con el de simplicidad y simetría, esto puede lograrse si:

- a) los miembros que soportan las cargas están distribuidos uniformemente,
- b) todas las columnas y los muros son continuos y sin rematamientos desde el techo hasta la cimentación,
- c) todas las vigas están libres de rematamientos,
- d) las columnas y las vigas son coaxiales,
- e) las columnas y vigas de concreto reforzado tienen más o menos el mismo ancho,
- f) los miembros principales no cambian de sección repentinamente y,
- g) la estructura es tan continua (redundante) y monolítica como sea posible.

Las recomendaciones anteriores, aunque no son obligatorias, han sido probadas con resultados satisfactorios.

Las acciones a las que está expuesta una estructura se deben a las sollicitaciones ambientales a que puede estar sometida y las que se deriven de su funcionamiento y construcción. Estas acciones pueden ser debidas a carga permanente, carga viva, presiones por viento, aceleraciones por sismos, asentamientos diferenciales, empujes de tierras y líquidos, cargas por nieve, operaciones de maquinaria, entre otras.

Se considera la respuesta de la estructura como su comportamiento bajo una acción determinada, dicho comportamiento puede esperarse como deformación, agrietamiento, vibración, magnitudes en desplazamientos, deflexiones, elementos mecánicos, etcétera.

La respuesta de una estructura a una sollicitación depende de muchos factores como son la forma de aplicación (instantánea, de corta duración, cíclica, estática, dinámica, repartida, concentrada, etc.) e intensidad, así como de las propiedades dinámicas y estáticas, tales como su rigidez, masa, amortiguamiento, dimensiones, periodo, entre otras.

Las características de la estructura y las acciones que obren sobre ella determinan su diseño. En éste se tendrá que tomar en cuenta el grado de seguridad frente a la falla y de utilidad en condiciones de servicio que se acepten de acuerdo a los siguientes requisitos básicos (DDF "a", 1993):

A. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado limite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y

B. No rebasar ningún estado limite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Se entenderá como estado limite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o a cualesquiera de sus componentes incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Se considerará como estado limite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto

funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En estructuras de edificios a base de marcos es un requisito sísmico fundamental el que los miembros horizontales fallen antes que los verticales. Esta disposición permitirá el retraso del colapso total de la estructura y puede salvar muchas vidas. Las vigas y losas generalmente no fallan aún después de daño severo en los lugares en que se forman las articulaciones plásticas, mientras que las columnas sufrirán el colapso rápidamente bajo su carga vertical, una vez que haya ocurrido suficiente aplastamiento del concreto.

De este criterio se ha derivado el procedimiento de diseño que se prescribe para marcos dúctiles, en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DDF "b", 1996). El procedimiento tiene por objeto hacer que el comportamiento inelástico esté regido por un mecanismo de falla de "columnas fuertes-vigas débiles". Se requiere detallar estas regiones para que sean capaces de desarrollar alta ductilidad y de diseñarlas para los momentos flexionantes que se obtienen en el análisis sísmico (figura 1.4).

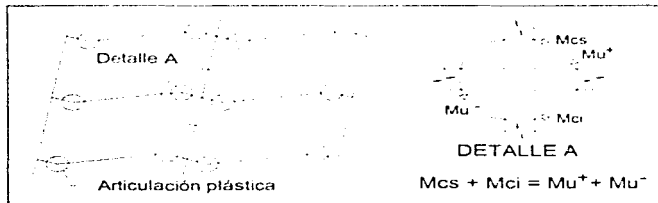


Figura 1.4 Mecanismo de falla de "columnas fuertes-vigas débiles" y la relación entre los momentos flexionantes en vigas y columnas.

Para lograr una estructura que pueda comportarse inelásticamente, el procedimiento consiste en diseñar la estructura de modo que, si el sismo alcanza intensidades excepcionales, ésta sea capaz de disipar grandes cantidades de energía mediante el comportamiento inelástico de algunas zonas donde pueden soportarse grandes deformaciones sin problemas de falla frágil, mientras que el

resto de la estructura se mantiene esencialmente elástico. Dado un sistema estructural, se elige un mecanismo de falla ante cargas laterales que se considera más apropiado para disipar energía y se diseñan las secciones que intervienen en este mecanismo para que tengan la resistencia que corresponde a las cargas de diseño y se detallan para un comportamiento dúctil. El resto de las secciones se diseñan para capacidades superiores a las fuerzas que corresponden al mecanismo preseleccionado, de manera que no vayan a incursionar en el rango inelástico.

1.3.2 Respuesta sísmica lineal en estructuras

En los problemas de ingeniería no siempre es posible obtener soluciones matemáticas rigurosas, solo en algunos casos simples pueden obtenerse soluciones analíticas. Cuando los problemas implican propiedades de materiales, distribución de cargas y condiciones de entorno complejas, es necesario introducir simplificaciones o idealizaciones para reducir el problema a una solución matemática que sea capaz de dar resultados aceptables desde el punto de vista de la seguridad y economía. El nexo entre el sistema físico y la posible solución matemática se obtiene con el *modelo matemático*. Esta es la designación simbólica del sistema idealizado de sustitución que incluye todas las simplificaciones impuestas al problema físico (Paz, 1992).

En la solución de problemas de dinámica estructural, las cargas y todas las respuestas estructurales (deflexiones, esfuerzos, etc.), varían con el tiempo. De acuerdo con lo anterior, una diferencia importante entre el *Análisis Estático* y el *Análisis Dinámico* consiste en que para el primero únicamente existe una solución, mientras que en el segundo hay soluciones distintas para cada instante de tiempo. Esto es, cuando se aplica en forma dinámica la carga, las deformaciones que varían con el tiempo producen aceleraciones, y las aceleraciones, de acuerdo al principio de D'Alembert, inducen fuerzas de inercia que resisten el movimiento de la estructura (Paz, 1992). Este es el caso de los sismos.

A) Sistema de un grado de libertad

A partir de un sistema simple de un grado de libertad, modelado como una masa unida a un resorte y a un amortiguador, sometido a una fuerza $F(t)$, que varía con el tiempo, como se muestra en la figura 1.5, se puede establecer la ecuación de movimiento del sistema.



Figura 1.5 Modelo del sistema.

El equilibrio dinámico de este sistema está dado por

$$F(t) + F_i + F_d + F_s = 0$$

donde

$F_i = m\ddot{x}$, es la fuerza de inercia.

$F_d = c\dot{x}$, es la fuerza de amortiguamiento, y

$F_s = kx$, es la fuerza elástica.

$x(t)$, $\dot{x}(t)$ y $\ddot{x}(t)$ son el desplazamiento, la velocidad y la aceleración del sistema, respectivamente.

k = constante de rigidez del resorte, el cual representa las fuerzas internas del sistema y la capacidad de la estructura de almacenar energía potencial.

c = constante de amortiguamiento viscoso o de Newton, es directamente proporcional a la velocidad relativa del sistema y con sentido contrario.

Así, la ecuación de movimiento del sistema es

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t) \quad (\text{ec. 1.1})$$

Para el caso en que el sistema, modelado de acuerdo con la figura 1.6, esté expuesto a una excitación sísmica, la única carga externa tiene la forma de un movimiento aplicado al nivel del suelo $x_p(t)$, y por lo general, no hay fuerzas externas, es decir, $F(t) = 0$, por lo que la ecuación de movimiento se reduce a

$$m\ddot{x}_r + c\dot{x}_r + kx_r = 0$$

donde $\ddot{x}_r = \ddot{x} + \ddot{x}_p$; \ddot{x}_r es la aceleración total del sistema, \ddot{x} es la aceleración relativa y \ddot{x}_p es la aceleración del suelo. Así resulta finalmente que la ecuación de movimiento de la estructura está dada por

$$m\ddot{x} + m\dot{x}_v + c\dot{x} = -m\ddot{x}_0 \quad (\text{ec. 1.2})$$

donde la fuerza efectiva es igual a $-m\ddot{x}_0$.

La aplicación de la excitación a la base del sistema produce una respuesta dependiente del tiempo en cada uno de los elementos, que puede ser descrita en términos de desplazamiento o fuerza. Para determinar la historia de respuesta del sistema, es necesario resolver la ecuación de movimiento (ec. 1.1).

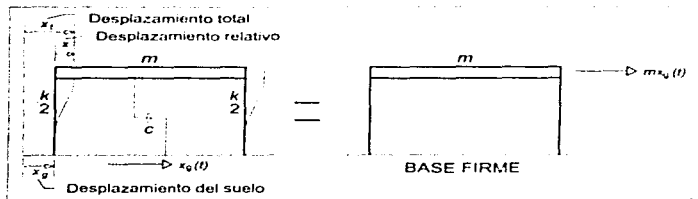


Figura 1.6 Modelo de un grado de libertad.

La solución de la ecuación 1.1 ó 1.2 para una carga dinámica general, se resuelve suponiendo que la sollicitación consiste en una sucesión de segmentos lineales, durante los cuales un impulso de carga actúa. La solución se conoce como *Integral de Duhamel* y se distinguen dos casos:

- 1) Evaluación de la Integral de Duhamel, para sistemas sin amortiguamiento.

$$x(t) = \frac{1}{m\omega} \int_0^t F(\tau) \text{sen } \omega(t - \tau) d\tau$$

- 2) Evaluación de la Integral de Duhamel, para sistemas con amortiguamiento.

$$x(t) = \frac{1}{m\omega_0} \int_0^t F(\tau) e^{-\zeta\omega_0(t-\tau)} \text{sen } \omega_0(t-\tau) d\tau$$

en ambas ecuaciones

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}, \text{ frecuencia natural del sistema,}$$

$$\alpha\omega = \omega\sqrt{1 - \xi^2}, \text{ frecuencia amortiguada del sistema,}$$

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2m\omega}, \text{ factor de amortiguamiento critico,}$$

c_c = amortiguamiento critico,

m = masa de la estructura,

τ = tiempo en el cual se aplicó el impulso,

t = tiempo de duración de la sollicitación.

1.3.3 Respuesta sísmica no lineal en estructuras

Los criterios de diseño sísmico actuales se apoyan en la capacidad que tienen las estructuras de disipar energía a través de deformaciones inelásticas. Estos criterios buscan conciliar economía con seguridad, aunque a costo de permitir daño en las estructuras. Para lograr lo anterior, las estructuras (y en particular los elementos que las componen) deben ser capaces de presentar un patrón de comportamiento que permita el desarrollo de esas grandes deformaciones.

Una curva típica esfuerzo-deformación unitaria de un miembro con comportamiento inelástico se presenta en la figura 1.7.

En el caso de excitaciones sísmicas las estructuras soportan cargas cíclicas, que generan inversión de esfuerzos en sus miembros, los cuales dan lugar a comportamientos histeréticos complejos como los mostrados en la figura 1.8. En materiales de naturaleza dúctil, como el acero, sometidos a este tipo de cargas se produce un incremento en la no linealidad del intervalo elástico (Dowrick, 1992).

La *degradación de rigidez* es una característica importante de la carga cíclica inelástica del concreto y mampostería. La rigidez, calculada como el cociente esfuerzo/deformación unitaria de conjunto para cada ciclo de histéresis se reduce apreciablemente con cada ciclo sucesivo de carga (figura 1.8 c).

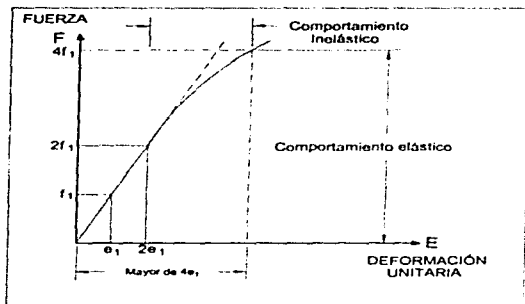


Figura 1.7 Curva esfuerzo-deformación unitaria.

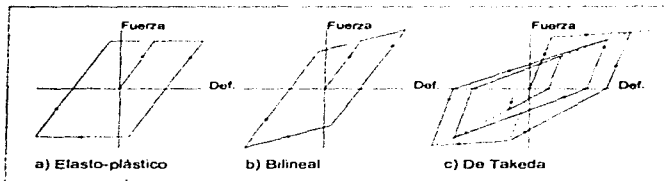


Figura 1.8 Modelos histeréticos idealizados del comportamiento cíclico en elementos estructurales.

Entre los diversos métodos existentes para determinar el comportamiento sísmico inelástico de una estructura, probablemente uno de los más efectivos es el método de *integración paso a paso* (Paz, 1992). En este método, la respuesta se calcula para sucesivos incrementos de tiempo Δt , usualmente de la misma duración, por conveniencia de cálculo. Al comienzo de cada intervalo se establecen las condiciones de equilibrio dinámico y a continuación se calcula aproximadamente la respuesta para un incremento de tiempo Δt , suponiendo que los coeficientes $k(x)$ y $c(\dot{x})$ permanecen constantes durante el intervalo Δt . Las características no lineales

de estos coeficientes se consideran en el análisis mediante su recálculo al comienzo de cada intervalo de tiempo. La respuesta, por lo tanto, se obtiene utilizando el desplazamiento y la velocidad calculados al final del intervalo de tiempo precedente como condiciones iniciales del intervalo de tiempo siguiente.

En cada intervalo de tiempo, el coeficiente de rigidez $k(x)$ y el coeficiente de amortiguación $c(x)$ se calculan al inicio de cada paso y se suponen constantes hasta el paso siguiente. De esta manera el comportamiento no lineal del sistema es aproximado por una secuencia de sucesivos sistemas lineales. La suposición de masa constante no es necesaria, pero podría estar representada también por un coeficiente variable.

Dos de los métodos más populares para llevar a cabo la integración paso a paso son el *método de aceleración constante* y el *método de aceleración lineal*. Como los nombres indican, en el primero de estos métodos se supone que la aceleración permanece constante durante el intervalo de tiempo Δt , mientras que en el segundo se supone que la aceleración varía linealmente durante el intervalo. Como podría esperarse, el método de aceleración constante es más simple, pero menos exacto, que el método de aceleración lineal para el mismo valor de incremento de tiempo.

Capítulo 2

Interacción Suelo-Estructura

2.1 Definición

Se conoce como interacción dinámica suelo-estructura al conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante solicitaciones dinámicas (Pérez y Aguilar, 1993).

El problema de interacción es muy complejo, por la dificultad de encontrar un modelo que satisfaga todos los requerimientos necesarios, por lo que generalmente se realizan análisis sísmicos considerando apoyadas a las estructuras sobre un suelo perfectamente rígido. Esta solución puede diferir de manera importante de aquella que se obtendría si se introdujeran en el análisis las deformaciones del depósito de suelo blando.

Tales diferencias se manifiestan principalmente en:

- Alargamiento en el periodo natural de la estructura.
- Mayores desplazamientos de la estructura.
- Incremento en la capacidad de disipar energía del sistema.
- Modificación del movimiento de la base de la estructura con respecto al movimiento en *campo libre*, que se concibe como el movimiento en el sitio en ausencia de la estructura y de cualquier excavación.

Al modelar la interacción del sistema se consideran las características más relevantes del conjunto. Las del suelo: periodo dominante de vibrar y la velocidad media de propagación de ondas en el sitio, además de los parámetros materiales como la relación de Poisson y el amortiguamiento del suelo. Las de la estructura: el periodo fundamental de vibración, la altura efectiva, el amortiguamiento y la masa efectiva.

Los modelos que comúnmente se utilizan para idealizar la interacción son:

- a) El suelo como medio discreto, a través de resortes y amortiguadores viscosos equivalentes en la base del edificio.
- b) Analogía de la viga de cortante usando masas continuas o discretas y resortes distribuidos verticalmente a través del perfil del suelo.
- c) Usando el método del elemento finito.
- d) Semi-espacio elástico o viscoelástico.

En la mayoría de los casos, incluyendo el presente trabajo, se emplea el primero de estos modelos, el cual se describirá en el capítulo 4.

Como consecuencia de la interacción y de las deformaciones locales del terreno asociadas a ella, parte de la energía del sismo transmitida a la estructura es devuelta al suelo a través de la cimentación, esto conduce a que una parte de la energía de vibración de la estructura se disipe dentro del medio de apoyo por *radiación de ondas* y por histéresis o acción inelástica en el propio suelo. La importancia del último factor se acentúa con el incremento de la intensidad del movimiento sísmico (Veletsos, 1980).

La interacción a la que se ha hecho referencia es la llamada *interacción inercial*, es decir, es aquella que corresponde a la modificación del movimiento de la base debido a las fuerzas de inercia asociadas con la vibración de la estructura y es la más comúnmente estudiada. La interacción inercial es significativa no únicamente en diseño sísmico, sino también en casos en los que la excitación dinámica se aplica directamente a la estructura, como en cimentaciones para maquinaria. Existe otro tipo de interacción, llamada *interacción cinemática*, que puede ser tan importante como la inercial, o más que ella en algunos casos, principalmente cuando se tienen dimensiones muy amplias de la planta, comparadas con las longitudes aparentes de las ondas sísmicas que viajan a lo largo de las zonas de contacto entre suelo y estructura (Esteve, 1989).

2.2 Interacción suelo-estructura en cimentaciones con pilotes

El diseño de cimentaciones en la zona lacustre del Valle de México difiere en gran medida de los que se realizan en otras grandes áreas urbanas del mundo, por los aspectos que ya se han mencionado en el inciso 1.2. Las cimentaciones superficiales de construcciones pesadas en esta zona pueden inducir asentamientos inaceptables y, en condiciones extremas, provocar la falla por

cortante del subsuelo arcilloso. La opción más viable es el uso de cimentaciones profundas (inciso 3.2.1), aunque esto tampoco garantiza en todos los casos un buen comportamiento, debido al fenómeno del hundimiento regional que somete los pilotes o pilas a fricción negativa y puede causar la emersión aparente de la construcción.

Estructuras que comúnmente se apoyan sobre grupos de pilotes, son por ejemplo, plantas nucleares, edificios altos, estructuras en el mar. Su importancia justifica estudios conducentes a conocer de una manera precisa el problema de interacción suelo-estructura para cimentaciones a base de grupos de pilotes.

Aunque en la actualidad existen procedimientos establecidos para el análisis dinámico de estructuras cimentadas sobre grupos de pilotes que tomen en cuenta la interacción de la cimentación con el suelo que le rodea, no se ha generalizado su empleo para el ingeniero practicante, ya que por lo general requieren el desarrollo de modelos complicados y cálculos extensos. Existen también procedimientos aproximados para estimar el efecto de la cimentación basados en resultados obtenidos mediante métodos de análisis estático que desprecian la interacción dinámica suelo-pilote.

Por otra parte, existen también varios métodos de análisis dinámico de utilidad en la determinación de *funciones de impedancia* para un solo pilote. Bajo ciertas condiciones, aquellas en las que el efecto del grupo es despreciable, estos métodos conducen a resultados razonables, sin embargo, no es recomendable utilizar este tipo de soluciones en los casos donde existe efecto de grupo.

Para estudiar adecuadamente la respuesta dinámica de pilotes aislados o grupos de pilotes se debe considerar el efecto de la interacción suelo-pilote, lo cual lleva a estudiar la vibración y el comportamiento dinámico del suelo; este comportamiento se puede incluir en el efecto de interacción mediante la teoría de propagación de ondas, mismas que son producidas por cargas que actúan en el pilote y se propagan en el suelo que lo rodea.

El suelo, por naturaleza propia, posee una extensión semi-infinita; para incluir esta característica en un análisis de interacción pilote-suelo es necesario definir un modelo finito o condiciones de frontera apropiadas que definan la masa de suelo que se debe considerar en el análisis o que eliminen las reflexiones espurias de las ondas de propagación. Este tipo de modelos se conocen como *modelos de tipo*

continuo y presentan la ventaja de que con ellos se puede incluir en la formulación de un método de análisis la masa del suelo y las características de amortiguamiento del mismo. Existen también *modelos de tipo discreto*, en los que las reacciones y características del suelo se modelan con resortes y masas concentradas. Su aplicabilidad al análisis dinámico de grupos de pilotes no ha sido demostrada debido a las dificultades que presentan en la definición del amortiguamiento por radiación y en el cálculo de las masas adheridas de suelo que se deben considerar, sin embargo, presenta la ventaja de poder incluir en el análisis el comportamiento no lineal del suelo.

2.3 Modelos de interacción para pilotes aislados

2.3.1 Método dinámico de Novak (vibración vertical)

La vibración vertical de pilotes es considerada cuando diseñamos zapatas o estructuras con cargas dinámicas verticales o cargas horizontales que producen rotación en la cabeza del pilote. Tales cargas son generadas por viento, terremotos y operaciones con maquinaria.

Cuando los pilotes vibran, éstos modifican su rigidez y amortiguamiento, generado por la interacción del pilote con el suelo circundante. Este fenómeno es muy complejo y de poco entendimiento por lo que la reacción del suelo es algunas veces ignorada y se atribuye toda la rigidez de la cimentación a la rigidez de los pilotes, mientras que en otros casos la rigidez horizontal y rotacional de los pilotes es ignorada y toda la rigidez dinámica se supone aportada por el suelo.

La solución exacta del movimiento dinámico de pilotes es complicada, debido a la separación del pilote con el suelo y la variación de las propiedades del suelo con la profundidad. Sin embargo, es posible resolver el problema utilizando técnicas como la del método del elemento finito.

La vibración vertical de un pilote sometido a excitación dinámica en su extremo superior ha sido estudiada por Novak (1977). Las hipótesis adoptadas en su modelo son:

- 1) El pilote es vertical, elástico y de sección circular.
- 2) La unión suelo-pilote es perfecta.

- 3) El suelo alrededor y debajo del pilote tiene comportamiento elástico lineal.
- 4) El suelo por encima del extremo inferior del pilote se representa por estratos independientes infinitamente delgados. De acuerdo con esta hipótesis, no existen esfuerzos normales en las superficies que limiten los estratos citados, los que se ven sujetos solo a deformaciones transversales. Las deformaciones causadas por la interacción suelo-pilote se propagan radialmente como ondas de cortante.
- 5) El suelo abajo del pilote reacciona sobre el extremo inferior como un semiespacio elástico.
- 6) El movimiento es pequeño y la excitación es armónica.

Se pretende obtener las funciones de rigidez dinámica o impedancia, y de ellas las constantes de rigidez y amortiguamiento del sistema suelo-pilote que pueden usarse en el análisis de la interacción estructura-cimentación-suelo.

El autor supone que el pilote vertical elástico soporta una vibración compleja⁷:

$$w(z,t) = w(z)e^{i\omega t}$$

donde

$w(z)$ = amplitud compleja a la profundidad z (la cota cero es en el extremo superior del pilote)

ω = frecuencia circular de la excitación

t = tiempo

$i = \sqrt{-1}$

El movimiento del pilote es resistido por: 1) una reacción distribuida del suelo que actúa a lo largo de la longitud del pilote y que aparece en la ecuación de movimiento de un elemento diferencial del pilote y 2) una reacción concentrada en el extremo inferior del pilote y que aparece en una de las condiciones de frontera (figura 2.1).

La reacción distribuida del suelo, de acuerdo con Novak, puede escribirse como:

$$p(z,t)dz = G(S_{w1} + S_{w2})w(z,t)dz$$

⁷ Se conserva en este inciso la notación de Novak.

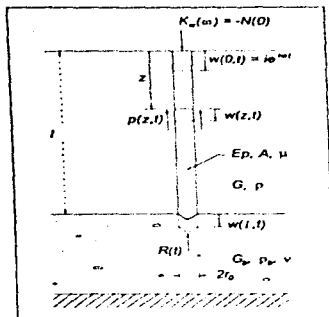


Figura 2.1 Modelo dinámico de Novak de interacción suelo-pilote.

donde

$$S_{w1} = \frac{2\pi\theta_0(J_1(\theta_0)J_0(\theta_0) + Y_1(\theta_0)Y_0(\theta_0))}{J_0^2(\theta_0) + (Y_0^2(\theta_0))}$$

$$S_{w2} = \frac{4}{(J_0^2(\theta_0) + Y_0^2(\theta_0))}$$

J_0 y J_1 = funciones de Bessel de la primera clase de orden 0 y 1, respectivamente

Y_0 y Y_1 = funciones de Bessel de la segunda clase de orden 0 y 1, respectivamente

G = módulo de rigidez al cortante del suelo alrededor del pilote

$\theta_0 = \frac{r_0\omega}{V_s}$, frecuencia adimensional

La ecuación diferencial de la vibración amortiguada armónica del pilote es:

$$w(z)[- \mu\omega^2 - i c\omega + G(S_{w1} + iS_{w2})] - E_p A \frac{d^2 w(z, t)}{dz^2} = 0$$

cuya solución es

$$w(z) = B \cos \frac{\Lambda z}{L} + C \operatorname{sen} \frac{\Lambda z}{L} \quad (\text{ec. 2.1})$$

en las ecuaciones anteriores

μ = masa por unidad de longitud del pilote

c = coeficiente de amortiguamiento interno del pilote

E_p = módulo de elasticidad del pilote

A = área de la sección transversal del pilote

L = longitud del pilote

B y C = constantes de integración, y

$$\Lambda = L \sqrt{\frac{1}{E_p A} [\mu \omega^2 - G S_{w1} - i(c\omega + G S_{w2})]} \quad (\text{ec. 2.2})$$

Las constantes de integración B y C están dadas por las condiciones de frontera, y una vez que se determinen quedará completamente definida la vibración vertical $w(z,t)$ del pilote.

La primera condición de frontera se establece suponiendo que en la cabeza del pilote la amplitud del movimiento armónico es unitaria, es decir

$$w(0) = 1 \quad (\text{ec. 2.3})$$

La segunda condición de frontera se establece como la reacción concentrada en el pie del pilote, la cual puede describirse aproximadamente como la reacción de un semiespacio elástico al movimiento vertical de un disco circular rígido. Esta reacción puede escribirse como

$R(t) = R \exp(i\omega t)$, donde la amplitud R es

$$R = -G_b f_0 (C_{w1} + i C_{w2}) w(L) \quad (\text{ec. 2.4})$$

donde G_b es el módulo de rigidez al cortante del suelo debajo del pie del pilote. $G_b = G$ corresponde al caso de un pilote de fricción y $G_b \rightarrow \infty$ al caso de un pilote de punta. C_{w1} y C_{w2} son parámetros complejos que dependen de la frecuencia adimensional a_0 y de la relación de Poisson ν . Novak propone expresiones polinomiales para determinar dichos parámetros para $\nu = 0.25$ y $\nu = 0.5$; de esta manera tenemos:

Para $\nu = 0.25$

$$C_{w1} = 5.33 + 0.364a_0 - 1.41a_0^2$$

$$C_{w2} = 5.06a_0$$

Para $\nu = 0.50$

$$C_{w1} = 8.0 + 2.18a_0 - 12.63a_0^2 + 20.73a_0^3 - 16.47a_0^4 + 4.458a_0^5$$

$$C_{w2} = 7.414a_0 - 2.986a_0^2 + 4.324a_0^3 - 1.782a_0^4$$

En las ecuaciones anteriores, la frecuencia adimensional a_0 se debe calcular con V_b , velocidad de las ondas de cortante en el suelo debajo del pie del pilote.

La fuerza axial en el pilote vale

$$N(z) = E_p A \frac{dw(z)}{dz} = E_p A \frac{\Lambda}{L} \left(-B \operatorname{sen} \frac{\Lambda z}{L} + C \cos \frac{\Lambda z}{L} \right) \quad (\text{ec. 2.5})$$

Aplicando a la ec. 2.1 la primera condición de frontera (ec. 2.3) se obtiene

$$B = 1$$

Usando el resultado anterior, las ecuaciones 2.1 y 2.5 para $z = L$ y la segunda condición de frontera (ec. 2.4) se obtiene que

$$C = \frac{K' \Lambda \operatorname{sen} \Lambda - (C_{w1} + iC_{w2}) \cos \Lambda}{K' \Lambda \cos \Lambda + (C_{w1} + iC_{w2}) \operatorname{sen} \Lambda} \times 1 \quad (\text{ec. 2.6})$$

donde

$$K' = \pi \frac{r_0 E_p}{L G_b}$$

La amplitud del movimiento vertical del pilote queda completamente determinada como

$$w(z) = 1 \cos \frac{\Lambda z}{L} + C \operatorname{sen} \frac{\Lambda z}{L}$$

$$= w_1 + iw_2$$

donde 1 es la amplitud unitaria supuesta en la cabeza del pilote y C está dada por la ec. 2.6 y es función del parámetro complejo Λ .

Finalmente, para determinar las constantes de rigidez y amortiguamiento del resorte y amortiguador equivalentes al sistema suelo-pilote al nivel de la cabeza del pilote, se parte de que la función de impedancia o rigidez compleja es igual a la fuerza que es capaz de producir un desplazamiento dinámico unitario en la cabeza del pilote a cierta frecuencia. Esta fuerza es igual y de signo contrario a la fuerza normal $N(z)$ para $z = 0$ ya que $w(z = 0) = 1$ según se estableció para la primera condición de frontera. Por lo tanto, de acuerdo con la ec. 2.5 se tiene que

$$K_w = -\frac{E_p A}{L} (\Lambda C)$$

donde C está dada por la ec. 2.6 y el parámetro complejo Λ puede calcularse por la ec. 2.2.

La parte real de K_w es la constante de rigidez k_w del resorte equivalente y la parte imaginaria está relacionada con la constante de amortiguamiento c_w del amortiguamiento equivalente. Si

$$-\Lambda C = F_w(\Lambda)_1 + iF_w(\Lambda)_2$$

La constante de rigidez vertical equivalente es

$$k_w = \frac{E_p A}{L} F_w(\Lambda)_1,$$

La constante de amortiguamiento viscoso equivalente es

$$c_w = \frac{E_p A}{\omega L} F_w(\Lambda)_2$$

2.3.2 Método dinámico de Kuhlemeyer (vibración lateral)

Para el cálculo de las constantes de rigidez y amortiguamiento laterales y de rotación empleadas en este trabajo se utiliza el procedimiento propuesto por Kuhlemeyer (1979), que se resume a continuación.

El autor utiliza el método del elemento finito para el análisis dinámico de un pilote embebido dentro de un semiespacio elástico, homogéneo e isotrópico y sujeto, en su extremo superior, a una fuerza lateral y a un momento, ambos con variación armónica estacionaria. Mediante el empleo de elementos finitos de flexión para representar el pilote, puede tomar en cuenta las cargas transversales.

Al aplicar, ya sea una fuerza lateral o un momento en la parte superior del pilote (figura 2.2), ocurre tanto una traslación U , como una rotación Φ (caso acoplado).

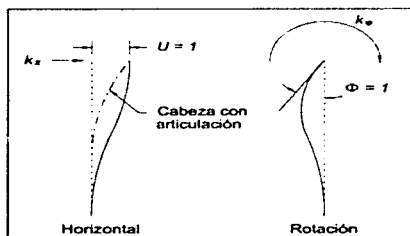


Figura 2.2 Generación de rigideces en pilotes para direcciones individuales, según el modelo de Kuhlemeyer.

El movimiento de la cabeza del pilote se describe por la ecuación general[†]

$$\begin{bmatrix} U e^{i\omega t} \\ r_0 \Phi e^{i\omega t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{11} & F_{12} \\ F_{21} & F_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{S}{K_x} e^{i\omega t} \\ \frac{r_0 R}{K_\phi} e^{i\omega t} \end{bmatrix}$$

En esta ecuación

U = traslación lateral de la cabeza del pilote (variable compleja)

Φ = rotación de la cabeza del pilote (variable compleja)

[†] Se conserva en este inciso la notación del artículo de Kuhlemeyer.

S = amplitud de la fuerza lateral total (número real)
 R = amplitud del momento total aplicado (número real)
 F_{ij} = coeficientes adimensionales de flexibilidad (números complejos)
 ω = frecuencia circular de excitación
 r_0 = radio del pilote
 $i = \sqrt{-1}$
 K_x, K_ϕ = constantes que se definen más adelante

Por otro lado, invirtiendo la matriz $[F_{ij}]$ se obtienen las reacciones que actúan en la cabeza del pilote:

$$\begin{bmatrix} S e^{i\omega t} \\ R e^{i\omega t} \end{bmatrix} = [H_{ij}] \begin{bmatrix} U_0 e^{i\omega t} \\ \Phi_0 e^{i\omega t} \end{bmatrix} \quad (\text{ec. 2.7a})$$

en donde

$$\begin{aligned}
 H_{11} &= \frac{F_{22}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} K_x & ; & & H_{12} &= \frac{-F_{12}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} r_0 K_x \\
 H_{21} &= \frac{-F_{21}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} \frac{K_\phi}{r_0} & ; & & H_{22} &= \frac{F_{11}}{F_{11}F_{22} - F_{12}F_{21}} K_\phi
 \end{aligned} \quad (\text{ecs. 2.7b})$$

Los términos H_{ij} son valores complejos y dependientes de la frecuencia circular de excitación; se les designa como funciones de rigidez o funciones de impedancia.

Kuhlemeyer se apoya en una solución previa de Novak (1977) a este problema. Comparando las ecs. 2.7 con dicha solución se concluye que las constantes K_x y K_ϕ valen

$$\begin{aligned}
 K_x &= (\pi E_p r_0) / 4 \\
 K_\phi &= (\pi E_p r_0^3) / 4
 \end{aligned} \quad (\text{ecs. 2.8})$$

de tal manera que la ec. 2.7a puede presentarse como sigue

$$\begin{bmatrix} S e^{i\omega t} \\ R e^{i\omega t} \end{bmatrix} = \frac{\pi E_p r_0}{4} \begin{bmatrix} (g_{11} + i\alpha h_{11}) & r_0(g_{12} + i\alpha h_{12}) \\ r_0(g_{12} + i\alpha h_{12}) & r_0^2(g_{22} + i\alpha h_{22}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_0 e^{i\omega t} \\ \Phi_0 e^{i\omega t} \end{bmatrix} \quad (\text{ec. 2.9})$$

donde

E_p = módulo de elasticidad del material del pilote y

$a_0 = \frac{\alpha x_0}{\beta}$ es una frecuencia adimensional, donde β es la velocidad de las ondas de cortante en el suelo alrededor del pilote.

De las ecuaciones 2.7a, 2.7b y 2.9 tenemos que

$$\begin{aligned} g_{11} + ia_0 h_{11} &= \frac{F_{22}}{(F_{11}F_{22} - F_{12}^2)} & ; & & g_{12} + ia_0 h_{12} &= \frac{-F_{12}}{(F_{11}F_{22} - F_{12}^2)} \\ g_{22} + ia_0 h_{22} &= \frac{F_{11}}{(F_{11}F_{22} - F_{12}^2)} & & & & \text{(ecs. 2.10)} \end{aligned}$$

Como se indicó previamente, los coeficientes de flexibilidad F_y son números complejos para problemas de vibración en estado estacionario. Las constantes g_y son llamados términos de rigidez, por su parte, las constantes h_y son llamados términos de amortiguamiento.

Una forma conveniente de solución es

$$F_y = (F_y)_st(l_y + iJ_y) \quad \text{(ec. 2.11)}$$

en la cual $(F_y)_st$ es igual a F_y valuada cuando ω es cero.

En la primera parte del trabajo de Kuhlemeyer se presenta la solución del problema para el caso estático, usando también el método del elemento finito

$$\begin{bmatrix} U \\ \Phi r_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} S \\ \frac{E_s r_0}{R} \\ \frac{R}{E_s r_0^2} \end{bmatrix} \quad \text{(ec. 2.12)}$$

donde E_s es el módulo de elasticidad del suelo alrededor del pilote y los a_y son los coeficientes adimensionales de flexibilidad para carga estática y, que se relacionan aproximadamente con E_p/E_s , según los resultados del método del elemento finito de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$a_{11} = 0.567(E_p / E_s)^{0.170} \quad ; \quad a_{12} = 0.369(E_p / E_s)^{0.407} \quad ; \quad (\text{ecs. 2.13})$$

$$a_{22} = 0.585(E_p / E_s)^{0.603}$$

De acuerdo con las ecuaciones 2.9 (para $\omega = 0$), 2.8 y 2.12 se tiene

$$(F_p)_u = \frac{\pi E_p}{4 E_s} a_4 \quad (\text{ec. 2.14})$$

Por lo tanto, el número complejo $l_y + iJ_y$, evaluado como función de a_0 , junto con las ecuaciones 2.13 y 2.14, constituyen la solución del problema de interacción dinámica pilote-suelo para pilotes sujetos a carga lateral y/o momento.

Los valores de los parámetros l_y y J_y obtenidos de los modelos de elementos finitos pueden representarse aproximadamente mediante funciones de la forma

$$f(a_0) = c_1 a_0^4 + c_2 a_0^3 + c_3 a_0^2 + c_4 a_0 + c_5 \quad (\text{ec. 2.15})$$

Los valores de los coeficientes c_i de la ecuación anterior para l_{11} , J_{11} , l_{12} , J_{12} , l_{22} y J_{22} se presentan en la tabla 2.1 para $E_p/E_s = 100$, 567 y 4000. De las ecs. 2.11 y 2.14 se obtiene

$$(F_p)_u = \frac{\pi E_p}{4 E_s} a_4 (l_y + iJ_y) \quad (\text{ec. 2.16})$$

En vista de las muchas incertidumbres asociadas con la selección de los parámetros de diseño, tales como el módulo de elasticidad del suelo E_s , es razonable suponer que F_y evaluado para $E_p/E_s = 100$, 567 y 400 sea representativo para valores bajos, medios y altos de la relación E_p/E_s , respectivamente.

De acuerdo con la ec. 2.9, las constantes de rigidez son las siguientes:

Rigidez a la traslación horizontal k_x y su amortiguamiento c_x ,

$$k_x = \frac{\pi E_p r_0}{4} g_{11} \quad ; \quad c_x = \frac{\pi E_p r_0}{4} a_0 h_{11} \quad (\text{ecs. 2.17})$$

Rigidez a la rotación k_{ϕ} y su amortiguamiento c_{ϕ}

$$k_{\phi} = \frac{\pi E_p r_o^3}{4} g_{22} \quad ; \quad c_{\phi} = \frac{\pi E_p r_o^3}{4} a_{\phi j 22} \quad (\text{ecs. 2.18})$$

Función $f(a_0)$	E_p / E_s	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
I_{11}	100	0.0	4.4512	-4.2924	0.7202	1.0002
	567	0.0	9.0236	-6.4722	0.4832	1.0028
	4000	0.0	15.2852	-11.2626	0.6431	1.0044
J_{11}	100	0.0	-8.4040	3.7805	0.9999	-0.0035
	567	79.9534	-74.8381	20.9969	0.1908	0.0008
	4000	112.681	-93.8280	19.9272	1.0124	-0.0007
I_{12}	100	0.0	-0.4916	0.5876	0.4458	1.0005
	567	0.0	-2.0875	0.9885	0.0300	0.9981
	4000	0.0	6.2155	-6.8635	1.2789	0.9978
J_{12}	100	-21.7240	14.9422	-1.0353	0.1192	0.0000
	567	0.0	-8.7744	6.8672	-0.2978	0.0007
	4000	78.89	-75.9311	22.4427	-0.7943	0.0028
I_{22}	100	0.0	-0.9091	1.2338	-0.0443	1.0003
	567	0.0	1.0101	0.0	-0.0343	1.0099
	4000	0.0	0.0673	-1.7980	0.6625	0.9971
J_{22}	100	5.3813	0.0544	-0.2885	0.0825	-0.0010
	567	0.0	3.5152	-0.1195	0.0698	0.0009
	4000	0.0	-7.0842	4.2358	-0.0426	-0.0024

Tabla 2.1 Coeficientes polinomiales ($0 < a_0 < 0.3$) para representar I_j y J_j en la ec. 2.15 (Kuhlemeyer, 1979).

2.4 Constantes de rigidez y amortiguamiento en grupos de pilotes

Las fórmulas desarrolladas por Novak y Kuhlemeyer para rigidez y amortiguamiento, correspondientes a los desplazamientos de las cabezas de los pilotes individuales, se pueden emplear para calcular las constantes totales de rigidez y amortiguamiento necesarias para resolver la respuesta de la cimentación de estructuras soportadas por un grupo de pilotes. No obstante, cuando los pilotes están colocados a distancias pequeñas, menores que unos cuantos diámetros, el desplazamiento de un pilote es afectado por las fuerzas que actúan en los otros, a este fenómeno se le conoce como *interacción pilote-suelo-pilote* o *efecto de grupo*.

En el caso de que la separación entre pilotes sea lo suficientemente grande como para considerar que no existe efecto de grupo, las constantes de rigidez y amortiguamiento para el cabeceo de la cimentación están formadas por

componentes producidos por la rotación de las cabezas de los pilotes individuales y la traslación vertical de los mismos (fig. 2.3).

Dado que la cimentación es considerada como un cuerpo rígido, y tomando el centroide de la misma como punto de referencia, las constantes de rigidez y amortiguamiento se definen como fuerzas que deben actuar en el centroide para producir un desplazamiento unitario o una velocidad unitaria en el punto de referencia. De esta definición, las constantes de rigidez se describen como

$$K_x = \sum_{i=1}^n K_{xi}$$

$$K_y = \sum_{i=1}^n (K_{yi} + K_{xi}x_i^2) \quad (\text{ecs. 2.19})$$

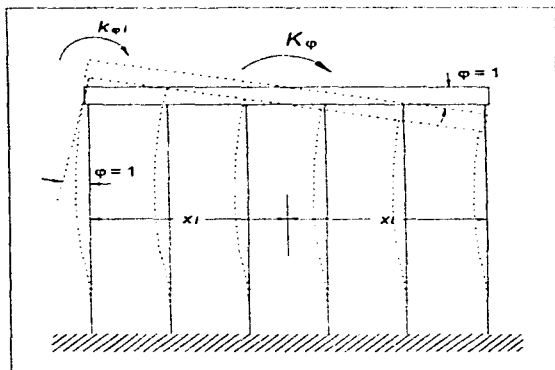


Figura 2.3 Desplazamiento de los pilotes para determinar las constantes K_x y C_x (rotación de la cimentación).

y las constantes de amortiguamiento de la cimentación son

$$C_x = \sum_{i=1}^n C_{xi}$$

$$C_y = \sum_{i=1}^n (C_{yi} + C_{wi}x_i^2) \quad (\text{ecs. 2.20})$$

en estas ecuaciones

- k_x = rigidez horizontal a la traslación de los pilotes individuales
- k_θ = rigidez a la rotación de los pilotes individuales
- k_w = rigidez vertical a la traslación de los pilotes individuales
- c_x = amortiguamiento horizontal a la traslación de los pilotes individuales
- c_θ = amortiguamiento a la rotación de los pilotes individuales
- c_w = amortiguamiento vertical a la traslación de los pilotes individuales
- x = distancia del pilote i al eje centroidal de la cimentación

Estas ecuaciones representan la rigidez y el amortiguamiento a la traslación horizontal y al cabeceo, respectivamente, del grupo de pilotes. Las sumatorias se toman sobre el número total de pilotes.

En las ecuaciones anteriores se desprecia la contribución de las rigideces y amortiguamientos cruzados $k_{x\theta}$, $c_{x\theta}$.

2.5 Constantes de rigidez de la cimentación según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) aproximan los efectos de la interacción suelo-estructura por medio de un modelo simplificado, incrementando el periodo fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que ésta se apoya rigidamente en su base.

Las NTCS únicamente proporcionan las constantes dinámicas de rigidez del suelo, para la cimentación en conjunto, a la traslación horizontal (K_x), traslación vertical (K_y) y al cabeceo (K_θ). El amortiguamiento lo considera igual a cero.

Para el cálculo de estas constantes en la zona III se utiliza la tabla 2.2, la cual emplea los siguientes términos:

G = módulo de rigidez del suelo, el cual se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales pruebas se tomará $G = 2(H / T_d)^2$, donde G está en T/m^2 , T_d es el periodo dominante más largo del terreno, en segundos, en el sitio donde se halle la estructura, y H es la profundidad, en metros, de los depósitos firmes profundos en dicho sitio.

$$R_r = \left(\frac{A}{\pi} \right)^{1/4} = \text{radio equivalente para el cálculo de } K_x \text{ y } K_y, \text{ en m}$$

$$R_t = \left(\frac{4I}{\pi} \right)^{1/4} = \text{radio equivalente para el cálculo de } K_{\phi}, \text{ en m}$$

A = área de la cimentación, en m^2

I = momento de inercia de la superficie de cimentación con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza, en m^4

K_{ϕ} es la rigidez de la cimentación al giro, debida a la rigidez axial de un sistema de pilotes de punta. Se calcula con la siguiente expresión

$$K_{\phi} = \sum_{i=1}^n K_{\phi i} d_i^2$$

donde n es el número de pilotes, $K_{\phi i}$ y d_i son, respectivamente, la rigidez axial y la distancia del pilote i -ésimo al eje centroidal de rotación.

Profundidad de desplante (1)	K_x	K_y			K_{ϕ}
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (2)	Sobre pilotes de punta (3)	
$\leq 1 \text{ m}$	$7GR_s$	$6GR_s^3$	$7GR_s^3$	$6GR_s^3 + \frac{1}{\frac{1}{43GR_s^3} + \frac{1}{K_s}}$	$12GR_s$
$\geq 3 \text{ m}$	$8GR_s$	$9GR_s^3$	$11GR_s^3$	$9GR_s^3 + \frac{1}{\frac{1}{43GR_s^3} + \frac{1}{K_s}}$	$16GR_s$

Tabla 2.2 Valores de K_x , K_y y K_{ϕ} en la zona III (Tabla A7.1 de las NTCS).

(1) Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m, interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

(2) Se emplean estas expresiones si los pilotes de fricción son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

(3) K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

Capítulo 3

Edificios en Estudio

3.1 Descripción general de los edificios

3.1.1 Características generales

Para el propósito de este trabajo, el cual se menciona en el inciso 1.1.2, se analizarán dos edificios. El primero de ellos se designará como *Edificio "A"*, el cual consta de catorce niveles y una altura de 43.20 m. El segundo se designará como *Edificio "B"*, con 20 niveles y altura de 65.0 m. Esto obedece a que se desean encontrar posibles diferencias en los efectos por interacción suelo-estructura en estructuras de diferente tamaño. Se considera que ambos edificios están ubicados en la zona III de la Ciudad de México, de acuerdo a la zonificación geotécnica del Valle, propuesta en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (DDF "c", 1995).

Es necesario señalar que para ambos edificios el procedimiento de análisis y diseño, tanto para la superestructura como para la cimentación, se realiza en forma semejante, por lo tanto, los procedimientos que se describen en este capítulo y los siguientes son válidos para los dos edificios, salvo cuando se indique lo contrario.

La estructuración es a base de marcos continuos con tres y cuatro crujeas en cada dirección, para los edificios "A" y "B", respectivamente, formados con columnas y trabes de concreto reforzado.

Las dimensiones en planta, así como la altura total y la altura de entrepiso son las que se muestran en las figuras 3.1 y 3.2. En ambos casos se tiene una relación altura/ancho en ambas direcciones superior a 2.5.

Considerando que las estructuraciones se forman con marcos iguales en las direcciones *x* y *y*, con una planta cuadrada, la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad es igual para todos ellos. Esto hace posible desprestigiar los efectos de la

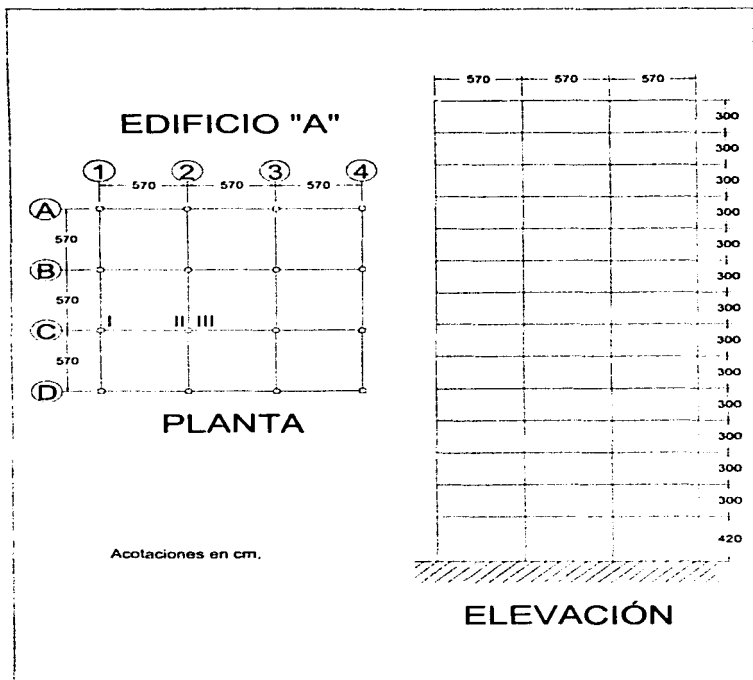


Figura 3.1 Dimensiones del Edificio "A".

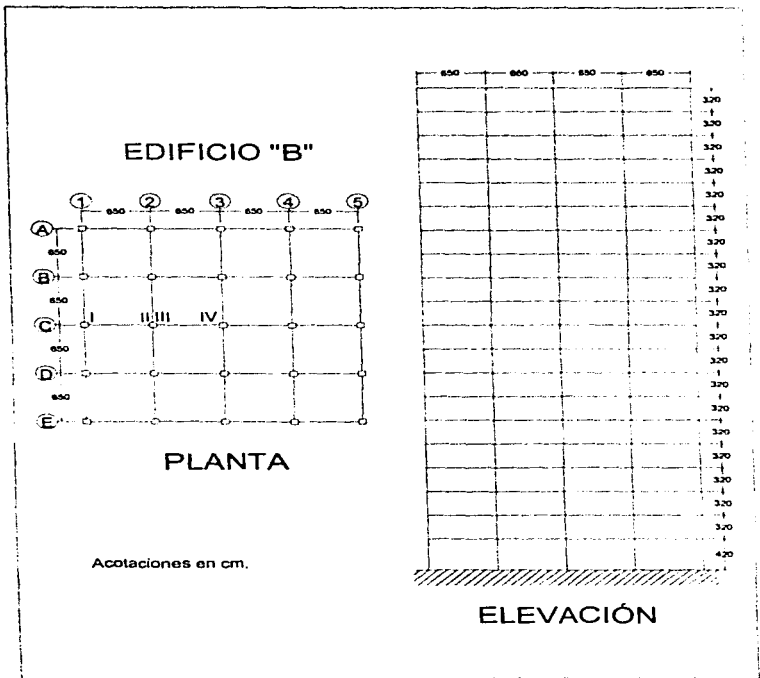


Figura 3.2 Dimensiones del Edificio "B".

torsión, así como estudiar el comportamiento sísmico en cada uno de los edificios con un modelo de marco plano tomando uno de los marcos interiores como representativo del comportamiento de todo el edificio.

El Edificio "A" está apoyado sobre un cajón de cimentación desplantado a 3.0 m de profundidad que permite compensar parcialmente la sobrecarga que se transmite al terreno. El cajón a su vez se apoya sobre pilotes de punta.

El Edificio "B" se apoya también sobre un cajón de cimentación, desplantado a 4.20 m de profundidad, y contando también con pilotes de punta.

Se supone que los edificios presentan una variación aproximadamente trapecial de la rigidez lateral de entrepiso a lo largo de la altura, para ello se tomó una altura del primer entrepiso mayor que la del resto. Para el análisis, se le asigna al modelo de marco plano una masa igual a la del edificio dividida entre el número de marcos en la dirección de dicho análisis.

Posteriormente, con el diseño del edificio se determinan las capacidades a flexión y flexocompresión de las vigas y columnas, respectivamente, del modelo de marco plano.

3.1.2 Procedimiento de análisis

En este inciso se describe el procedimiento de análisis de los edificios a estudiar.

a) Determinación de cargas muertas

Para la evaluación de cargas muertas *CM* se considera que toda la superestructura es de concreto reforzado, con las dimensiones en planta y elevación que se muestran en las figuras 3.1 y 3.2. Para cada nivel, todas las columnas y todas las vigas son de la misma sección, distribuidas simétricamente en dos direcciones ortogonales entre sí.

Las dimensiones de las vigas y columnas de ambos edificios se presentan en la tabla 3.1.

COLUMNAS					
EDIFICIO "A"			EDIFICIO "B"		
NIVEL	COL. TIPO	SECCIÓN (cm)	NIVEL	COL. TIPO	SECCIÓN (cm)
1 a 3	C1	80 x 80	1 a 4	C1	110 x 110
4 a 8	C2	70 x 70	5 a 8	C2	100 x 100
7 y 8	C3	60 x 60	9 a 12	C3	90 x 90
9 y 10	C4	50 x 50	13 a 16	C4	80 x 80
11 y 12	C5	45 x 45	17 a 20	C5	70 x 70
13 y 14	C6	40 x 40			

TRABES					
EDIFICIO "A"			EDIFICIO "B"		
NIVEL	TRABE TIPO	SECCIÓN (cm)	NIVEL	TRABE TIPO	SECCIÓN (cm)
1 a 10	T1	35 x 60	1 a 14	T1	40 x 80
11 a 14	T2	30 x 60	15 a 20	T2	35 x 70

Tabla 3.1 Secciones de los elementos en los edificios estudiados.

En la azotea, así como en todos los entrepisos, se tiene una losa de concreto reforzado de 10 cm de espesor. Las cargas actuantes que se consideran son las siguientes:

Cargas en azotea:

- Pretil de altura 90 cm. 44.2 kg/m²
 - Impermeabilizante. 5.0 kg/m²
 - Enladrillado 2 cm de espesor. 44.0 kg/m²
 - Entortado 2.5 cm de espesor. 52.5 kg/m²
 - Relleno tezontle 10 cm de espesor. 125.0 kg/m²
 - Losa conc. reforzado 10 cm espesor. 240.0 kg/m²
 - Aplanado de yeso 1.5 cm espesor. 22.5 kg/m²
 - Incremento Art. 197 RCDF-93¹ 40.0 kg/m²

 - Total: 573.2 kg/m²
- Se consideran 575 kg/m².

¹ El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1993 (que en adelante se identificará como RCDF-93), menciona en su artículo 197 que el peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m², de manera que el incremento total será de 40 kg/m².

Cargas en entrepiso:

- Muros de tabique recocido 14 cm esp.	25.6 kg/m ²
- Piso de mármol 2 cm de espesor.	52.0 kg/m ²
- Mortero para piso 2.5 cm espesor.	52.5 kg/m ²
- Losa conc. reforzado 10 cm espesor.	240.0 kg/m ²
- Aplanado de yeso 1.5 cm espesor.	22.5 kg/m ²
- Muros divisorios de Tablarroca.	50.0 kg/m ²
- Incremento Art. 197 RCDF-93.	40.0 kg/m ²
- Total:	482.6 kg/m ²

Se consideran 485 kg/m².

b) Determinación de cargas vivas

Las cargas vivas que se utilicen serán las que se especifican en el Art. 199 del RCDF-93, tomando en cuenta que los edificios a estudiar serán destinados para oficinas:

Cargas vivas en azotea (pendiente menor al 5%):

- Carga viva máxima $w_m =$	100 kg/m ²
- Carga viva instantánea $w_p =$	70 kg/m ²
- Carga viva media $w =$	15 kg/m ²

Cargas vivas en entrepisos:

- Carga viva máxima $w_m =$	250 kg/m ²
- Carga viva instantánea $w_p =$	180 kg/m ²
- Carga viva media $w =$	100 kg/m ²

c) Clasificación de las estructuras

Las estructuras se consideran ubicadas en la zona III, cuyas características se describen en el inciso 1.2.1. El Edificio "A" tiene una altura total de 43.20 m y una

superficie total construida de 4093.74 m². El Edificio "B" tiene una altura total de 65.0 m y una superficie total construida de 13520.0 m².

En base a lo anterior, y de acuerdo al RCDF-93 (Art. 174), los edificios se clasifican dentro del grupo B, subgrupo B1.

d) Procedimiento de análisis estáticos

El análisis de las estructuras se realiza para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Las combinaciones mas usuales de acciones, con su respectivo factor de carga, de acuerdo con el RCDF-93 (Arts. 188 y 194) son las siguientes:

- | | |
|---------------------------------|---------------------------------|
| 1- $(CM + w_m)1.4$ | 2- $(CM + w_m)1.0$ |
| 3- $(CM + w_s + C_{sismo})1.1$ | 4- $(CM + w_s + C_{sismo})1.0$ |
| 5- $(CM + w_s + C_{viento})1.1$ | 6- $(CM + w_s + C_{viento})1.0$ |

CM representa la carga muerta. C_{sismo} y C_{viento} son acciones accidentales producidas por sismo y viento respectivamente.

Debido a la naturaleza de esta investigación, solo se utilizarán las primeras cuatro condiciones, tanto para el análisis como para el diseño. Las solicitaciones por viento no se toman en cuenta, ya que su acción no se considera representativa, además de que su revisión queda fuera del alcance de este trabajo.

De esta manera, los edificios se modelarán como un marco tipo en dos dimensiones; éste será el que corresponde al eje interior C de la figuras 3.1 y 3.2.

Las combinaciones de carga vertical que se usarán en este análisis serán las siguientes:

Para la azotea:

- | | |
|--------------------------------------|-------------------------|
| - $(CM + w_m)1.0 = (575 + 100)1.0 =$ | 675.0 kg/m ² |
| - $(CM + w_s)1.0 = (575 + 70)1.0 =$ | 645.0 kg/m ² |
| - $(CM + w_m)1.4 = (575 + 100)1.4 =$ | 945.0 kg/m ² |
| - $(CM + w_s)1.1 = (575 + 70)1.1 =$ | 709.5 kg/m ² |

Para los entrepisos:

- $(CM + w_m)1.0 = (485 + 250)1.0 =$	735.0 kg/m ²
- $(CM + w_m)1.0 = (485 + 180)1.0^1 =$	665.0 kg/m ²
- $(CM + w_m)1.4 = (485 + 250)1.4 =$	1029.0 kg/m ²
- $(CM + w_m)1.1 = (485 + 180)1.1^1 =$	731.5 kg/m ²

Para el cálculo de las fuerzas horizontales (sismo) se utilizó el método estático, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS). Para tal efecto se usaron los siguientes factores:

Coefficiente sísmico $c = 0.40$ según el Art. 206 del RCDF-93, que se define como el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base del edificio por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel; para la zona III y construcciones del grupo B.

Factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ de acuerdo con la sección 5 de las NTCS. Este factor será el mismo en las direcciones x y y , debido a la simetría de los edificios.

El cálculo de las fuerzas laterales que se emplearán en el análisis de las estructuras se presentan en las tablas 3.2 y 3.3 para los edificios "A" y "B", respectivamente.

En la sección 4 de las NTCS se especifica que para fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal se pueden reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q' . Cuando las estructuras no cumplen con los requisitos de regularidad que se fijan en la sección 6, se multiplicará por 0.8 el valor de Q' . El Edificio "A" tiene una relación altura/ancho de 2.526, para el Edificio "B" esta relación es de 2.50, por lo que los edificios no cumplen en su totalidad con tales condiciones de regularidad, de modo que las fuerzas sísmicas calculadas en las tablas 3.2 y 3.3 deberán dividirse entre 0.8 para realizar el análisis del marco.

¹ A estas combinaciones de carga se les deberán adicionar las fuerzas horizontales inducidas por sismo que se calculen más adelante.

NIVEL	ALTURA h _i (cm)	PESO W _i (T)	W/h _i	FUERZA LAT. P _{ix} (T)	FUERZA LAT. (POR MARCO) (T)	RIGIDEZ LAT. (POR MARCO) (T/cm)
14	4320	256 918	1109886 0	48 9990	12 2490	41 1631
13	4020	271 987	1093368 6	48 2668	12 0667	41 3500
12	3720	274 430	1020880 5	45 0668	11 2667	40 7402
11	3420	276 878	946923 6	41 8020	10 4505	39 0685
10	3120	289 464	903127 2	39 8496	9 9672	37 7398
9	2820	292 200	824003 6	36 3757	9 0939	33 3804
8	2520	298 536	752310 3	33 2108	8 3027	31 1074
7	2220	304 872	675815 5	29 8781	7 4655	303 1938
6	1920	312 300	599730 0	26 4752	6 6188	114 9138
5	1620	319 848	518153 5	22 8739	5 7185	118 4944
4	1320	319 848	422199 2	18 6380	4 6595	123 5044
3	1020	328 488	335057 6	14 7911	3 6979	136 8829
2	720	337 128	242732 1	10 7194	2 6789	150 4439
1	420	351 873	147766 8	6 5241	1 6310	168 6105
SUMAS		4234 825	9502975 5			
COEFICIENTE SÍSMICO c = 0.4				FUERZA LATERAL P _{ix} y = c		
FACTOR DE COMP. SÍSMICO Q = 4				Q W _i h _i : W _i		

Tabla 3.2 Fuerzas y rigideces laterales por nivel para análisis estático del marco plano en el Edificio "A".

NIVEL	ALTURA h _i (cm)	PESO W _i (T)	W/h _i	FUERZA LAT. P _{ix} (T)	FUERZA LAT. (POR MARCO) (T)	RIGIDEZ LAT. (POR MARCO) (T/cm)
20	6500	635 940	4133610 0	125 6030	25 1206	95 5582
19	6180	596 500	4304370 0	130 7917	26 1583	134 3130
18	5860	696 500	4081490 0	124 0193	24 8039	149 7297
17	5540	696 500	3589010 0	117 2475	23 4494	160 4534
16	5220	710 000	3710898 0	112 7546	22 5517	183 7086
15	4900	725 300	3563870 0	107 8922	21 5460	215 7811
14	4580	722 100	3536218 0	107 4508	21 4502	262 6075
13	4260	722 100	3289146 0	99 1433	19 9887	282 2652
12	3940	788 420	3106374 8	94 3895	18 8779	307 3916
11	3620	804 740	2913158 8	88 5186	17 7037	316 2710
10	3300	804 740	2655042 0	80 6938	16 1388	323 0118
9	2980	804 740	2398125 2	72 8684	14 5738	331 5896
8	2660	822 990	2189126 8	66 5183	13 3037	351 7172
7	2340	841 220	1908454 8	59 8131	11 9626	359 7743
6	2020	841 220	1999264 4	51 6335	10 3297	367 7237
5	1700	841 220	1430074 0	43 4539	8 6608	380 1962
4	1380	891 360	1188704 4	36 1197	7 2239	406 6675
3	1060	881 540	934432 4	28 3935	5 6787	431 5960
2	740	881 540	652339 6	19 8219	3 9644	487 4593
1	420	917 840	385492 8	11 7135	2 3427	616 9272
SUMAS		15797 420	51989502 0			

Tabla 3.3 Fuerzas y rigideces laterales por nivel para análisis estático del marco plano en el Edificio "B".

Con las cargas verticales y sísmicas presentadas anteriormente, un módulo de elasticidad $E=14000\sqrt{f_c}$, un $f_c=250$ kg/cm² y con las propiedades geométricas propuestas para traveses y columnas de la estructura (tabla 3.1), se obtuvieron los elementos mecánicos de traveses y columnas, para tres combinaciones de acciones, con sus respectivos factores de carga:

- 1- $1.4(CM+w_{pi})$
- 2- $1.1(CM+w_{d1})$
- 3- $1.1(CM+w_{d1})+1.1C_{s,1,2,3}$

La carga vertical que actúa sobre las traveses principales del marco tipo estudiado corresponde a su peso propio y a sus áreas tributarias, se aplica a los paños de las columnas. La carga vertical que actúa en los nodos corresponde al peso propio de las columnas y a la influencia de los marcos perpendiculares al marco de análisis, ésta se aplica a los ejes de las columnas.

e) Resultados de los análisis estáticos

Se obtuvieron los cortantes en los entrepisos, desplazamientos horizontales y verticales en los niveles debido a las cargas actuante, así como los elementos mecánicos en traveses y columnas (momento flexionante, fuerzas cortantes y cargas axiales); los periodos naturales de las estructuras se calcularon también en los análisis estáticos, los cuales se muestran en la tabla 3.4.

PERIODO NATURAL DE VIBRACIÓN (s)	
EDIFICIO "A"	EDIFICIO "B"
1.448	1.670

Tabla 3.4 Periodo natural de vibración de los edificios estudiados.

Para los edificios analizados, se considerará que no hay muros que puedan dañarse por las deformaciones de la estructura principal, por lo que el límite de diferencias entre desplazamientos de pisos consecutivos se fijó en 0.012 (Art. 209 del RCDF-93). El aceptar este límite de 0.012 fue con la idea de estudiar sistemas que presenten condiciones extremas de diseño. En la tablas 3.5 y 3.6 se muestran las deformaciones de entrepiso permisibles obtenidas por el método estático.

De acuerdo con el inciso 2.1 de las NTCS, las estructuras que no pasen de 60 m de alto podrán analizarse mediante el método estático. Este principio solo es

aplicable para el Edificio "A", sin embargo, para fines del presente estudio y por tratarse de un modelo matemático, en el Edificio "B" se aplicará también el análisis estático, aún cuando su altura sea superior a 60 m.

3.1.3 Diseño de los edificios

A) Marcos dúctiles

El diseño de los edificios se realiza siguiendo los lineamientos del capítulo 5 "Marcos dúctiles" de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (DDF "b", 1996), que en adelante se abreviará como NTCC.

NIVEL	ALTURA (cm)	DESPL. TOTAL (cm)	DEFORM. ENTREPISO (cm)	DEFORM. ENTREPISO $\times Q \times FC$	DEF. ENT. / ALTURA
1	420	0.6288	0.629	2.7666	0.00659
2	300	1.3226	0.694	3.0530	0.01018
3	300	2.0657	0.743	3.2695	0.01090
4	300	2.8593	0.794	3.4920	0.01164
5	300	3.6473	0.788	3.4669	0.01156
6	300	4.4101	0.763	3.3562	0.01119
7	300	5.1954	0.785	3.4556	0.01152
8	300	5.9379	0.742	3.2668	0.01089
9	300	6.7209	0.783	3.4454	0.01148
10	300	7.4258	0.705	3.1016	0.01034
11	300	8.1259	0.700	3.0804	0.01027
12	300	8.7156	0.590	2.5046	0.00865
13	300	9.2129	0.497	2.1883	0.00729
14	300	9.5189	0.304	1.3374	0.00446

Tabla 3.5 Deformaciones de entrepiso en el Edificio "A" (método estático).

Los requisitos de tal capítulo se aplican principalmente a marcos colados en el lugar diseñados por sismos con un factor Q igual a 4. También se aplican a los marcos de estructuras coladas en el lugar con $Q = 4$, formadas por marcos y muros de concreto, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea por lo menos el 50% del total.

Las estructuras están formadas únicamente por marcos dúctiles de concreto reforzado, no existen muros de cortante ni contravientos.

Se entenderá por marco dúctil una estructura monolítica formada por columnas y vigas que, bajo la acción de un sismo intenso es capaz de soportar una

serie de ciclos de comportamiento inelástico, sin menoscabo significativo de su capacidad de carga. Lo anterior se logra si en el marco puede formarse un mecanismo de falla en el que las zonas que funcionan como articulaciones plásticas poseen una considerable capacidad de giro ante acciones repetidas (Instituto de Ingeniería, 1991).

NIVEL	ALTURA (cm)	DESPL. TOTAL (cm)	DEFORM. ENTREPISO (cm)	DEFORM. ENTREPISO $\times O \times FC$	DEF. ENT. / ALTURA
1	420	0 5120	0 513	2 2553	0 00537
2	320	1 1565	0 644	2 8332	0 00885
3	320	1 8746	0 718	3 1595	0 00987
4	320	2 6227	0 748	3 2918	0 01029
5	320	3 4039	0 781	3 4375	0 01074
6	320	4 1881	0 784	3 4502	0 01078
7	320	4 9608	0 773	3 4002	0 01063
8	320	5 7173	0 756	3 3286	0 01040
9	320	6 4796	0 762	3 3542	0 01048
10	320	7 2171	0 737	3 2449	0 01014
11	320	7 9103	0 702	3 0898	0 00966
12	320	8 5843	0 665	2 9258	0 00914
13	320	9 2416	0 657	2 8922	0 00904
14	320	9 8721	0 630	2 7741	0 00867
15	320	10 5399	0 668	2 9383	0 00918
16	320	11 2068	0 667	2 9344	0 00917
17	320	11 8299	0 623	2 7418	0 00857
18	320	12 3412	0 511	2 2496	0 00703
19	320	12 7266	0 385	1 6959	0 00530
20	320	12 9949	0 268	1 1803	0 00369

Tabla 3.6 Deformaciones de entreciso en el Edificio "B" (método estático).

La razón principal de usar estructuras dúctiles es que permiten ser diseñadas para resistencias menores que las que requerirían estructuras de comportamiento elástico. En ellas, parte de la energía transmitida por el sismo se disipa a través de su capacidad de deformarse inelásticamente (ciclos histeréticos). Pero se debe estar consciente de que bajo sismos extraordinarios son de esperarse daños estructurales, principalmente en las vigas, que requerirán quizá de reparaciones de costo no despreciable; de manera que los responsables del proyecto y el propietario tienen que elegir entre usar el nivel de resistencia suministrado por el RCDF-93 y las NTCC para marcos dúctiles, o aumentar la resistencia de la estructura, incrementando también su costo inicial, para disminuir los daños futuros.

En general, los requisitos del capítulo de marcos dúctiles de las NTCC, están encaminados a lograr, mediante requisitos de detalles de refuerzo y dimensiones, que el comportamiento del marco esté regido por el giro inelástico por flexión en las

zonas que se consideren articulaciones plásticas (tales articulaciones plásticas deben formarse en las vigas y no en las columnas) sin que se presente antes otro tipo de falla, y que soporte ciclos de carga impuestos por sismos intensos.

Por lo tanto, los elementos estructurales se diseñarán de acuerdo con los criterios de marcos dúctiles.

B) Aspectos del diseño

Del proceso de diseño de los miembros estructurales de los edificios se hacen los siguientes comentarios:

A. Para traveses y columnas se consideró un concreto clase 1 con una resistencia a compresión de $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ (1.4.1 NTCC) y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto el módulo de elasticidad es de $221,359.4 \text{ kg/cm}^2$.

B. En todas las traveses el refuerzo por tensión requerido para diseño se encuentra entre el rango permisible de acuerdo con el inciso 2.1.2 de las NTCC.

C. El factor de resistencia empleado para flexión es de 0.9. El dimensionamiento por cortante en vigas se realizó por el método optativo descrito en el inciso 5.2.4 de las NTCC, en base a la fuerza cortante obtenida del análisis, asignando un factor de resistencia por cortante de 0.6 en lugar de 0.8.

D. En todas las traveses se verificó que se cumpliera con la condición de que la fuerza cortante de diseño V_u sea menor que $2F_r b d \sqrt{f'_c}$ que es el máximo definido en el inciso 2.1.5b de las NTCC.

E. En todas las columnas el porcentaje de refuerzo longitudinal requerido por diseño se encuentra entre el mínimo y el máximo permisibles (5.3.3 NTCC), que son de 0.01 y 0.04, respectivamente. El porcentaje de acero mínimo rige en la mayoría de las columnas.

F. El dimensionamiento de columnas por flexocompresión se realizó por el método optativo que se describe en el inciso 5.3.2 de las NTCC, tomando los

momentos y fuerzas axiales obtenidos del análisis, con un factor de resistencia de 0.6.

Del proceso de diseño se obtuvieron las áreas de acero para traveses y columnas en cada uno de los edificios, tal como se muestra en las tablas 3.7, 3.8, 3.9 y 3.10.

3.2 Descripción de la cimentación

3.2.1 Empleo de las cimentaciones profundas

El diseño de cimentaciones ha captado la atención y esfuerzo del ingeniero civil con el objetivo de proporcionar a las construcciones una base de sustentación segura y económica (Puebla, 1994).

Las estructuras de cimentación son aquellos elementos estructurales que sirven para transmitir el peso de la estructura al terreno natural, llamado terreno de cimentación, con el propósito de no sobrepasar la capacidad de carga admisible del suelo, así como evitar que se presenten asentamientos totales o diferenciales cuyas magnitudes afecten la seguridad o el funcionamiento tanto de la estructura de cimentación, como de la superestructura, y que al mismo tiempo el aspecto de la obra sea seguro y confiable.

En otras palabras, la cimentación de una estructura debe ser tal que satisfaga los estados límites de falla y de servicio, además de contemplar el lograr estos objetivos a un costo razonable.

Dependiendo de las características y propiedades del subsuelo, así como los de la obra en cuestión y sus requerimientos, los principales tipos de cimentación son:

- a) Superficiales: zapatas aisladas, zapatas continuas, losas de cimentación, cimentaciones compensadas.
- b) Profundas: cimentaciones compensadas con pilotes de fricción, cimentaciones con pilotes de punta, pilas y pilotes de control.

ENTREPISO	UBICACIÓN (FIG. 3.1)	ÁREA DE ACERO (cm ²)	ENTREPISO	UBICACIÓN (FIG. 3.1)	ÁREA DE ACERO (cm ²)
1	C1	185.2	8	C1	36.0
	C2	157.9		C2	57.8
2	C1	64.0	9	C1	40.1
	C2	64.0		C2	81.8
3	C1	64.0	10	C1	25.0
	C2	64.0		C2	63.4
4	C1	49.0	11	C1	24.6
	C2	60.5		C2	55.8
5	C1	49.0	12	C1	20.3
	C2	49.0		C2	36.4
6	C1	49.0	13	C1	16.5
	C2	49.0		C2	27.9
7	C1	36.0	14	C1	19.0
	C2	69.1		C2	16.2

Tabla 3.7 Diseño de columnas del Edificio "A": acero de refuerzo.

NIVEL	SECCIÓN (FIG. 3.1)	ACERO POSITIVO (cm ²)	ACERO NEGATIVO (cm ²)	NIVEL	SECCIÓN (FIG. 3.1)	ACERO POSITIVO (cm ²)	ACERO NEGATIVO (cm ²)
1	I	22.3	28.6	8	I	17.0	27.7
	II	22.6	27.0		II	20.8	21.6
	III	22.1	27.6		III	20.3	26.0
2	I	24.9	32.2	9	I	14.6	25.3
	II	26.4	29.9		II	17.8	18.9
	III	26.3	31.7		III	17.1	22.9
3	I	25.5	33.4	10	I	11.7	22.8
	II	27.4	30.3		II	15.4	16.1
	III	27.2	32.6		III	14.8	20.5
4	I	24.4	33.0	11	I	9.2	18.7
	II	26.6	29.2		II	11.6	12.8
	III	26.3	32.0		III	11.0	16.6
5	I	22.9	32.3	12	I	7.6	15.4
	II	26.0	27.8		II	8.6	9.7
	III	25.8	31.4		III	8.1	13.7
6	I	21.3	31.2	13	I	5.6	11.3
	II	24.8	26.1		II	4.8	6.0
	III	24.5	30.1		III	4.9	10.0
7	I	19.0	29.4	14	I	4.5	6.4
	II	22.5	23.8		II	4.5	4.5
	III	22.1	27.8		III	4.5	6.5

Tabla 3.8 Diseño de traves de traves del Edificio "A": acero de refuerzo.

ENTREPISO	UBICACIÓN (FIG. 3.2)	ÁREA DE ACERO (cm ²)	ENTREPISO	UBICACIÓN (FIG. 3.2)	ÁREA DE ACERO (cm ²)
1	C1	375.7	11	C1	81.0
	C2	257.4		C2	81.0
	C3	240.3		C3	81.0
2	C1	194.2	12	C1	81.0
	C2	121.0		C2	81.0
	C3	121.0		C3	81.0
3	C1	129.4	13	C1	64.0
	C2	121.0		C2	64.0
	C3	121.0		C3	64.0
4	C1	121.0	14	C1	64.0
	C2	121.0		C2	64.0
	C3	121.0		C3	64.0
5	C1	120.2	15	C1	64.0
	C2	100.0		C2	64.0
	C3	100.0		C3	64.0
6	C1	100.0	16	C1	64.0
	C2	100.0		C2	64.0
	C3	100.0		C3	64.0
7	C1	100.0	17	C1	49.0
	C2	100.0		C2	49.0
	C3	100.0		C3	49.0
8	C1	100.0	18	C1	49.0
	C2	100.0		C2	49.0
	C3	100.0		C3	49.0
9	C1	81.0	19	C1	49.0
	C2	81.0		C2	49.0
	C3	81.0		C3	49.0
10	C1	81.0	20	C1	49.0
	C2	81.0		C2	49.0
	C3	81.0		C3	49.0

Tabla 3.9 Diseño de columnas del Edificio "B": acero de refuerzo.

NIVEL	SECCIÓN (FIG. 3.2)	ACERO POSITIVO (cm ²)	ACERO NEGATIVO (cm ²)	NIVEL	SECCIÓN (FIG. 3.2)	ACERO POSITIVO (cm ²)	ACERO NEGATIVO (cm ²)
1	I	26.8	33.9	11	I	20.1	35.9
	II	27.6	32.0		II	25.6	28.8
	III	27.4	33.4		III	28.7	36.3
	IV	27.6	33.2		IV	30.1	34.8
2	I	32.2	40.5	12	I	17.0	34.1
	II	34.3	37.6		II	23.3	26.9
	III	34.4	40.6		III	26.7	34.4
	IV	34.7	40.2		IV	28.1	32.7
3	I	33.8	43.1	13	I	15.7	31.9
	II	36.8	39.1		II	20.9	24.4
	III	37.0	43.3		III	24.0	31.8
	IV	37.5	42.8		IV	25.3	30.1
4	I	33.9	44.1	14	I	15.3	31.1
	II	37.7	39.1		II	19.6	23.6
	III	37.9	44.4		III	23.0	30.8
	IV	38.5	43.7		IV	24.3	29.1
5	I	32.5	43.6	15	I	12.6	25.6
	II	36.8	37.8		II	17.1	18.0
	III	37.1	43.9		III	17.5	25.8
	IV	37.8	43.0		IV	18.7	24.4
6	I	31.1	43.1	16	I	12.0	24.4
	II	36.4	36.4		II	15.7	16.8
	III	36.7	43.6		III	18.1	24.3
	IV	37.5	42.6		IV	17.2	22.9
7	I	29.3	42.2	17	I	10.3	20.9
	II	34.6	35.4		II	12.5	13.1
	III	35.8	42.8		III	12.3	20.7
	IV	36.7	41.7		IV	13.4	19.4
8	I	27.6	41.2	18	I	8.4	17.1
	II	32.9	34.4		II	8.6	9.4
	III	34.7	41.8		III	8.7	17.1
	IV	35.7	40.5		IV	9.7	15.7
9	I	25.2	39.4	19	I	6.5	13.1
	II	30.5	32.2		II	6.1	6.1
	III	32.3	39.7		III	6.5	13.3
	IV	33.4	38.4		IV	6.1	11.9
10	I	22.7	37.8	20	I	6.1	9.7
	II	28.2	30.6		II	6.1	6.1
	III	30.7	38.2		III	6.1	9.6
	IV	31.9	36.7		IV	6.1	8.5

Tabla 3.10 Diseño de traves de traves del Edificio "B": acero de refuerzo.

Gran parte de las edificaciones de la Ciudad de México y en la República Mexicana requieren del empleo de cimentaciones profundas, debido principalmente a las características del subsuelo (Vallejo, 1994), por lo anterior, una cimentación profunda es empleada cuando:

a) La carga transmitida por el edificio no puede ser distribuida suficientemente a una cimentación superficial y en la solución posible se exceda la capacidad de carga del suelo.

b) Cuando los estratos inmediatos al cimiento puedan determinar asentamientos mayores que se si se desplanta sobre un estrato a mayor profundidad, el cual tiene una mayor capacidad de carga.

c) Cuando el terreno es susceptible de sufrir, superficialmente, grandes variaciones estacionales.

d) En terrenos con gran contenido de agua.

e) Cuando los cimientos pueden estar sometidos a esfuerzos torsionantes, como pueden ser edificios altos y esbeltos, con fuerzas de viento, sismo, empujes del subsuelo debido a cambios volumétricos de los mismos, etc.

f) Cuando sea necesario resistir cargas inclinadas como pueden ser las de un muelle para resistir el impacto de atraque de los barcos.

g) para realizar una recimentación.

En los párrafos siguientes se describen brevemente las características del suelo donde se considera el desplante de las estructuras.

3.2.2 Elección del tipo de cimentación

a) Planteamiento

Para la elección del tipo de cimentación, deben de tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

Las construcciones consideradas en este trabajo son edificios de oficinas totalmente de concreto reforzado.

Características del Edificio "A": 14 niveles, el primero de ellos con altura de 4.20 m y los trece restantes de 3.0 m, con una altura total de 43.20 m. Cuenta con un cajón de cimentación desplantado a 3.0 m de profundidad con respecto al nivel del terreno. El edificio presenta una planta cuadrada de 17.1 m por lado.

Características del Edificio "B": 20 niveles, el primero de ellos con altura de 4.20 m y los diecinueve restantes de 3.20 m, con una altura total de 65.0 m. Se considera también un cajón de cimentación, desplantado a 4.20 m de profundidad. El edificio cuenta con una planta cuadrada de 26.0 m por lado.

Peso unitario medio: se entiende como la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección de dicha subestructura¹.

Localización: La estructuras se consideran ubicadas en el sitio donde se desplantan los edificios de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (Xola y Eje Central), dentro de la zona III, de acuerdo con la zonificación geotécnica propuesta en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (DDF "d", 1995), que en adelante se identificará como NTCCIM.

Clasificación de ambas estructuras: Subgrupo B1 (Art. 174 RCDF-93).

b) Características del subsuelo

Exploración: Para fines de diseño de las cimentaciones, se considerará que no se tienen estructuras colindantes para ninguno de los edificios.

De acuerdo con la Tabla I de las NTCCIM los edificios se clasifican dentro de las construcciones pesadas, ya que su peso unitario medio es superior a 5 T/m².

En 1987, por parte del Instituto de Ingeniería (Jaime, Romo y Ovando, 1987) se realizaron una serie de sondeos en el sitio señalado, determinando la

¹ El peso unitario medio del Edificio "A" es de 13.644 T/m², en el Edificio "B" es de 22.203 T/m².

estratigrafía, así como diversas propiedades mecánicas. Con base en esta investigación se hará la propuesta y el diseño de la cimentación.

Se considera que el suelo sufre un proceso de consolidación constante, aunque se ignora en detalle el comportamiento del fenómeno, se tomarán en cuenta en el diseño los efectos de la fricción negativa que pudiesen presentarse. Se considera que no existen mantos colgados.

El suelo en la zona es predominantemente arcilloso, con bajas resistencias y contenidos de agua de entre 100 y 300%, con capas intercaladas de arena fina y limos (*Formación Arcillosa Superior*). A los 27 metros de profundidad se encuentra una capa de aproximadamente 2.5 m de espesor formada por limos con raíces fosilizadas y vidrio volcánico. A los 31.37 m de profundidad se encuentra una capa de arenas y limos cementados que presentan buena resistencia, la cual se propone usarla como estrato de apoyo. Bajo este estrato de apoyo se encuentra la *Formación Arcillosa Inferior (FAI)*, de aproximadamente 2.9 m de espesor, y, según el sondeo, bajo la FAI existe una capa dura inferior (figura 3.3).

c) Tipo de cimentaciones

La presencia de materiales de alta compresibilidad entre los 5 y hasta los 30 metros de profundidad hace que no sea aceptable una cimentación superficial, sin embargo, es viable buscar una compensación parcial de la sobrecarga al suelo por medio de un cajón con las dimensiones del correspondiente edificio en planta, y cuya profundidad se menciona en el inciso 3.2.2 a) para cada caso.

Tomando en cuenta lo anterior, se analizan diferentes alternativas de cimentaciones profundas. El uso de pilotes de fricción en condiciones estratigráficas como las presentes no se considera recomendable, puesto que existen intercaladas capas duras donde este tipo de pilotes podría apoyarse localmente y dar lugar a asentamientos diferenciales indeseables. Otro factor que influye negativamente radica en que las construcciones son esbeltas y pesadas, y si éstas se apoyan sobre pilotes de fricción, al ocurrir una excitación sísmica de gran magnitud, la cimentación sería susceptible de fallar en conjunto.

Se opta finalmente por cimentaciones a base de pilotes de punta de sección transversal circular de 0.5 m de diámetro. Se escogerán el número y la distribución de pilotes de tal forma que se satisfagan los requisitos de las NTCCIM.

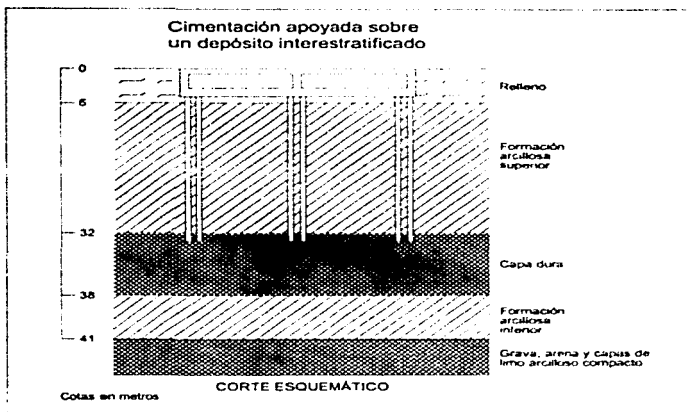


Figura 3.3 Corte esquemático del subsuelo en el sitio de desplante.

La elección de la sección circular de los pilotes tiene por objeto hacer que los mismos tengan menor perímetro y reducir las fuerzas de fricción en el fuste (en algunos casos los pilotes se recubren con materiales que reducen la fricción entre pilote y suelo). Con el diámetro de 50 cm se busca evitar la reducción de la capacidad de carga de los pilotes por efectos de escala (inciso 3.6.1 de las NTCCIM), ya que para diámetros mayores de 50 cm las correcciones por efectos de escala reducen drásticamente la capacidad de carga de los elementos.

3.2.3 Diseño de las cimentaciones

a) Seguridad de las cimentaciones

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los Arts. 193, 223 y 224 del RCDF-93, en comparar para

cada elemento de la cimentación y para ésta en su conjunto la capacidad de carga del suelo R con las acciones de diseño ΣQFc , afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga (DDF "d", 1995).

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la Tabla II de las NTCCIM.

b) Acciones de diseño

De acuerdo con el Artículo 188 del RCDF-93, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables (Artículo 186) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límites de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con su intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

Congruentemente con lo especificado en el inciso 8.8 de las NTCS, respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100% del sismo en una dirección y 30% en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante.

c) Factores de carga y resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los siguientes: Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica.

Los factores de resistencias relativos a la capacidad de carga de cimentaciones profundas serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

1. 0.35 para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones para sistemas a base de pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

2. $0.7(1-s/5)$, en la que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre un pilote, para la capacidad de carga de pilotes de fricción.

d) Procedimiento de diseño

En el libro "Diseño Geotécnico de Cimentaciones" (Holguín, 1992) se describe un procedimiento de diseño geotécnico de cimentaciones profundas con pilas o pilotes de punta, apoyados en depósitos homogéneos y en estratos resistentes subyacentes por suelos blandos; en este procedimiento se considera su estabilidad y asentamientos en suelos de soporte y estratos subyacentes, así como el efecto de fricción negativa y la transferencia de carga suelo-pilote. Para realizar el diseño preliminar de la cimentación se seguirá el procedimiento que se detalla en la Ficha Técnica No. 6 del texto mencionado. En este diseño se considera que los pilotes se acomodan en grupos debajo de cada descarga.

Posteriormente, se revisan los estados límite de servicio y los estados límite de falla con el procedimiento que se especifica en el inciso 3.6 de las NTCCIM. La

capacidad de carga de los pilotes se calculó suponiendo que se les empotraría la punta en el estrato resistente, para así incrementar su capacidad de carga.

La revisión de los estados límite de falla y de servicio de acuerdo con las NTCCIM para los grupos de pilotes se presenta en la tablas 3.11 y 3.12.

EDIFICIO "A"					
GRUPO No. (fig. 3.4)	No. PILOTES	1.QFc * (T)	1.QFc ** (T)	R (T)	ASENTAMIENTO (cm) ***
1	8	789 952	1013 040	1058 208	2 481
2	8	924 200	1039 592	1058 208	2 555
3	8	924 200	1039 592	1058 208	2 555
4	8	789 952	1013 040	1058 208	2 481
5	8	924 200	1039 592	1058 208	2 555
6	9	1129 608	982 377	1190 484	2 709
7	9	1129 608	982 377	1190 484	2 709
8	8	924 200	1039 592	1058 208	2 555
9	8	924 200	1039 592	1058 208	2 555
10	9	1129 608	982 377	1190 484	2 709
11	9	1129 608	982 377	1190 484	2 709
12	8	924 200	1039 592	1058 208	2 555
13	8	789 952	1013 040	1058 208	2 481
14	8	924 200	1039 592	1058 208	2 555
15	8	924 200	1039 592	1058 208	2 555
16	8	789 952	1013 040	1058 208	2 481
TOTALES	132	15071 84	16298 404	17460 432	
* Acciones de diseño bajo el primer tipo de combinación					
** Acciones de diseño bajo el segundo tipo de combinación					
*** Asentamientos a largo plazo calculados a partir de acciones con intensidad media					

Tabla 3.11 Revisión de la cimentación (estados límite de falla y de servicio) del Edificio "A".

Del proceso de diseño resultaron las cimentaciones que se presentan en las figuras 3.4 y 3.5, así como las siguientes características de pilotes.

Pilotes del Edificio "A":

- número de grupos 16
- número de pilotes 132
- profundidad de hincado 32.75 m
- longitud del fuste 29.75 m

Pilotes del Edificio "B":

- número de grupos 25
- número de pilotes 348
- profundidad de hincado 32.90 m
- longitud del fuste 28.70 m

Pilotes en ambos edificios:

- diámetro 0.50 m
- módulo de elasticidad 2,424,871.13 T/m²
- peso volumétrico 2.4 T/m³

EDIFICIO "B"					
GRUPO No. (fig. 3.5)	No. PILOTES	IQFc * (T)	IQFc ** (T)	R (T)	ASENTAMIENTO (cm) ***
1	13	1280.890	1793.428	1824.043	2.442
2	14	1850.292	1934.268	1964.354	2.860
3	14	1644.356	1908.844	1964.354	2.847
4	14	1650.292	1934.268	1964.354	2.860
5	13	1280.890	1793.428	1824.043	2.442
6	14	1650.292	1934.268	1964.354	2.860
7	14	1922.650	1683.978	1964.354	3.185
8	14	1914.094	1655.878	1964.354	3.331
9	14	1922.690	1683.978	1964.354	3.185
10	14	1650.292	1934.268	1964.354	2.860
11	14	1644.356	1908.844	1964.354	2.847
12	14	1914.094	1655.878	1964.354	3.331
13	16	2062.992	1726.032	2244.976	3.202
14	14	1914.094	1655.878	1964.354	3.331
15	14	1644.356	1908.844	1964.354	2.847
16	14	1650.292	1934.268	1964.354	2.860
17	14	1922.690	1683.978	1964.354	3.185
18	14	1914.094	1655.878	1964.354	3.331
19	14	1922.690	1683.978	1964.354	3.185
20	14	1650.292	1934.268	1964.354	2.860
21	13	1280.890	1793.428	1824.043	2.442
22	14	1650.292	1934.268	1964.354	2.860
23	14	1644.356	1908.844	1964.354	2.847
24	14	1650.292	1934.268	1964.354	2.860
25	13	1280.890	1793.428	1824.043	2.442
TOTALES	348	42313.448	45368.68	48828.228	

* Acciones de diseño bajo el primer tipo de combinación.
 ** Acciones de diseño bajo el segundo tipo de combinación.
 *** Asentamientos a largo plazo calculados a partir de acciones con intensidad media

Tabla 3.12 Revisión de la cimentación (estados límite de falla y de servicio) del Edificio "B".

Cimentación Edificio "A"

Profundidad de desplante del cajón = 3 m
 Número total de pilotes = 132
 Profundidad de hincado de pilotes = 32.75 m
 Diámetro de pilotes = 50 cm
 Longitud de pilotes = 29.75 m
 Módulo de elasticidad de los pilotes = 2,424,871 T/m²
 Módulo de elasticidad del estrato de apoyo = 3950 T/m²
 Relación de Poisson del estrato de apoyo = 0.25

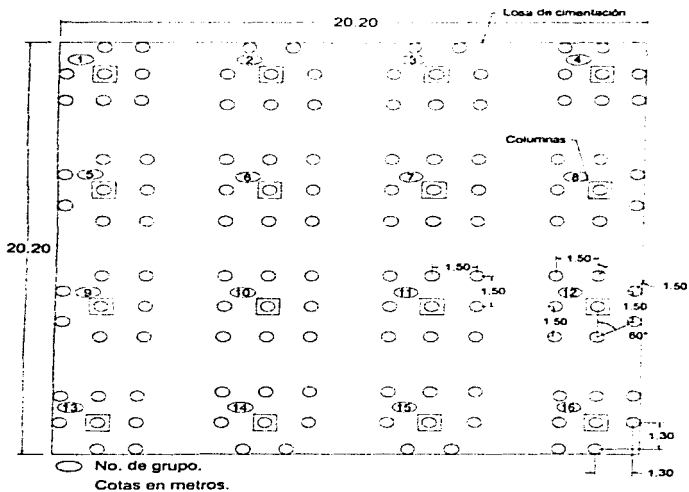
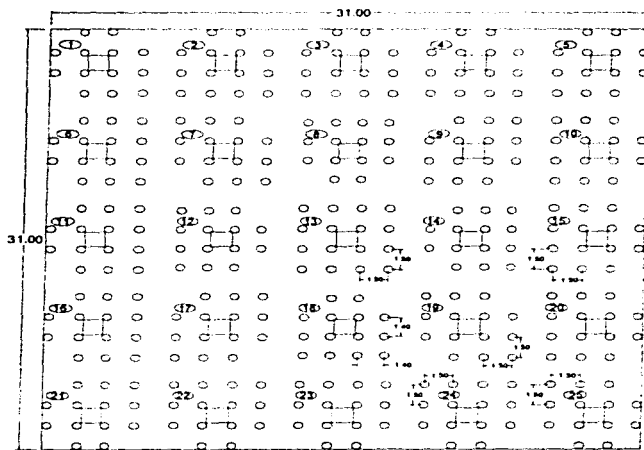


Figura 3.4 Cimentación en planta del Edificio "A".

Cimentación Edificio "B"

Profundidad de desplante del cajón = 4.20 m
Número total de pilotes = 348
Profundidad de hincado de pilotes = 32.70 m
Diámetro de pilotes = 50 cm
Longitud de pilotes = 29.70 m
Módulo de elasticidad de los pilotes = 2,424,871 T/m²
Módulo de elasticidad del estrato de apoyo = 3950 T/m²
Relación de Poisson del estrato de apoyo = 0.25



Cotas en metros.

Figura 3.5 Cimentación en planta del Edificio "B".

Capítulo 4

Modelación de las Estructuras

4.1 Programa DRAIN

4.1.1 Características principales

El programa DRAIN (Powell, 1973) y su versión ampliada DRAINER (Mendoza, 1991), usados para los análisis inelásticos paso a paso en este trabajo, están restringidos al análisis de estructuras en dos dimensiones (marcos planos). A cada nudo se le pueden asignar tres grados de libertad independientes, relativos a la base de la estructura (que regularmente son desplazamientos paralelos a los ejes x y y , así como una rotación alrededor del eje z). El programa utiliza el método directo de las rigideces, considerando los desplazamientos y giros como incógnitas. Las masas de la estructura se suponen concentradas en los nudos, por lo que la matriz de masas es diagonal.

La excitación se define como una historia de aceleraciones del terreno con componentes horizontal y vertical, actuando, ya sea en forma separada o simultáneamente. En DRAIN se acepta que la estructura descansa sobre una base infinitamente rígida y que sus apoyos se mueven en fase; en DRAINER, además de la base rígida, se tienen dos grados de libertad adicionales para considerar la interacción suelo-estructura (fig. 4.3). El amortiguamiento se toma en cuenta con una matriz de amortiguamiento formada por la suma de una parte que es proporcional a la matriz de masas y otra que lo es a la de rigideces.

Los programas cuentan con modelos para simular la forma de trabajo de los miembros en una estructura, que son los siguientes:

- a) modelo armadura
- b) modelo viga-columna
- c) modelo muro de cortante
- d) modelo de conexión con nudo rígido

- e) modelo viga, y
- f) modelo viga con degradación de rigidez.

En los modelos anteriores, con especial importancia en b), e) y f) se acepta que el comportamiento inelástico genera articulaciones plásticas que pueden presentarse solo en los extremos de los elementos estructurales, de manera que debe ubicarse un extremo de un elemento en toda zona en la que se espere formación de una articulación plástica.

En los modelos b) y e) el comportamiento de las articulaciones es bilineal (fig. 1.8 b). Para este comportamiento los elementos se modelan mediante la acción en paralelo de un componente elástico y uno elastoplástico.

Por otra parte, en los programas es posible emplear el modelo f), el cual se ilustra en la fig. 1.8 c, y cuya característica principal es la de mostrar degradación de rigidez a la flexión, cuando el miembro se sujeta a carga cíclica (Powell, 1973)¹.

Sobre la estructura pueden aplicarse cargas estáticas en nudos y sobre elementos estructurales antes de realizarse el análisis dinámico.

La respuesta dinámica se determina por integración numérica paso a paso con el método de aceleración constante (inciso 1.3.4).

4.2 Modelo estructural

4.2.1 Marco continuo de los edificios estudiados

Dado que los edificios estudiados son simétricos en planta y están estructurados con marcos iguales en cada dirección horizontal, tal como se indica en el capítulo 3, es posible suponer que la respuesta sísmica de los edificios en cada una de sus direcciones horizontales se puede aproximar por la de uno de sus marcos. De esta manera, el modelo de marco continuo con que se analizaron los edificios se refiere a uno de sus marcos interiores (el correspondiente al eje C de las figuras 3.1 y 3.2).

¹ En esta referencia se describe detalladamente el modelo que simula la degradación de rigidez en vigas

El modelo de marco continuo corresponde a la representación convencional de un conjunto de vigas y columnas con rigidez y resistencia finitas y con las conexiones entre ellas libres de girar como elementos de rigidez infinita. En este modelo se consideran los efectos de las cargas verticales gravitacionales en los análisis para obtener la respuesta sísmica inelástica de los edificios. Por condiciones propias de los programas de computadora (DRAIN y DRAINTEK) utilizados para los análisis sísmicos paso a paso, el comportamiento inelástico de los marcos se concentra en articulaciones plásticas que ocurren en los extremos de vigas y columnas.

En el Edificio "A" los cuatro marcos tienen la misma rigidez lateral en la dirección del análisis, por lo que la masa asociada a cada nivel del modelo se tomó igual a la cuarta parte de la masa correspondiente al edificio en el mismo nivel. Análogamente, en el Edificio "B", la masa asociada a cada nivel del modelo se tomó igual a la quinta parte de la masa correspondiente al edificio en el mismo nivel. Las cargas gravitacionales del modelo de marco continuo en ambos edificios fueron obtenidas tomando en cuenta las áreas tributarias del marco interior correspondiente y el valor de las cargas (muerta y viva instantánea) empleadas en el diseño.

Las columnas de los edificios se idealizaron utilizando el modelo "viga-columna" de los programas, con lo cual se le asigna a cada elemento rigidez axial y rigidez a flexión (área y momento de inercia). El efecto de la carga axial en las columnas se toma en cuenta mediante el diagrama de interacción carga axial-momento. En el programa este diagrama se aproxima definiendo puntos característicos que se unen con líneas rectas como se ilustra en la figura 4.1. Debido a la consideración de que el armado es el mismo a todo lo largo de la columna, el diagrama de interacción es el mismo para los dos extremos (aunque en los programas puede especificarse que sea distinto) y además es el mismo para flexión positiva y negativa, por ser la distribución uniforme del acero en la sección. De acuerdo con lo anterior, la columna tiene un comportamiento elástico para cualquier combinación de carga axial-momento que se encuentre dentro del diagrama. Un punto fuera de él significa la fluencia del elemento.

Para las vigas se usó el modelo "viga", al cual se le asigna solo rigidez a flexión (momento de inercia), y resistencia como se muestra en la figura 4.2. La explicación para aceptar la presencia de articulaciones plásticas solo en los extremos de las trabes es que, debido a los requisitos de corte de barras

longitudinales para no disminuir la resistencia a fuerza cortante y otras consideraciones para evitar cortes poco prácticos dieron por resultado refuerzos para momento positivo, al centro del claro, mayores que los requeridos, lo cual permite descartar la posibilidad de fluencia en dicha sección.

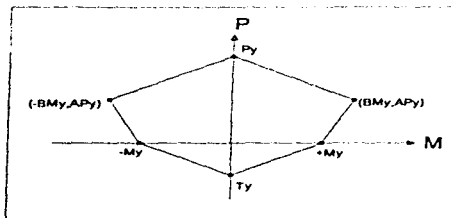


Figura 4.1 Superficie de fluencia para columnas.

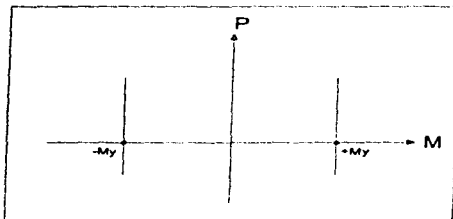


Figura 4.2 Superficie de fluencia para trabes.

En algunos casos, los cuales se describirán más adelante, se asignó en las vigas el modelo "viga con degradación de rigidez".

Al modelo histérico bilineal de las columnas se asignó una pendiente nula, posterior al punto de fluencia, con esto se simula un comportamiento elastoplástico de los elementos estructurales.

A) Incertidumbres en las propiedades estructurales

Los valores considerados de las cargas actuantes en los edificios, así como los valores de las resistencias de columnas y traveses obtenidas con el diseño, son conservadoras con respecto a los valores más probables que pueden esperarse, y se adoptan para tomar en cuenta las incertidumbres asociadas con las cargas y con las resistencias de los elementos estructurales y así lograr que la estructura tenga los niveles de confiabilidad adecuados. Como en este trabajo interesa estimar la respuesta de estructuras diseñadas con criterios específicos (en este caso del RCDF) es conveniente suponer, para las cargas y las resistencias, valores más reales (más probables) en lugar de los nominales. Dado que este trabajo no tiene como fin hacer un análisis probabilístico en el cual se estudie la incertidumbre de las propiedades estructurales, se consideró adecuado tomar las cargas actuantes en las estructuras, así como las resistencias de traveses y columnas calculadas con datos medios de las estructuras, sin factores de carga ni de resistencia.

4.2.2 Sistema estructura-cimentación-suelo

En el modelo matemático que aquí se adopta para representar la interacción dinámica suelo-cimentación se consideran por separado dos modos de interacción (fig. 4.3):

- 1) un modo de traslación mediante un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso referidos a un grado de libertad de desplazamiento horizontal de la base y
- 2) un modo de cabeceo con un resorte elástico lineal y un amortiguamiento viscoso referidos a un grado de libertad en rotación de la base.

Para el cálculo de las constantes del resorte y del amortiguador del modelo usado para representar la interacción dinámica suelo-estructura se utilizaron las constantes elásticas y peso volumétrico del suelo que son representativos de una arcilla como la del Valle de México. Específicamente, se usaron los siguientes valores promedio que corresponden a los depósitos en donde se encuentran cimentados los edificios de la SCT, ubicados en Xola y Eje Central (Jaime, Romo y Ovando, 1987).

- **Peso volumétrico** 1.2933 T/m³
- **Velocidad de ondas de cortante** 62.4335 m/s
- **Relación de Poisson** 0.49

Estrato de apoyo

- **Peso volumétrico** 1.841 T/m³
- **Velocidad de ondas de cortante** 350 m/s
- **Relación de Poisson** 0.25

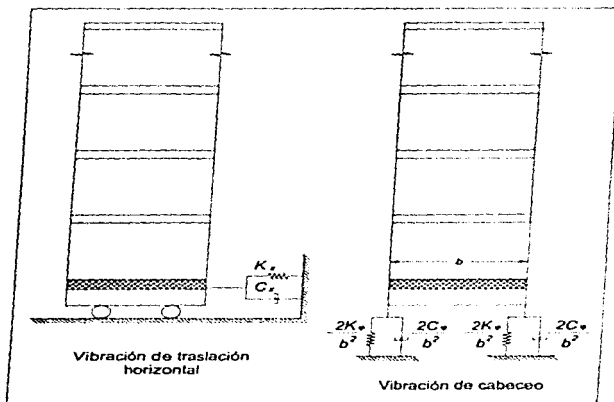


Figura 4.3 Modelo matemático propuesto para representar la interacción dinámica suelo-estructura.

Los siguientes datos son requeridos para el cálculo de las constantes de rigidez y amortiguamiento, de acuerdo con el criterio de las NTCS.

- Profundidad de los depósitos firmes 31.37 m
- Periodo dominante del terreno 2 s

En primer lugar, se calcularon las constantes de rigidez y amortiguamiento horizontales y de rotación dinámicas para un pilote individual, según el modelo propuesto por Kuhlemeyer (inciso 2.3.2); por otra parte, se calcularon las constantes de rigidez y amortiguamiento verticales dinámicas, de acuerdo con el modelo propuesto por Novak (inciso 2.3.1). Las constantes dinámicas se calcularon suponiendo una frecuencia de excitación $\omega = \pi$ rad/s, considerando que ésta sería la frecuencia dominante del movimiento sísmico utilizado en el estudio. Las constantes de rigidez y amortiguamiento del grupo de pilotes se calcularon suponiendo las ecuaciones correspondientes a pilotes con una separación suficiente para no introducir el efecto de interacción pilote-suelo-pilote o de grupo. Esta suposición no es cierta en realidad, ya que la separación de los pilotes en las cimentaciones propuestas es bastante pequeña como para pensar que este efecto no se hace presente. Sin embargo, no se encontró en la literatura disponible un método práctico aplicable para considerar este efecto. De esta manera, para fines del presente trabajo, se consideró razonable obtener las constantes K_r , C_r , K_v y C_v (rigidez y amortiguamiento representativas del grupo de pilotes) por medio de las ecuaciones 2.19 y 2.20. Se adicionan también la rigidez y el amortiguamiento del cajón, éstas se calculan de acuerdo al método propuesto en "Foundation Vibrations" (Gazetas, 1991)¹. En adelante, este procedimiento se denominará criterio N-K.

El segundo método para el cálculo de constantes de rigidez será el que establece el Apéndice de las NTCS, (inciso 2.5), bajo este procedimiento, las constantes que se obtienen son representativas para toda la cimentación, y no para pilotes individuales; el amortiguamiento se considera igual a cero. Este procedimiento se entenderá como criterio de las NTCS.

Debido a que existen diferencias sensibles entre las constantes calculadas bajo el criterio N-K y el criterio de las NTCS (lo cual puede llevar a que las respuestas sean diferentes), además de la incertidumbre en los valores de las constantes calculadas con el criterio N-K, por la posible presencia del efecto de grupo de acuerdo a lo dicho en párrafos anteriores, se empleó un tercer procedimiento, un tanto arbitrario, promediando las constantes de rigidez y amortiguamiento calculadas en los criterios anteriores, obteniendo de esta manera

¹ Las constantes calculadas para el cajón son muy pequeñas (del orden del 5-7%) en comparación con las constantes calculadas para el conjunto de pilotes

unas constantes de rigidez y amortiguamiento promedio. Este tercer procedimiento lleva por objeto averiguar si el comportamiento de las estructuras con los valores así calculados se ubica en un punto medio entre el de los criterios anteriores, o bien, se acerca al comportamiento de alguno de los criterios anteriores.

Por último, se propuso un cuarto procedimiento, también en forma arbitraria, calculando las constantes de rigidez por el criterio N-K, y asignando un valor igual a cero a las constantes de amortiguamiento ($c=0$). Esta variante tiene por objeto apreciar la influencia que pudiese tener el amortiguamiento en la respuesta sísmica de las estructuras.

Las constantes de rigidez y amortiguamiento calculadas bajo los criterios anteriores se presentan en las tablas 4.1 y 4.2.

PARA EL EDIFICIO			
PARÁMETRO	CRITERIO N-K	CRITERIO DE LAS NTCS	CONSTANTES PROMEDIO
K_x (T/cm)	6248.1224	379.7592	3313.9408
C_x (T-s/cm)	147.7162	0	73.8581
K_θ (T-cm/rad)	1.066E+10	2.001E+09	6.332E+09
C_θ (T-cm-s/rad)	4.024E+08	0	2.012E+08
PARA EL MARCO ESTUDIADO			
PARÁMETRO	CRITERIO N-K	CRITERIO DE LAS NTCS	CONSTANTES PROMEDIO
K_x (T/cm)	1562.0306	94.9398	828.4852
C_x (T-s/cm)	36.9291	0	18.4645
K_θ (T-cm/rad)	2.666E+09	5.003E+08	1.583E+09
C_θ (T-cm-s/rad)	1.006E+08	0	5.030E+07

Tabla 4.1 Constantes de rigidez y amortiguamiento del modelo de interacción suelo-estructura para el Edificio "A".

Las constantes para el marco estudiado se obtuvieron únicamente dividiendo los valores correspondientes al edificio completo entre el número de marcos existentes en la dirección analizada.

PARA EL EDIFICIO			
PARÁMETRO	CRITERIO N-K	CRITERIO DE LAS NTCS	CONSTANTES PROMEDIO
K_s (T/cm)	16043.8980	577.4130	8310.6555
C_s (T-s/cm)	366.6830	0	183.3415
K_r (T-cm/rad)	5.836E+10	7.581E+09	3.297E+10
C_r (T-cm-s/rad)	2.190E+09	0	1.095E+09
PARA EL MARCO ESTUDIADO			
PARÁMETRO	CRITERIO N-K	CRITERIO DE LAS NTCS	CONSTANTES PROMEDIO
K_s (T/cm)	3208.7796	115.4826	1662.1311
C_s (T-s/cm)	73.3366	0	36.6683
K_r (T-cm/rad)	1.167E+10	1.516E+09	6.594E+09
C_r (T-cm-s/rad)	4.379E+08	0	2.190E+08

Tabla 4.2 Constantes de rigidez y amortiguamiento del modelo de interacción suelo-estructura para el Edificio "B".

4.3 Casos estudiados

Con el propósito de estudiar la influencia de la interacción suelo-estructura y el efecto de considerar o no considerar deterioro de la rigidez de las trabes ante carga cíclica en la respuesta sísmica inelástica del marco central de los edificios, se consideraron las primeras seis condiciones de análisis.

Condición 1. No interacción suelo-estructura y no degradación de rigidez en vigas.

Condición 2. Interacción suelo-estructura por el criterio N-K y no degradación de rigidez en vigas.

Condición 3. Interacción suelo-estructura por el criterio de las NTCS y no degradación de rigidez en vigas.

Condición 4. No interacción suelo-estructura y si degradación de rigidez en vigas.

Condición 5. Interacción suelo-estructura por el criterio N-K y si degradación de rigidez en vigas.

Condición 6. Interacción suelo-estructura por el criterio de las NTCS y si degradación de rigidez en vigas.

Adicionalmente a las condiciones de análisis mencionadas, se realizó otro análisis, esta vez bajo dos propósitos que complementan al objetivo principal de este trabajo.

El primero de ellos es observar la respuesta de los edificios, asignando constantes de rigidez y amortiguamiento promedio.

El segundo propósito es determinar la influencia del amortiguamiento, debido a que en las NTCS no se considera éste. Para ello, se realizaron análisis con interacción suelo-estructura por el criterio N-K, asignando constantes de amortiguamiento iguales a cero.

Se realizan análisis para las variantes descritas, también sin y con degradación de rigidez en vigas. Lo anterior da origen a las siguientes condiciones de análisis:

Condición 7. Interacción suelo-estructura asignando constantes de rigidez y amortiguamiento promedio y no degradación de rigidez en vigas.

Condición 8. Interacción suelo-estructura por el criterio N-K, asignando constantes de amortiguamiento iguales a cero y no degradación de rigidez en vigas.

Condición 9. Interacción suelo-estructura asignando constantes de rigidez y amortiguamiento promedio y si degradación de rigidez en vigas.

Condición 10. Interacción suelo-estructura por el criterio N-K, asignando constantes de amortiguamiento iguales a cero y si degradación de rigidez en vigas.

Todos los análisis de respuesta se obtuvieron sometiendo a la estructura ante el sismo registrado en SCT el 19 de septiembre de 1985 (componente E-W).

4.3.1 Índice de respuesta

En esta serie de análisis dinámicos, el parámetro de respuesta que tiene mayor importancia es la demanda de ductilidad en cada entrepiso. Ésta se define como la capacidad del entrepiso para sufrir deformaciones más allá del rango elástico, conservando una cierta capacidad de carga. Estas demandas de ductilidad se obtienen a partir del análisis dinámico paso a paso ante la acción de una excitación sísmica. La demanda de ductilidad de entrepiso se calculó como el cociente de su rigidez elástica inicial entre su rigidez instantánea mínima (fig. 4.4). La rigidez instantánea mínima se obtuvo dividiendo la fuerza cortante de fluencia del entrepiso entre la máxima diferencia de los desplazamientos horizontales de sus pisos superior e inferior. La fuerza cortante de fluencia se tomó como la fuerza cortante correspondiente al instante en que ocurre la máxima diferencia de desplazamientos.

Los resultados de los análisis sísmicos bajo las condiciones mencionadas anteriormente se presentan en el capítulo 6.

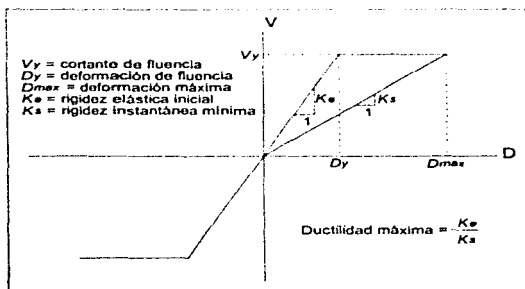


Figura 4.4 Ductilidad máxima de entrepiso.

Capítulo 5

Excitación Sísmica

5.1 Introducción

A fin de analizar el comportamiento sísmico de los edificios estudiados, se utilizó el acelerograma de mayores ordenadas del sismo del 19 de septiembre de 1985 (sismo de magnitud 8.1 M_s), registrado en la zona de alta compresibilidad del Valle de México, ya que es el registro más cercano a la zona donde sufrieron mayores daños las estructuras.

5.2 El sismo del 19 de septiembre de 1985

El sismo del 19 de septiembre de 1985 se originó cerca del borde de la Plataforma Continental por subducción de la placa de Cocos. Su foco fue somero, estimado en 16 km de profundidad, y a una distancia de 400 km de la Ciudad de México (figura 5.1). En la escala de Mercalli Modificada la intensidad en Lázaro Cárdenas, a unos 30 km del epicentro, fue de IX. En términos generales la intensidad disminuye rápidamente con la distancia epicentral. En terreno duro del Valle de México tuvo una intensidad prácticamente insignificante. En Ciudad Universitaria y en la zona de lomas de la Ciudad alcanzó IV y hasta V; alcanzó VI en buena parte de la zona de transición; VIII en la mayor parte de la zona de arcilla compresible y IX en ciertos lugares de la parte restante (Fundación ICA, 1989).

5.3 Registros en la Ciudad de México

Se obtuvieron 14 registros del sismo del 19 de septiembre de 1985 en diversos acelerógrafos ubicados en distintos puntos de la Ciudad de México y sus alrededores.

* M_s : Magnitud del sismo determinada con las ondas de corte.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

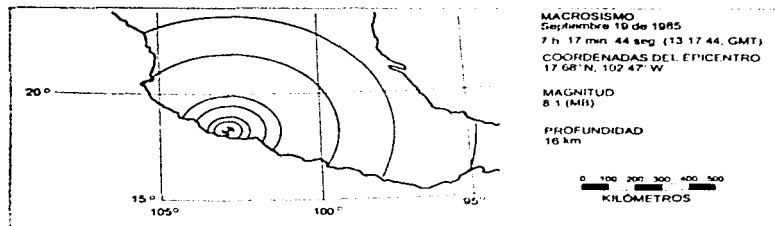


Figura 5.1 Epicentro del sismo 19 de septiembre de 1985.

Tres en Ciudad Universitaria (terreno relativamente firme), uno en Tacubaya (también relativamente firme), uno en los Viveros de Coyoacán (zona de transición), uno cerca del edificio principal de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (sobre arcilla muy deformable de mayor espesor), dos en el Lago de Texcoco (sobre arcilla muy deformable), dos en Tláhuac (terreno blando), uno en la margen izquierda de la presa Madín (terreno duro), y uno en la corona de dicha presa.

En terreno duro y relativamente firme la aceleración horizontal máxima registrada estuvo entre 1 y 4% de la gravedad. En la proximidad del edificio principal de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes la aceleración horizontal máxima del terreno se acercó al 20% de la gravedad en la dirección S 60 E; en la perpendicular a ésta se aproximó al 8% de la gravedad, los registros muestran un periodo notoriamente dominante de 2.0 s en este sitio.

Para estructuras, la figura 5.2 muestra la respuesta espectral para un sistema de comportamiento elástico sometido al registro sísmico SCT. De acuerdo con la figura, puede observarse que la respuesta más alta corresponde a sistemas con periodo natural cercano a 2 segundos.

5.4 Registro empleado en el análisis

El acelerograma corresponde a la componente E-W del registro del sismo en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) con aceleración de 167.92

cm/s², velocidad de 60.50 cm/s y desplazamiento de 21.94 cm (Mena et. al., 1986), todos estos datos como valores máximos (figura 5.3).

El acelerograma utilizado está digitalizado a intervalos constantes de 0.04 s y se dispone de 4086 puntos (con duración de 163.44 segundos). Cabe mencionar que, aunque la parte más intensa del sismo se encuentra dentro de los primeros 100 segundos, en los análisis dinámicos se empleó el acelerograma completo.

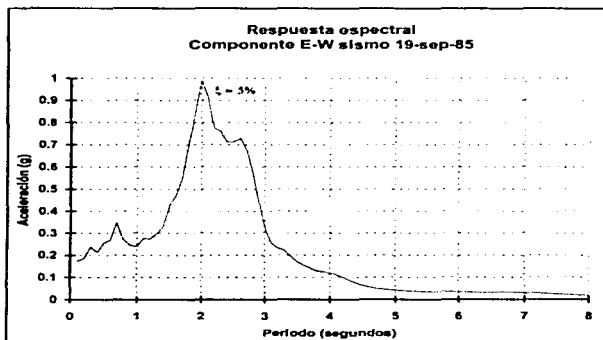


Figura 5.2 Respuesta espectral para un sistema elástico sometido a la componente E-W del sismo 19-sep-1985.

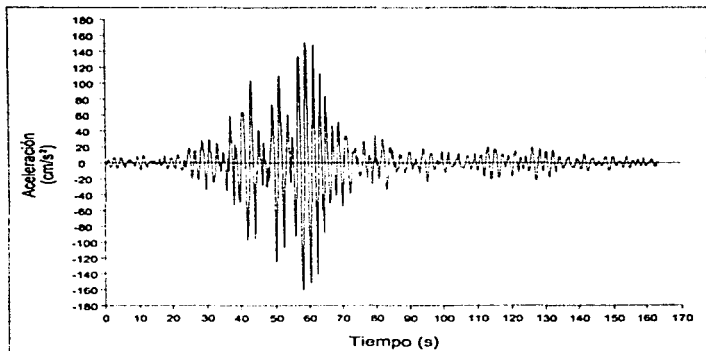


Figura 5.3 Acelerograma SCT-EW. Sismo del 19 de septiembre de 1985.

Capítulo 6

Análisis de Respuesta en las Estructuras

6.1 Parámetros de estudio

En este capítulo se presenta un análisis comparativo de respuesta sísmica, tanto para el Edificio "A", como para el Edificio "B". Ambos edificios fueron sometidos a una excitación sísmica bajo diferentes condiciones de interacción suelo-estructura y de degradación de rigidez en vigas, las cuales fueron descritas en el Capítulo 4.

Los índices de resultados que se obtuvieron en la realización de este estudio corresponden al marco plano central de cada una de las estructuras, entre los que se encuentran:

- a) Desplazamientos máximos horizontales de los niveles, con respecto a la base de los edificios. En los análisis sísmicos se considera que todos los nodos de un mismo nivel sufren el mismo desplazamiento.
- b) Deformaciones máximas de entrepiso, las cuales son pieza clave para el cálculo de ductilidades.
- c) Ductilidad máxima desarrollada por cada entrepiso ante la acción del sismo mencionado en el capítulo anterior.
- d) Formación de articulaciones en los miembros verticales y horizontales de los edificios.

6.2 Evaluación de resultados

En este inciso se muestran los parámetros que se obtuvieron en las seis primeras condiciones de análisis, ya que éstas representan los aspectos más importantes en este trabajo. Es decir, las primeras seis condiciones permiten

visualizar los efectos de interacción suelo-estructura, tanto por N-K como por NTCS, así como modificaciones en la respuesta por considerar degradación de rigidez.

6.2.1 Desplazamientos de los niveles y deformaciones de entrepiso

Los primeros resultados que se evaluaron en esta serie de análisis sísmicos fueron los desplazamientos máximos de los niveles, que se conciben como el desplazamiento que sufre cada uno de los niveles con respecto a la base del edificio, en la dirección del análisis. Cabe señalar que estos desplazamientos máximos suelen darse en distintos instantes de tiempo para los diferentes niveles (dentro de un cierto rango de tiempo), es decir, el instante de tiempo en que ocurre el máximo desplazamiento en un nivel i puede ser diferente al instante de tiempo en que ocurre el máximo desplazamiento en un nivel j .

La diferencia en la intensidad de desplazamientos entre dos niveles consecutivos dan origen a las deformaciones de entrepiso, las cuales también se obtuvieron con su intensidad máxima, es decir, se registra la mayor diferencia de desplazamientos entre dos niveles consecutivos. Las deformaciones máximas de entrepiso pueden no ocurrir al mismo tiempo para los distintos niveles. Este parámetro es muy útil para evaluar la respuesta sísmica en los niveles; es requerida también para la obtención de las ductilidades de entrepiso.

1) Edificio "A"

En la figura 6.1 se muestran los desplazamientos máximos obtenidos para el Edificio "A".

De acuerdo con los resultados que presenta la figura, bajo la condición 1 de análisis se registran los menores desplazamientos. Se observa un incremento gradual en los mismos conforme se avanza en los entrepisos. En el nivel 1 se tienen 1.49 cm, llegando a 17.79 cm en el nivel 14 (desplazamiento máximo en la azotea).

Para la condición 2, se tiene solo un pequeño aumento en los desplazamientos, con respecto a los obtenidos en la condición 1; esto parece indicar que la interacción suelo-estructura por el criterio N-K no introduce modificaciones importantes en los desplazamientos del edificio. No obstante, es necesario profundizar en el análisis de las respuestas para confirmar esta

observación. En el nivel 1 el desplazamiento es de 1.57, mientras que el desplazamiento máximo en la azotea para esta condición es de 19.34 cm.

En la condición de análisis 3, los efectos de la interacción suelo-estructura por el criterio de las NTCS son más notorios que en las dos condiciones anteriores. Tales efectos se manifiestan, en primera instancia, en un aumento significativo de los desplazamientos. Para el nivel 1 es de 2.24 cm, y el desplazamiento máximo en la azotea es de 32.72 cm.

En la condición 4 se introducen los efectos de la degradación de rigidez en vigas, sin interacción suelo-estructura. Bajo esta condición el edificio presenta un patrón de comportamiento muy parecido al de la condición 1, presentando solo ligeros incrementos en los desplazamientos. Tales desplazamientos se encuentran en un rango intermedio entre los obtenidos para la condición 1 y la condición 2. De modo que, para este edificio, los efectos de la interacción suelo-estructura por el criterio N-K (sin degradación de rigidez), son ligeramente mayores que los de la degradación de rigidez por sí sola. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que los efectos de la degradación de rigidez están en función de la cantidad de miembros y del número de ciclos en que se trabaje inelásticamente. Como se verá en el inciso 6.2.3, el Edificio "A" tiene miembros que fluyen en forma moderada, por lo que es de suponerse que los efectos de la degradación de rigidez en vigas también serán moderados. El desplazamiento máximo en el nivel 1 es de 1.53 cm, incrementándose para llegar a un desplazamiento máximo en la azotea de 18.58 cm.

Condición 5. Los efectos de la interacción suelo-estructura por el criterio N-K en combinación con la degradación de rigidez, para el Edificio "A", son más visibles que en las condiciones 2 y 4, pero sin llegar a valores grandes. En el nivel 1 el desplazamiento es de 1.76 cm y el desplazamiento máximo en la azotea es de 22.32 cm.

La condición 6 incluye interacción suelo-estructura por el criterio de las NTCS y degradación de rigidez. Los desplazamientos son mucho mayores que los registrados en todas las condiciones anteriores. De la misma manera que en la condición 3, los efectos de la interacción por el criterio de las NTCS son más

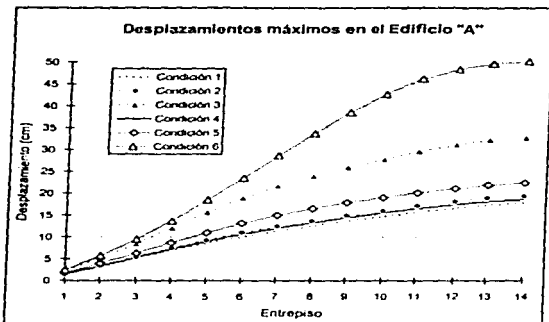


Figura 6.1 Desplazamientos máximos obtenidos para el Edificio "A".

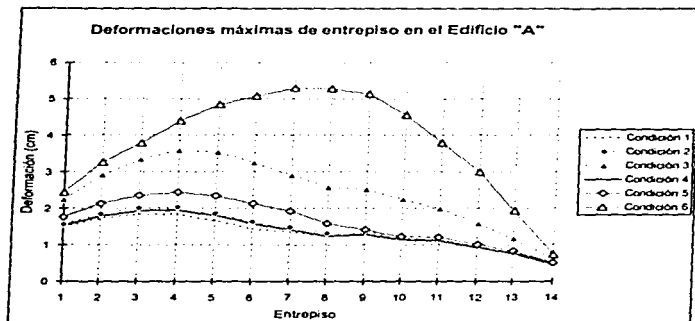


Figura 6.2 Deformaciones de entrepiso máximas obtenidas para el Edificio "A".

intensos que los efectos de interacción por el criterio N-K. Los resultados muestran que la degradación de rigidez en vigas incrementa la respuesta del edificio. Se tiene un desplazamiento en el nivel 1 de 2.44 y el desplazamiento máximo en la azotea es de 50.11 cm.

El segundo punto a revisar es la deformación máxima de entrepiso que se genera en los niveles. Esta deformación de entrepiso está íntimamente ligada con los desplazamientos, mostrando con mayor detalle el comportamiento de la estructura ante una excitación sísmica.

En la figura 6.2 se muestran en forma gráfica las deformaciones de entrepiso máximas obtenidas en todas y cada una de las condiciones de análisis para el Edificio "A".

Como sucedió con los desplazamientos, bajo la condición 1 se registran las deformaciones de entrepiso más bajas de todos los casos analizados. Partiendo de 1.49 cm en el nivel 1, se llega a una deformación máxima de 1.84 cm en los niveles 3 y 4, para ir decreciendo en forma más o menos gradual hasta llegar a 0.48 cm en el nivel 14.

Para la condición 2 puede observarse que el comportamiento registrado es similar al de la condición anterior, con tan solo pequeños incrementos en las magnitudes de las deformaciones. Se parte del nivel 1 con 1.57 cm, llegando a un valor máximo de 2.04 cm en el nivel 4, para ir decreciendo en los niveles superiores hasta llegar a 0.51 cm en el nivel 14. En este edificio se observa nuevamente que la interacción por el criterio N-K por sí sola no introduce variaciones importantes en la respuesta.

En la condición 3 se tiene un incremento notorio de las deformaciones de entrepiso con respecto a las dos condiciones anteriores, principalmente en los niveles intermedios del edificio. La deformación de entrepiso máxima en el nivel 1 es de 2.24 cm, incrementándose hasta 3.59 cm en el nivel 4. A partir de este nivel, las deformaciones de entrepiso disminuyen hasta 0.62 cm en el nivel 14.

Condición 4. En este edificio la degradación de rigidez no introduce efectos importantes en las deformaciones de entrepiso. Como se observa en la figura 6.2, la curva de deformaciones para esta condición se encuentra entre las curvas de los casos 1 y 2, es decir, los efectos de la interacción suelo-estructura por el criterio N-

K sin degradación de rigidez, son ligeramente mayores que los causados por degradación de rigidez. La deformación máxima de entrepiso en el nivel 1 es de 1.53 cm, llega hasta 1.96 en el nivel 4, para disminuir a 0.47 en el nivel 14.

Para la condición 5 se observan incrementos moderados de las deformaciones máximas de entrepiso, principalmente con respecto a los resultados de las condiciones 1, 2 y 4. La deformación máxima de entrepiso en el nivel 1 es de 1.76 cm, se incrementa hasta 2.45 en el nivel 4, decreciendo hasta 0.51 cm en el nivel 14.

En la condición 6 se observa que el efecto combinado de la interacción por el criterio de las NTCS y la degradación de rigidez produce las mayores deformaciones de entrepiso de todas las condiciones analizadas; esto se manifiesta principalmente en los niveles intermedios del edificio. Las deformaciones de entrepiso llegan a ser mayores al doble de las que se obtuvieron en las condiciones anteriores. De nueva cuenta, la interacción por el criterio de las NTCS produce las mayores deformaciones de entrepiso, cuyas magnitudes implican que una mayor cantidad de miembros estén sometidos a elementos mecánicos que los hagan trabajar en el rango inelástico. De esta manera, los efectos de la degradación de rigidez se manifiestan de una forma más evidente. Esto puede observarse por la gran diferencia que existe entre las curvas de la condición 3 y la condición 6. La deformación máxima de entrepiso en el nivel 1 es de 2.44 cm, incrementándose hasta 5.30 cm en el nivel 7, para decrecer (primero en forma gradual y después con una fuerte pendiente) hasta 0.74 cm en el nivel 14.

Puede observarse en la figura 6.2, que para las curvas de las condiciones 1 y 4 las mayores deformaciones de entrepiso se presentan en los primeros 8 niveles (excepto el nivel 1), a partir de dicho nivel se aprecia un ligero cambio en la pendiente de las curvas correspondientes, y una disminución de las deformaciones de entrepiso, esto se produce por la fluencia de algunos miembros en los niveles mencionados, es decir, después del nivel 8 no hay miembros que fluyan, esto explica que para la condición 4, los efectos por degradación de rigidez no sean importantes, mientras que para los últimos 6 niveles la degradación no se presenta. Por lo tanto, en los últimos 6 niveles y para las condiciones 1 y 4 se presentan prácticamente las mismas deformaciones de entrepiso, tal como aparece en la figura.

En el caso de las condiciones 2 y 5 se presenta una situación parecida, pero aquí los efectos por degradación de rigidez se manifiestan desde el nivel 1 al 10, ya que en estos niveles hay miembros que trabajan inelásticamente. En los últimos 4 niveles y para las condiciones 2 y 5 se presentan prácticamente las mismas deformaciones de entropiso.

En el caso de las condiciones 3 y 6 se tienen las mayores respuestas, inducidas en parte por la interacción suelo-estructura por el criterio de las NTCS, esto también trae como consecuencia que en todos los niveles existan miembros que fluyan (como se verá más adelante), por lo tanto, en mayor o menor medida, la degradación de rigidez en vigas se manifiesta en todos los niveles.

2) Edificio "B"

En las figura 6.3 se presentan los desplazamientos máximos que se obtuvieron en el Edificio "B" bajo la excitación sísmica para las primeras seis condiciones de análisis.

La curva correspondiente a la condición 1 presenta un aspecto uniforme, con una pendiente moderada en forma ascendente, y con los menores desplazamientos de todas las condiciones de análisis. Se tiene un desplazamiento de 1.43 cm en el nivel 1 y un desplazamiento máximo en la azotea de 30.05 cm.

Para la condición 2 (interacción suelo-estructura por el criterio N-K) se observa que el patrón de comportamiento es casi similar al de la condición 1, con solo pequeños incrementos en los desplazamientos. En el primer nivel existe un desplazamiento de 1.44 cm, para llegar a 32.38 cm en la azotea.

Los desplazamientos registrados en la condición 3 son notablemente mayores con respecto a los que se registran en las dos condiciones anteriores. Puede observarse una pendiente más fuerte que en las curvas de las condiciones anteriores, sobre todo en los niveles de la parte intermedia del edificio. Se tiene un desplazamiento máximo de 1.55 cm en el nivel 1, incrementándose a 43.95 cm en el nivel 20.

A diferencia del Edificio "A", donde los incrementos en desplazamientos por degradación de rigidez eran casi nulos, en la condición 4 del Edificio "B" se muestra una clara influencia de dicha degradación, cuyos desplazamientos son inclusive

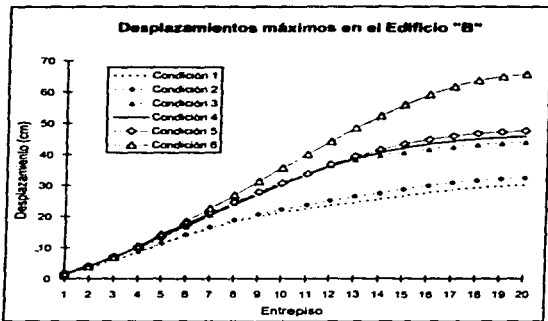


Figura 6.3 Desplazamientos máximos obtenidos para el Edificio "B".

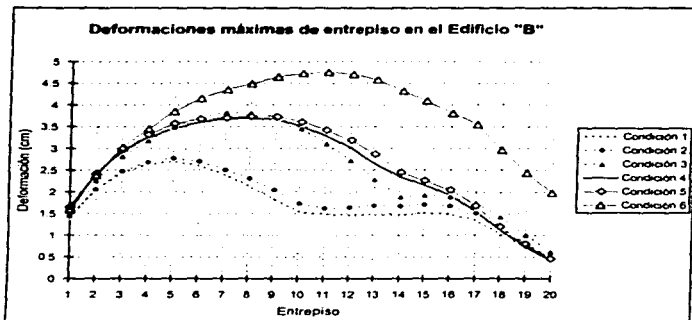


Figura 6.4 Deformaciones de entrepiso máximas obtenidas para el Edificio "B".

mayores que los de la condición 3 (interacción por NTCS). Esta marcada influencia muestra un claro aumento de miembros que fluyen bajo las cargas cíclicas. El desplazamiento máximo en el nivel 1 es de 1.65 cm, aumentando gradualmente hasta 45.73 cm en el nivel 20.

Condición 5. Se observan unos pequeños incrementos en los desplazamientos con respecto a los obtenidos en la condición 4, principalmente en los últimos 8 niveles. De la misma manera que en el Edificio "A", la influencia de la interacción suelo-estructura por N-K no es significativa en los desplazamientos (aunque los efectos por degradación de rigidez si son notables). El desplazamiento en el nivel 1 es de 1.64 cm, el desplazamiento máximo en la azotea es de 47.53 cm.

Por último, en la condición 6 se tienen los desplazamientos más altos de todos los análisis, sobre todo en los niveles superiores al sexto, ya que se tiene una marcada influencia de la interacción por el criterio de las NTCS, además de los efectos por degradación de rigidez, que como ya se ha observado, también son altos. El desplazamiento máximo obtenido en el nivel 1 para esta condición es de 1.59 cm, mientras que para el nivel 20 es de 65.69 cm.

El siguiente aspecto es la revisión de las deformaciones máximas de entrepiso que se generaron en el Edificio "B" bajo la acción de la excitación sísmica (figura 6.4).

Condición 1. Aparecen las menores deformaciones de entrepiso de todas las condiciones de análisis, pero afectando en mayor medida a los primeros 9 entrepisos. De acuerdo con la curva, para esta condición en el nivel 1 se tiene una deformación máxima de 1.43 cm, ascendiendo a su punto más alto de 2.70 cm en el nivel 5, a partir de aquí desciende a 1.55 cm, manteniéndose más o menos constante hasta el nivel 16, para finalmente descender a 0.45 cm en el nivel 20.

En la curva de la condición 2 se observa un ligero incremento en las deformaciones de entrepiso, especialmente en los niveles intermedios, pero conservando el mismo patrón de comportamiento que en la condición anterior. Puede notarse nuevamente que la interacción suelo-estructura por el criterio N-K no introduce cambios drásticos en el comportamiento del marco. La mayor deformación de entrepiso se registró en el nivel 5 con 2.78 cm.

Las deformaciones máximas de entrepiso que corresponden a la condición 3 muestran un fuerte incremento con respecto a las que se presentan en las dos condiciones anteriores, principalmente en los niveles 2 a 13, a partir del nivel 14, las deformaciones que se registran son solo un poco mayores con relación a las que se tienen en las dos condiciones anteriores. La deformación máxima de entrepiso en el nivel 1 es de 1.55 cm, la curva alcanza su punto más alto en los niveles 7 y 8 con 3.82 cm.

En la condición 4 se muestra una curva con cierto parecido a la que se tiene en la condición 3, sin embargo, tales deformaciones son inducidas por degradación de rigidez en las vigas y no por interacción suelo-estructura. La mayor deformación de entrepiso es de 3.70 cm en el nivel 8.

Para la condición 5 se observan deformaciones de entrepiso ligeramente mayores a las que se calcularon en la condición 4, conservando el mismo patrón de comportamiento. La mayor deformación es de 3.74 cm en el nivel 8.

Nuevamente, en la condición 6 de análisis se presentan resultados mucho mayores con relación a las condiciones anteriores, producto de la interacción suelo-estructura por NTCS en combinación con degradación de rigidez. La mayor deformación es de 4.75 cm en el nivel 11. En la figura puede observarse que para todas las condiciones anteriores las deformaciones en los últimos cinco niveles son muy parecidas, mientras que para la condición 6 las deformaciones en estos niveles son mucho mayores (más del doble). Esto revela que existe una marcada actividad en el rango inelástico, incrementando de esta manera los efectos por degradación de rigidez.

En el Edificio "B", los efectos de la interacción suelo-estructura por N-K sobre desplazamientos y deformaciones de entrepiso no son tan marcados como los que se producen con la interacción por NTCS.

Por otro lado, y a diferencia del Edificio "A", los efectos por degradación de rigidez son mucho más intensos, especialmente para la condición 6, producidos por el trabajo inelástico en los miembros y las altas deformaciones que se presentan.

6.2.2 Ductilidades de entrepiso

La ductilidad de entrepiso, como se mencionó en el capítulo 4, se obtuvo como la relación de la rigidez inicial elástica en un entrepiso *i* del marco en estudio entre la rigidez instantánea mínima de entrepiso (figura 4.2). La ductilidad de entrepiso es el parámetro más importante y más significativo entre los resultados del presente trabajo, ya que se puede mostrar de una manera más clara y más objetiva el trabajo elástico e inelástico de los miembros en un nivel.

Una ductilidad mayor a 1.0 indica que en el entrepiso *i* pueden existir uno o varios miembros que trabajan inelásticamente (por lo regular sucede en vigas, sin embargo, puede ocurrir también en columnas). De modo que, cuando existen ductilidades mayores a 1.0, es muy común que se presente el fenómeno de la degradación de rigidez provocado por cargas cíclicas (condiciones 4, 5 y 6 para ambos edificios). Entre mayores sean las demandas de ductilidad, pueden esperarse mayores incrementos en los parámetros de respuesta producidos por degradación de rigidez.

Si todos los miembros de un entrepiso *i* trabajan elásticamente, de acuerdo con la definición anterior, se tendría una ductilidad de entrepiso de 1.0, pues la rigidez elástica inicial y la rigidez mínima serían iguales. Esto significa que no se demanda ninguna ductilidad. Por este motivo, cuando no se tenga demanda de ductilidad, se dejará en blanco en las gráficas el entrepiso correspondiente. Este caso se presenta en los últimos entrepisos del Edificio "A" para algunas condiciones de análisis.

Las ductilidades de entrepiso se registraron con su intensidad máxima para todos los niveles en ambos edificios. Por lo tanto, todas las ductilidades a las que se haga referencia en este capítulo serán máximas.

1) Edificio "A"

En la figura 6.5 se presentan en forma gráfica las ductilidades máximas de entrepiso desarrolladas en el Edificio "A" bajo la acción del sismo, para todas y cada una de las condiciones de análisis.

Condición 1. Puede observarse en este caso que los entrepisos presentan los valores más bajos de todas las condiciones, con ductilidades ligeramente

mayores a 1.0 en los primeros ocho niveles. La máxima ductilidad se tiene en el nivel 3, la cual es de 1.36, decreciendo suavemente hacia los niveles superiores. A partir del nivel 8, sin demandas de ductilidad, no se tienen elementos que incurrieren en el rango inelástico.

Condición 2. Bajo esta condición el edificio presenta un patrón de comportamiento muy parecido al del caso anterior, sus ductilidades solo son un poco mayores. El mayor valor se presenta en el nivel 3 con una ductilidad de 1.47. Se observa también, que en los primeros once niveles se presentan ductilidades mayores a 1.0, es decir, que tienen algún miembro que fluye; los dos entrepisos restantes no presentan demandas de ductilidad.

Condición 3. Para este caso, si se tiene un aumento significativo en las ductilidades para todos los entrepisos, con efectos mayores en los niveles 2 a 8. La ductilidad más alta es de 2.41 en el nivel 6, decreciendo paulatinamente hacia los niveles superiores. Para esta condición se tiene que en todos los niveles hay elementos que se comportan inelásticamente.

Condición 4. De acuerdo con los resultados mostrados en la figura 6.1, la degradación de rigidez en vigas por sí sola no representa un aumento significativo de las demandas de ductilidad con respecto a la condición 1 (el patrón de comportamiento para este caso se encuentra más bien en una posición intermedia entre la condición 1 y la condición 2).

Condición 5. Se tiene un ligero aumento en las demandas de ductilidad, sobre todo en los primeros diez entrepisos (con valores máximos de 1.66 en los entrepisos 3 a 5). Los últimos cuatro entrepisos no presentan demandas de ductilidad.

Condición 6. De todas las condiciones analizadas, aquí se presenta la máxima respuesta. Esto produce demandas de ductilidad significativamente mayores con respecto a todas las condiciones anteriores. En el primer nivel se presenta una ductilidad de 1.82, llegando a valores máximos en los niveles 6 a 10, con ductilidades hasta de 3.7, disminuyendo hacia los niveles superiores. Para esta condición, todos los niveles presentan elementos que entran en el rango inelástico, ya que la menor demanda de ductilidad se tiene en el nivel 14, con 1.3.

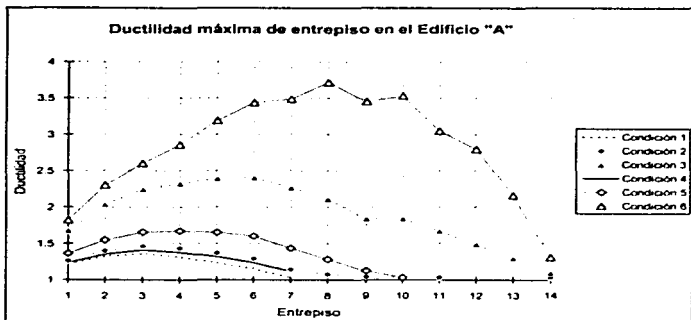


Figura 6.5 Ductilidades máximas en los entrepisos del Edificio "A".

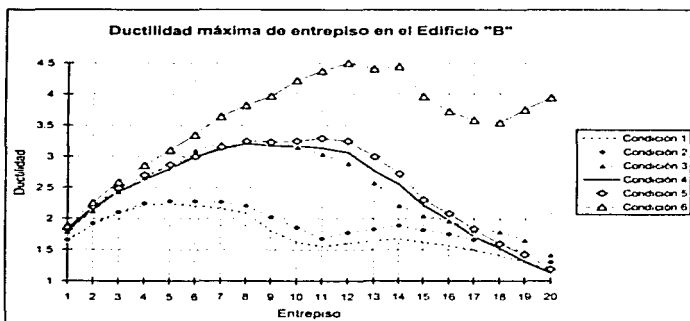


Figura 6.6 Ductilidades máximas en los entrepisos del Edificio "B".

2) Edificio "B"

Para el Edificio "B" se obtuvieron también las demandas máximas de ductilidad en los entrepisos, bajo las mismas condiciones de interacción suelo-estructura y degradación de rigidez que se analizaron para el Edificio "A". En la figura 6.6 se muestran los resultados.

Es conveniente señalar que en todos los entrepisos y para todas las condiciones de análisis, se presentan demandas de ductilidad mayores a 1.0; esto implica que bajo todas las condiciones de análisis y en todos los niveles existan elementos que, en mayor o menor medida, incursionen en el rango inelástico.

Condición 1. Se tienen las menores respuestas de todas las condiciones analizadas, partiendo de 1.64 en el nivel 1, las demandas más altas de ductilidad se tienen en los niveles 3 a 8, que alcanzan valores superiores a 2.0, manteniéndose más o menos constante hasta el nivel 15, y decreciendo suavemente hasta llegar a 1.19 en el nivel 20.

Condición 2. El patrón de ductilidades es muy parecido al que se obtuvo en la condición 1, con valores solo un poco mayores como puede apreciarse en la gráfica.

Condición 3. Se obtiene un patrón de comportamiento diferente, registrando demandas de ductilidad sensiblemente mayores con respecto a las obtenidas en los dos casos anteriores. Partiendo con una ductilidad de 1.79 en el nivel 1, ésta se incrementa hasta llegar a 3.27 en el nivel 8, bajando a 2.22 en el nivel 14; siguiendo un comportamiento parecido al de las condiciones anteriores para los niveles restantes, llegando a 1.42 en el nivel 20.

Condición 4. A diferencia del Edificio "A" en su condición 4, en el que la degradación de rigidez por sí sola no afectaba en forma significativa el comportamiento de la estructura, aquí se aprecia un cambio notable en dicho comportamiento, sobre todo en los niveles 3 a 14, registrándose una ductilidad hasta de 3.21 en el nivel 8.

Condición 5. El patrón de ductilidades del edificio para este caso es muy parecido al de la condición 4, ya que la interacción por N-K no introduce modificaciones importantes en el comportamiento de la estructura. Sin embargo,

cabe resaltar, que para este caso la degradación de rigidez si juega un papel significativo en dicho comportamiento.

Condición 6. Esta combinación es la que registra las mayores demandas de ductilidad, con magnitudes hasta de 4.5. Como se observa en la gráfica, el patrón de ductilidades difiere en forma notable del que se obtiene en las condiciones anteriores. Tanto la interacción, como la degradación de rigidez, juegan un papel importante. La demanda de ductilidad más alta se registra en el nivel 12, con 4.51. Puede observarse también, que en el nivel 17 y superiores, contrariamente a lo que se esperaba, las ductilidades se incrementaron en estos puntos, debido a que, como se verá más adelante, se forma un mecanismo local con tendencia a la falla. Bajo esta condición, y para los dos edificios, se encuentra que la interacción suelo-estructura puede llegar a ser importante en la respuesta sísmica inelástica.

6.2.3 Articulaciones en los miembros

Durante una excitación sísmica, los miembros de una estructura, tanto verticales como horizontales, están expuestos a elementos mecánicos (fuerzas cortantes, momentos flexionantes y cargas axiales en el caso de columnas) que se aplican en forma cíclica.

Cuando estos elementos mecánicos alcanzan intensidades considerables, pueden obligar al miembro a "fluir", incursionando en el rango inelástico. Bajo esta situación, se forman articulaciones en uno o ambos extremos del miembro. Una articulación es capaz de disipar energía soportando grandes deformaciones conservando cierta capacidad de carga, pero con el inconveniente de que bajo cargas cíclicas el elemento va perdiendo rigidez y capacidad de carga (y posiblemente llegar a la falla), obligando a efectuar reparaciones de magnitud no despreciable.

Cuando se forman articulaciones en los miembros, se tiene tendencia a sufrir mayores deformaciones de entrepiso y mayores demandas de ductilidad. Esto implica también que existan mayores efectos por degradación de rigidez, ya que ésta se encuentra directamente ligada con la deformación y con el número de ciclos en que el miembro incursiona en el rango inelástico.

1) Edificio "A"

En la figura 6.7 se muestran los sitios donde se forman articulaciones para las primeras seis condiciones de análisis en el edificio "A", agrupadas en tres rangos; de acuerdo con las rotaciones máximas desarrolladas en las articulaciones, en radianes. Este es un aspecto más bien cualitativo, pero permite ver de una forma práctica la localización de los miembros que trabajan inelásticamente, y en su caso, anticipar un posible mecanismo de falla.

Las condiciones 1 y 2 son las que muestran el menor número de articulaciones plásticas (46 y 57, respectivamente), sin embargo, para la condición 3, se aprecia un aumento considerable de ellas, además de presentarse algunas articulaciones aisladas en columnas, de magnitud pequeña.

En las condiciones de análisis 4 y 5 se observa un comportamiento parecido en la aparición de articulaciones al de las condiciones 1 y 2, aunque con rotaciones mayores. En cuanto a la condición 6, existe un buen número de articulaciones de magnitud considerable (bajo esta condición aparecen las mayores rotaciones de todas las condiciones). Es importante aclarar que bajo la condición 6 aparecen varias articulaciones en columnas de magnitud no muy grande, sin embargo, la ubicación de ellas pudiese en un momento dado, generar un mecanismo de falla local, principalmente en los niveles 12 y 13.

2) Edificio "B"

En la figura 6.8 se muestran las articulaciones que se forman en el Edificio "B" para las distintas condiciones de análisis.

En las condiciones 1 y 2 aparecen articulaciones en casi todas las vigas, con las menores magnitudes de todas las condiciones. Para la condición 3 hay articulaciones en todas las vigas, y con magnitudes mayores con respecto a las dos condiciones anteriores; aparecen dos articulaciones en columnas.

Las condiciones 4 y 5 muestran una distribución de articulaciones con cierto parecido a las que tienen las condiciones 1 y 2, pero con magnitudes mayores; aparecen también más articulaciones aisladas en columnas. Bajo la condición 6

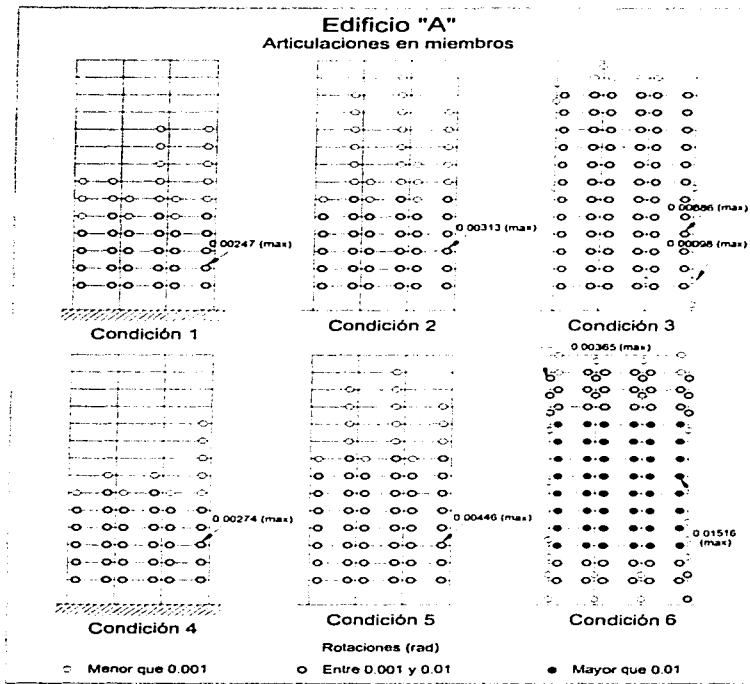


Figura 6.7 Formación de articulaciones en el Edificio "A".

Edificio "B"

Articulaciones en miembros

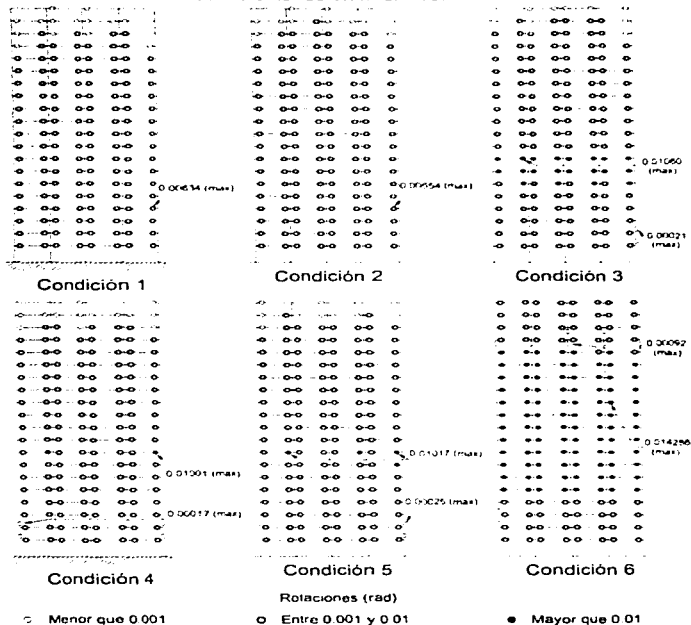


Figura 6.8 Formación de articulaciones en el Edificio "B".

aparecen articulaciones plásticas en todas las vigas, con magnitudes sensiblemente mayores con respecto a todas las condiciones anteriores; en columnas se observan varias articulaciones de magnitud moderada, sin embargo, en el nivel 17 se forma un mecanismo local con tendencia a la falla, esto podría explicar las altas ductilidades de entrepiso de los niveles 16 y superiores que aparecen en la figura 6.6.

De igual manera que con los parámetros anteriores, la interacción suelo-estructura por N-K introduce incrementos pequeños en la cantidad y magnitud de las articulaciones plásticas que se presentan en los edificios, mientras que la interacción por NTCS introduce incrementos significativos.

Por otra parte, si se considera degradación de rigidez en vigas debida a carga cíclica, se aprecian incrementos adicionales en la respuesta de los edificios, sobre todo en el análisis de la condición 6, ya que por la ubicación de las articulaciones, sobre todo en las columnas, se generan mecanismos locales que, si se tienen rotaciones de magnitud considerable, podrían conducir a la falla de las estructuras.

Debe hacerse notar que en ambos edificios, si bien se forman mecanismos locales bajo la condición 6, la magnitud de las articulaciones en columnas (así como el intervalo de tiempo en que éstas trabajan inelásticamente) no conducen a un colapso inmediato de la estructura, pero sí pueden ocasionar daños irreversibles y conducirla a un estado límite de falla (Art. 183 del RCDF-93). Bajo estas circunstancias deberá elegirse entre permitir daño, quizá irreversible, en la estructura, o rediseñarla en forma más conservadora, y por lo tanto más costosa, aunque esto último no garantiza que la estructura quede exenta de daños bajo un sismo de gran magnitud, como el que se considera en esta tesis.

6.3 Resultados adicionales

Además de las condiciones analizadas en el inciso 6.2, se realizaron otros análisis sísmicos, esta vez bajo dos propósitos que complementan al objetivo principal de este trabajo.

El primero de ellos es observar la respuesta de los edificios bajo el sismo SCT, asignando constantes de rigidez y amortiguamiento a partir de un promedio entre los que se usaron con interacción por N-K y por NTCS. Con esto se busca analizar como varía la respuesta de las estructuras en función de las constantes de

rigidez y amortiguamiento que puedan presentar los sistemas suelo-cimentación. Se eligen valores promedio de entre los dos criterios estudiados anteriormente, dado que se encuentran diferencias grandes entre ambos. No se consideran valores mayores a los estudiados, dado que los resultados muestran que para tales valores el efecto de la interacción no parece ser importante.

El segundo propósito es determinar la influencia del amortiguamiento en la respuesta, debido a que en las NTCS no se considera éste. Para ello, se realizaron análisis con interacción suelo-estructura por el criterio N-K, asignando constantes de amortiguamiento iguales a cero.

Ambas variantes se realizaron también sin y con degradación de rigidez en vigas, dando origen a las condiciones extras de análisis 7 a 10, resumidas en el capítulo 4.

Los parámetros de respuesta serán los siguientes: desplazamientos en los niveles, deformaciones de entrepiso y ductilidades de entrepiso, todos ellos con su valor máximo.

1) Edificio "A"

En las figuras 6.9 a 6.11 se muestran los parámetros de respuesta en el Edificio "A", bajo las condiciones 7 y 9 (interacción suelo-estructura promedio sin y con degradación de rigidez, respectivamente). Para fines de comparación, en las figuras aparecen también los resultados de las condiciones 2, 3, 5 y 6 (interacción por N-K y por NTCS, sin y con degradación de rigidez).

Bajo las seis primeras condiciones de análisis, pudo observarse una diferencia notable entre la respuesta bajo interacción por N-K y la respuesta bajo interacción por NTCS, siendo mayores para todos los casos las segundas.

En las tres figuras, puede observarse que los parámetros de respuesta bajo interacción suelo-estructura asignando constantes promedio, se encuentran cercanos a los obtenidos con interacción por N-K, siendo los primeros solo un poco mayores. Esto indica que dicho parámetros de respuesta no necesariamente se incrementan en forma proporcional a las constantes de rigidez y amortiguamiento.

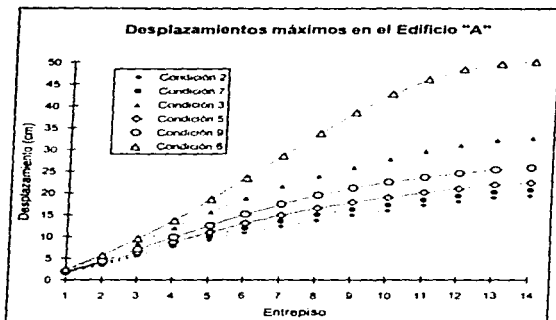


Figura 6.9 Desplazamientos máximos en Edificio "A", incluyendo ISE promedio.

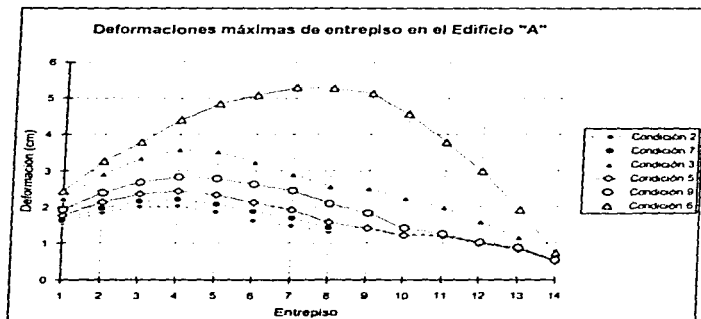


Figura 6.10 Deformaciones máximas de entrepiso en Edificio "A", incluyendo ISE promedio.

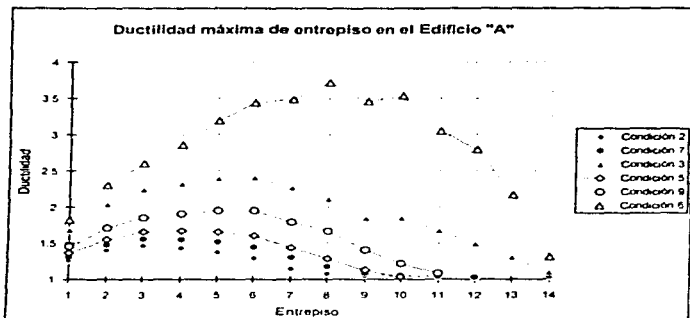


Figura 6.11 Ductilidad máxima de entropiso en Edificio "A", incluyendo ISE promedio.

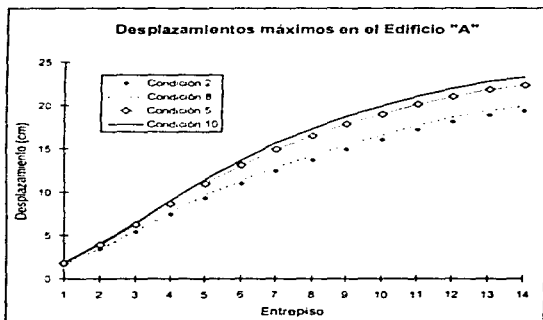


Figura 6.12 Desplazamientos máximos en Edificio "A", incluyendo ISE (N-K) con amortiguamiento igual a cero.

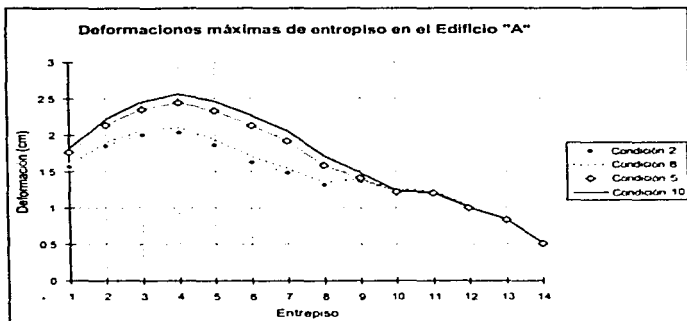


Figura 6.13 Deformaciones máximas de entrepiso en Edificio "A", incluyendo ISE (N-K) con amortiguamiento igual a cero.

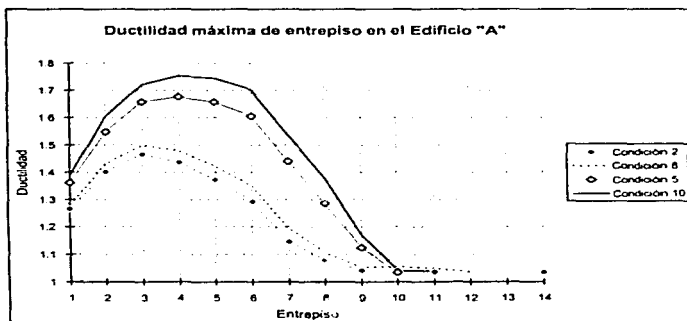


Figura 6.14 Ductilidad máxima de entrepiso en Edificio "A", incluyendo ISE (N-K) con amortiguamiento igual a cero.

Con el objeto de averiguar la importancia del amortiguamiento, en las figuras 6.12 a 6.14 se muestran los parámetros de respuesta asignando las constantes de rigidez de acuerdo al criterio N-K, y asignando un valor igual a cero a sus constantes de amortiguamiento (condiciones 8 y 10, sin y con degradación de rigidez, respectivamente).

Cuando se considera interacción por N-K con amortiguamiento cero, los parámetros de respuesta sufren solo un ligerísimo incremento con respecto a los que se obtuvieron con interacción por N-K (condiciones 2 y 5).

2) Edificio "B"

De la misma manera que en el Edificio "A", se realizaron análisis de respuesta sísmica en el Edificio "B" para las condiciones 7 a 10.

En las figuras 6.15 a 6.17 se muestran los parámetros de respuesta, incluyendo las condiciones 7 y 9. Se observa que la respuesta bajo la interacción promedio es solo ligeramente mayor a la obtenida con interacción por N-K, siendo menor su efecto cuando no se toma en cuenta la degradación de rigidez.

Las figuras 6.18 a 6.20 presentan los parámetros de respuesta, incluyendo las condiciones de análisis 8 y 10 (amortiguamiento cero). Se observa en estas figuras que la respuesta del edificio es prácticamente igual considerando o no el amortiguamiento, lo cual indica que, aún cuando el amortiguamiento contribuye a aminorar la respuesta de una estructura (independientemente de que se considere o no la interacción suelo-estructura, su influencia (por lo menos en los modelos estudiados) no suele ser significativa.

Pudo observarse también que, la presencia de amortiguamiento en el sistema suelo-cimentación es aún menos significativa en el Edificio "B" que en el Edificio "A".

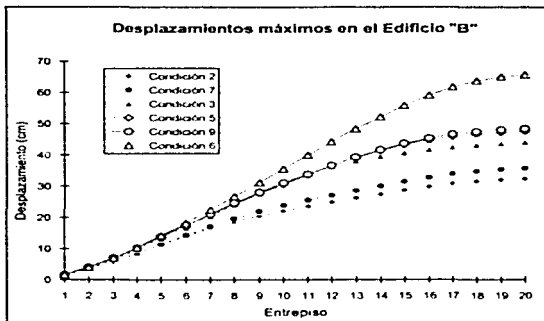


Figura 6.15 Desplazamientos máximos en Edificio "B", incluyendo ISE promedio.

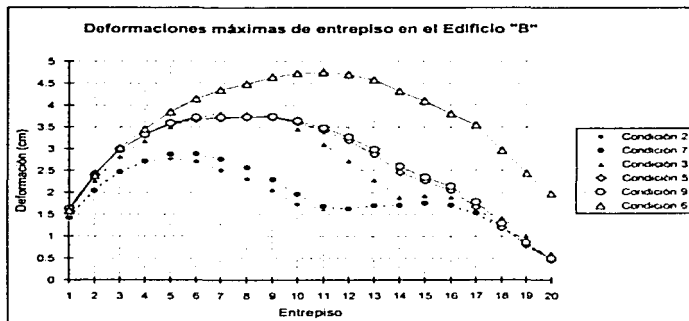


Figura 6.16 Deformaciones máximas de entrepiso en Edificio "B", incluyendo ISE promedio.

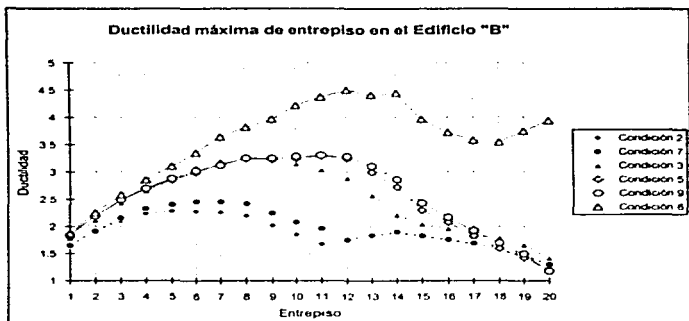


Figura 6.17 Ductilidad máxima de entrepiso en Edificio "B", incluyendo ISE promedio.

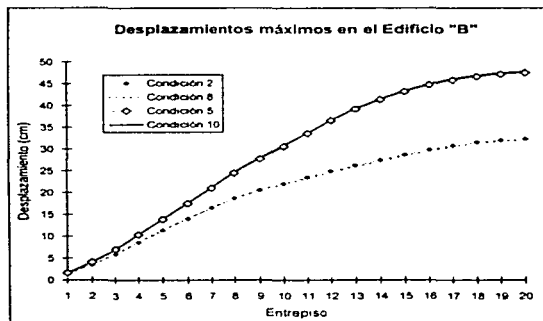


Figura 6.18 Desplazamientos máximos en Edificio "B", incluyendo ISE (N-K) con amortiguamiento igual a cero.

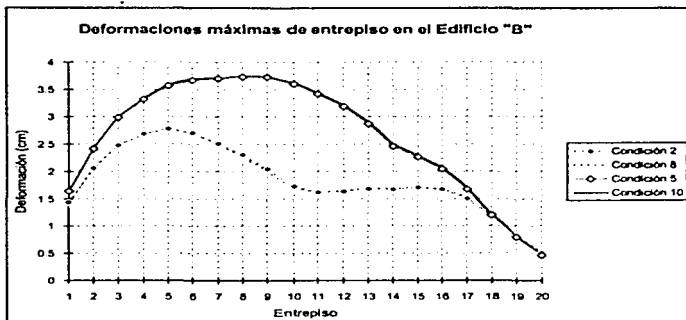


Figura 6.19 Deformaciones máximas de entrepiso en Edificio "B", incluyendo ISE (N-K) con amortiguamiento igual a cero.

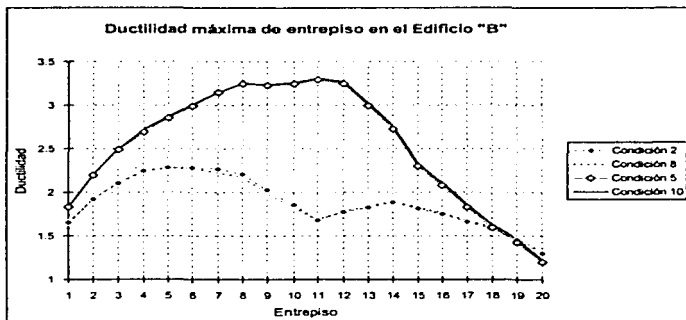


Figura 6.20 Ductilidad máxima de entrepiso en Edificio "B", incluyendo ISE (N-K) con amortiguamiento igual a cero.

Conclusiones

A lo largo de este trabajo se ha estudiado la influencia que pudiese tener la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica inelástica en estructuras, sobre todo cuando éstas se desplantan en terreno blando. Para esto se realizaron análisis de respuesta sísmica en dos estructuras apoyadas sobre pilotes de punta y modeladas como marcos planos, empleando diferentes métodos para calcular las propiedades dinámicas del sistema suelo-cimentación. En algunos casos se consideró en vigas la degradación de rigidez que pudiera presentarse cuando éstas se someten a carga cíclica.

Para los edificios analizados en este trabajo, la inclusión del efecto de la interacción suelo-estructura incrementa, en mayor o menor grado, la respuesta de los mismos, principalmente en los niveles intermedios. Este incremento de respuesta dependerá de varios factores, como son: las constantes de rigidez que se asignen al sistema suelo-cimentación, las dimensiones y el número de niveles que se tengan, el periodo de vibración, el comportamiento histerético de sus miembros, entre otras.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la respuesta de las estructuras cuando se considera interacción suelo-estructura por el criterio N-K y no se toma en cuenta el efecto de la degradación de rigidez en trabes, no difiere en gran medida de aquella que se obtiene en el análisis sísmico tradicional, es decir, cuando se considera la estructura sobre un suelo perfectamente rígido.

En cambio, cuando se considera interacción suelo-estructura por el criterio de las NTCS los incrementos en la respuesta de las estructuras es notable. Las NTCS proporcionan, por medio de un modelo simplificado, unas constantes de rigidez a la rotación, así como a la traslación lateral y vertical que resultan muy pequeñas en comparación con los otros métodos que se han visto. Esto significa que las NTCS consideran un sistema suelo-cimentación menos rígido, lo cual propicia mayores respuestas. En este criterio, no se considera la presencia de amortiguamiento, por la dificultad de encontrar un modelo adecuado que tenga la suficiente versatilidad

para ser usado en forma práctica, además de que, como se vio en el capítulo 6, la ausencia de amortiguamiento prácticamente no introdujo cambios en el comportamiento de las estructuras, por lo menos en los modelos estudiados.

De acuerdo con las altas respuestas obtenidas con el criterio de las NTCS, los valores de rigidez asignados al sistema suelo-cimentación propician que el efecto de interacción suelo-estructura sea más significativo. Esto origina un incremento del periodo natural y una modificación en la configuración del modo fundamental de vibración.

Existen diversas investigaciones con el propósito de establecer en las NTCS un mejoramiento en el aspecto de la interacción. Con el paso del tiempo y el progreso en los estudios, se espera que en futuras revisiones de las Normas aparezcan reflejados los avances logrados.

El método que en esta tesis se denominó N-K considera fundamentalmente la rigidez y el amortiguamiento de los pilotes en forma individual, que, para el conjunto de pilotes, estos parámetros suelen ser mayores (sobre todo en el caso de rigidez a la rotación en pilotes de punta) que la rigidez asociada al cajón de cimentación. Con esto se logra un sistema suelo-cimentación más rígido que con el criterio de las NTCS. La principal desventaja que presenta este método es la complejidad en su cálculo, por lo que se hace recomendable contar con un programa de cómputo.

Con respecto a los métodos de cálculo que siguen los principios del criterio N-K, a la fecha prevalece la incertidumbre de cómo considerar el efecto de grupo, ya que éste depende en gran medida del número, separación y disposición de los pilotes, y en el caso dinámico, de la frecuencia que tenga la excitación. Existen investigaciones sobre este aspecto, sin embargo, aún no se ha logrado una forma práctica y confiable de analizar este fenómeno.

En algunas condiciones de análisis se asignaron arbitrariamente constantes de rigidez y amortiguamiento a partir de un promedio entre NTCS y N-K. Los análisis realizados muestran que las variaciones en las constantes de rigidez y amortiguamiento no introducen cambios importantes en la respuesta. Es decir, la respuesta de los edificios con interacción suelo-estructura promedio se mantuvo cercana a la que se obtuvo con interacción por N-K, de modo que aún la interacción promedio introdujo efectos moderados en la respuesta de los edificios.

Se pudo observar en las diversas condiciones de análisis, que la formación de articulaciones plásticas corresponde a lo previsto por las NTCC, por lo que los requerimientos para el diseño de edificios dúctiles, en forma general conducen a un comportamiento en el que la mayor parte de estas articulaciones se forman en las vigas y no en las columnas. Aquí se encuentra que el criterio de columna fuerte y viga débil del concepto de marco dúctil de las NTCC parece adecuado para lograr que las articulaciones plásticas aparezcan en las vigas y se evite que lo hagan en columnas. Para los edificios estudiados, el diseño que proponen las NTCC fue adecuado para que la estructura tuviera un buen comportamiento ante el sismo empleado en los análisis.

Bajo la condición 6 de análisis, se presenta en los edificios un mecanismo local a base de articulaciones en columnas que pueden conducir a la falla. No obstante, debe tenerse en cuenta que quizá estas condiciones sean extremas.

En algunas condiciones de análisis se consideró degradación de rigidez en vigas por carga cíclica. Este parámetro simula un comportamiento de la estructura que se apega más a la realidad. La degradación de rigidez se presenta cuando los miembros de una estructura trabajan dentro del rango inelástico, esto sucede principalmente en materiales de naturaleza frágil, como el concreto. Los efectos por degradación de rigidez están en función de las fuerzas aplicadas y el número de ciclos en que el miembro incurse en el rango inelástico.

En los edificios estudiados, los efectos por degradación de rigidez incrementaron la respuesta, principalmente en el Edificio "B" con interacción por NTCS, en el cual se presentaron demandas de ductilidad muy altas.

En este trabajo se ha observado que, por lo general, la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica ha sido moderada, excepto cuando se utilizó el método de las NTCS, por las cuestiones que ya se han citado.

Para llevar a cabo un análisis de respuesta sísmica que incluya la interacción suelo-estructura deberá tenerse especial cuidado en el cálculo de las constantes, sobre todo de rigidez, ya que un sistema suelo-cimentación demasiado rígido no mostrará influencia de la interacción, y un sistema suelo-cimentación demasiado flexible introducirá altas respuestas, que sobrestimen el efecto de la interacción.

Por lo anterior, es necesario seguir investigando sobre los diferentes métodos que se han desarrollado para calcular las constantes de rigidez del sistema suelo-cimentación cuando se utilizan pilotes, ya sea de punta o de fricción, incluyendo la forma de considerar el efecto de grupo.

Con el estudio de solamente dos edificios no es posible generalizar para todos los casos, sin embargo, los resultados presentados son útiles para evaluar la importancia que puede tener la consideración de interacción suelo-estructura, y servir como una base para investigaciones futuras, ya que la interacción suele influir más cuando se tienen estructuras desplantadas en suelo blando. Es recomendable, que se sigan realizando investigaciones de este tipo con diferentes estructuras, otras variables, etc., para que a futuro se tenga una idea más detallada del significado de la interacción suelo-estructura, que en todos los casos, en mayor o menor medida, siempre está presente.

Bibliografía

- Alvarez Gallegos, Germán, "Influencia de las Condiciones de Cimentación en la Respuesta Dinámica de las Estructuras", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1991.
- Creixell, José, "Construcciones Antisísmicas y Resistentes al Viento", Ed. Limusa, México, 1993.
- Departamento del Distrito Federal:
 - (a) "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", publicado en el Diario Oficial de la Federación el 2 de agosto de 1993, Ed. Sista, México.
 - (b) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México, 1996.
 - (c) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México, 1995.
 - (d) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", México, 1995.
- De Buen y López de Heredia, Oscar, et. al., "Apuntes de Diseño Estructural", Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1995.
- Dowrick, D. J., "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos, para Ingenieros y Arquitectos", Ed. Limusa, México, 1992.
- Esteva, L. y Mendoza, E., "Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en la Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios", Informe Interno, Proyecto 6704, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, jul. 1989.
- Fundación ICA A. C., "Experiencias Derivadas de los Sismos de Septiembre de 1985", Ed. Limusa, México, 1989.

- Gazetas, George, "Foundation Vibrations", Cap. 15. Foundation Engineering Handbook, Second Edition, edited by HSAI-YANG FANG, Van Nostrand Reinhold, 1991.
- Holguín, Ernesto, et. al., "Diseño Geotécnico de Cimentaciones", editado por TGC Geotecnia S.A., México, 1992.
- Instituto de Ingeniería, "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Series del Instituto de Ingeniería, No. ES-2, U.N.A.M., México, Nov. 1991.
- Jaime, A., Romo, Miguel P. y Ovando, Efrain, "Características del Suelo en el Sitio SCT", Informe Interno, Proyecto 6504, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1987.
- Kuhlemeyer, Roger L., "Static and Dynamic Laterally Loaded Floating Piles", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, GT2, Feb. 1979.
- Mena, E., et. al., "Catálogo de Acelerogramas Procesados del Sismo del 19 de Septiembre de 1985, Parte I: Ciudad de México", Series del Instituto de Ingeniería, No. 497, U.N.A.M., México, julio 1986.
- Mendoza, E., "Programa de Computadora para Análisis Sísmico Inelástico de Marcos Planos con Interacción Suelo-Estructura", Informe Interno, Proyecto 9767, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1991.
- Novak, Milos, "Vertical Vibration of Floating Piles", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 103, Feb. 1977.
- Paz, Mario, "Dinámica Estructural", Ed. Reverté, Barcelona, 1992.
- Pérez Rocha, L. E. y Aguilar Becerril, H. R., "Efectos de la Interacción Suelo-Estructura en la Ductilidad Estructural", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal., México, 1993.

- Powell, G. H., "DRAIN-2D, User's Guide", Earthquake Research Center, University of California, Berkeley, Cal. Sep. 1973.
- Puebla Cadena, Humberto, "Influencia de la Rigidez del Terrano de Cimentación en los Resultados de la Interacción Estática Suelo-Estructura", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1994.
- Sarria, Alberto, "Ingeniería Sísmica", Ediciones Uniandes, Bogotá, Colombia, 1992.
- Vallejo Venegas, Ernesto Alonso, "Construcción de Cimentaciones", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., México, 1994.
- Veletsos, A. S., "Seismic Design for Soil-Structure Interaction", The State of the Art, VII World Congress of Earthquake Engineering, Turkey, 1980.