

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA



Facultad de Ingeniería Ensenada

Maestría y Doctorado en Ciencias e Ingeniería

**“Efecto de Interacción Dinámica Suelo-Estructura en el Análisis Sísmico
de un Edificio en Ensenada”**

TESIS

que para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA

Presenta:

FRANCISCO DAMIÁN DÍAZ GUZMÁN

Ensenada, BC, a agosto de 2009

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE INGENIERÍA ENSENADA

**Efecto de Interacción Dinámica Suelo-Estructura en el Análisis
Sísmico de un Edificio en Ensenada**

TESIS

Que para obtener el grado de maestría en ingeniería presenta:

Francisco Damián Díaz Guzmán

Aprobada por:



Dr. Fortunato Espinoza Barreras
Director de tesis



M.I. Ricardo Sánchez Vergara
Co-director de tesis



Dr. Carlos I. Huerta López
Miembro del comité

Ensenada Baja California, México. Agosto de 2009

RESUMEN

En este trabajo de tesis se presenta el análisis de un edificio de 12 niveles de elementos prefabricados en la ciudad de Ensenada donde se determina la respuesta dinámica considerando al edificio apoyado en base rígida y teniendo en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura, en el cual se considera a la estructura apoyada en suelo blando.

Se lleva a cabo un análisis lineal para evaluar la respuesta dinámica de la estructura bajo condiciones de cargas gravitacionales establecidas en el Capítulo 5 y 6 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del DF (2004).

Se realiza la obtención y distribución de las fuerzas sísmicas laterales de la estructura apoyada en base rígida utilizándose los criterios de diseño y análisis estructural del Capítulo 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004), que corresponden al análisis dinámico modal. La respuesta del edificio producida por el efecto de interacción suelo-estructura se determina aplicando el método mencionado en el apéndice A de estas mismas normas.

Se evalúa de la respuesta de sitio donde se recurre al uso de la vibración ambiental y posteriormente, mediante el uso del método de Nakamura, se obtiene el periodo predominante del suelo necesario para estimar la relevancia del efecto de interacción suelo-estructura.

En el transcurso de esta tesis, se presentan estudios relevantes de algunos autores sobre la consideración y consecuencias del efecto de interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de edificios. Además se muestran los procedimientos a seguir para determinar la respuesta dinámica de la estructura en estudio con base rígida y considerando el efecto de interacción suelo-estructura. También se presentan las distorsiones de entrepiso, que se determinan a partir de los desplazamientos relativos de cada nivel, para la estructura con base rígida y considerando el efecto de interacción suelo-estructura. Por último se hizo la comparación de ambas distorsiones con los valores máximos permitidos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004) establecidos en la sección 1.8 y apéndice A.4.

Dedicatoria

A Dios, por brindarme guía espiritual y otorgarme buena salud para poder alcanzar mis metas.

A mis muy queridos padres Alma Ruth y José Francisco, para ustedes este proyecto como muestra de mi gratitud, respeto y admiración. Gracias por su ejemplo de perseverancia, por su infinito amor y por apoyarme incondicionalmente en todas mis decisiones.

A mis hermanos Abraham y Darío, por su cariño, apoyo, consejo, paciencia y esperanza suficientes para no desistir en el logro de esta meta.

A mi cuñada Edith y sobrina Saraí, por su apoyo moral, como muestra de mi cariño.

A mi primo Rafael Guzmán, por su constante e incondicional apoyo.

A mi mejor amiga Natalie Millán, con gratitud y cariño, por su amistad incondicional, consejos, compañía, aliento en tiempos difíciles, por estar a mi lado siempre.

A mi mejor amigo Jesús Guerrero, por motivarme a emprender este proyecto, por apoyarme, pero sobre todo por su amistad incondicional.

A todos mis familiares, como muestra del cariño hacia ustedes.

Agradecimientos

Al Dr. Fortunato Espinoza Barreras, director de esta tesis, por compartir sus conocimientos y experiencias, por sus comentarios acertados, por su paciencia, por su apoyo y consejo incondicional, y sobre todo por su amistad.

Al M.I. Ricardo Sánchez Vergara, Co-director de esta tesis, gracias por sus comentarios y consejos atinados, por compartir sus conocimientos y experiencias, pero sobre todo gracias por su amistad.

Al Dr. Carlos I. Huerta López, sinodal de esta tesis, por orientarme en la elaboración de este proyecto, apoyarme con sus sugerencias y comentarios, por compartir sus conocimientos y por brindarme su amistad.

A mis amigos Keila Ludim Santos, José Antonio Estrada, Diana Karina Cárdenas y Antonio Martínez, por su apoyo, su gran cariño e invaluable amistad.

A mis compañeros de maestría, Rosa Lilia Pérez, Ernesto Lluhen, Luis Ángel Monge, Edith Zúñiga, Norma Candolfi y Rafael Muñoz, por su valioso apoyo e invaluable amistad.

Al Ing. Ramón Salazar, por sus invaluable consejos, la disponibilidad para ayudar, por todas las atenciones, por compartir sus conocimientos y experiencias, gracias especialmente por su amistad.

A mis compañeros de trabajo, Arq. Linda Salazar, Zenaida Gutiérrez y Cecilia Salazar, por su apoyo, su cariño y amistad incondicional hacia mi persona.

Al M.C. Ramiro Tapia, América Reynaga, Esmeralda Ramírez y José Adrian González, por compartir sus conocimientos, por la información proporcionada, la capacitación, la ayuda constante, por su paciencia y tiempo.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	ii
ÍNDICE	v
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS	x

CAPÍTULO 1

1.0 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN	1
1.1 Introducción	1
1.2 Interacción suelo-estructura y su influencia en la respuesta estructural	2
1.3 Algunos estudios de interacción suelo-estructura	4
1.4 Justificación	8
1.4 Planteamiento del problema	10
1.6 Objetivos	10
1.7 Descripción del edificio	10
1.8 Método	13
1.8.1 Análisis de cargas gravitacionales	13
1.8.2 Análisis de cargas sísmicas	14

CAPÍTULO 2

2.0 DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO	15
2.1 Introducción	15
2.2 Toma de datos en campo	16
2.2.1 SPAC (SPatial Auto-Correlation)	16
2.3 Análisis de resultados	18
2.3.1 Periodo predominante del suelo	18
2.3.2 Efecto interacción suelo-estructura	20

CAPÍTULO 3

3.0 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL.....	22
3.1 Introducción	22
3.2 Análisis gravitacional	23
3.3 Análisis dinámico	24
3.3.1 Periodo y formas modales	25
3.3.2 Procedimientos para el análisis modal	25
3.3.3 Análisis dinámico del edificio	28
3.3.4 Desplazamientos del edificio utilizando el software SAP2000	34
3.4 Distorsiones de entrepiso.....	34

CAPÍTULO 4

4.0 ANÁLISIS CONSIDERANDO EL EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	36
4.1 Introducción	36
4.2 Sistema suelo-estructura	37
4.3 Rigideces equivalentes del suelo	38
4.4 Respuesta del análisis modal corregidas por el efecto de interacción suelo-estructura	38
4.4.1 Periodo.....	38
4.4.2 Amortiguamiento.....	39
4.4.3 Cortante basal	40
4.4.4 Desplazamiento lateral	41
4.5 Respuesta de la estructura considerando el efecto de interacción suelo-estructura utilizando el software SAP2000	43
4.5.1 Periodo.....	44
4.5.2 Desplazamiento lateral	44
4.6 Distorsiones de entrepiso.....	45

CAPÍTULO 5

5.0 COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	46
5.1 Distorsiones de entrepiso considerando la base rígida del edificio	46
5.2 Distorsiones de entrepiso considerando el efecto de interacción suelo-estructura (ISE).....	47
5.3 Conclusiones	49
 ANEXOS	 51
REFERENCIAS.....	108

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
Tabla 3.1: Cargas gravitacionales.....	23
Tabla 3.2: Periodos (P) de vibración de la estructura	28
Tabla 3.3: Desplazamientos modales de entrepiso de los principales modos de vibración en ambas direcciones	29
Tabla 3.4: Pesos modales efectivos y peso total de la estructura en cada dirección de análisis	30
Tabla 3.5: Masas generalizadas y factores de participación modal de los tres modos en cada dirección de análisis	30
Tabla 3.6: Valores de los parámetros para calcular el espectro de aceleración	31
Tabla 3.7: Desplazamientos totales y relativos modales, fuerzas cortante por entrepiso en dirección X	31
Tabla 3.8: Desplazamientos totales y relativos modales, fuerzas cortante por entrepiso en dirección Y	32
Tabla 3.9: Desplazamientos permisibles, desplazamientos totales (U) y relativos (δU) por entrepiso (Especificaciones) en ambas direcciones	33
Tabla 3.10: Desplazamientos permisibles, desplazamientos totales (Δ) y relativos reales (δ), fuerzas cortante (V) por entrepiso (SAP2000) en ambas direcciones	34
Tabla 3.11: Distorsiones de entrepiso en ambas direcciones para el edificio con base rígida	34
Tabla 4.1: Periodos P_e , P_x , P_r y $\tilde{P}_e$ para determinar el periodo del sistema considerando el efecto de interacción suelo-estructura.....	39
Tabla 4.2: Amortiguamiento ζ_e , ζ_x , ζ_r y $\tilde{\zeta}_e$ del sistema considerando el efecto de interacción suelo-estructura.....	39
Tabla 4.3: Fuerza cortante por entrepiso en dirección X considerando el efecto de interacción suelo-estructura.....	41
Tabla 4.4: Fuerza cortante por entrepiso en dirección Y considerando el efecto de interacción suelo-estructura.....	41
Tabla 4.5: Desplazamientos laterales de entrepisos, corregidos por el efecto de interacción con el suelo en dirección X	42
Tabla 4.6: Desplazamientos laterales de entrepisos, corregidos por el efecto de interacción con el suelo en dirección Y	43

Tabla 4.7: Coeficientes de rigidez para cimentaciones someras y con pilotes.....	44
Tabla 4.8: Periodos de vibración de la estructura considerando el efecto interacción suelo-estructura	44
Tabla 4.9: Desplazamientos permisibles, desplazamientos totales (Δ) y relativos laterales (δ), fuerzas cortante (V) por entrepiso en ambas direcciones considerando el efecto de interacción suelo-estructura	45
Tabla 4.10: Distorsiones de entrepiso en ambas direcciones para el edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura (ISE)	45
Tabla 5.1: Porcentaje de distorsiones de entrepiso en ambas direcciones para el edificio con base rígida y considerando el efecto de interacción suelo-estructura (ISE)	49

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1: (a) Modificación del movimiento del campo libre considerando un cambio de aceleración ($=a$) mostrada en la gráfica de a versus t , y (b) una aceleración a^* que cambia debido a la presencia de estructuras (Soriano, 1989).....	2
Figura 1.2: Respuesta sísmica de estructura (a) cimentada en roca, (b) empotrada en suelo descansando en roca con campo libre. En esta figura A representa la cimentación rígida de la estructura, B es roca, C y D son nodos en campo libre, 0 es la cimentación en suelo flexible de la estructura. (Wolf, 1994)	3
Figura 1.3: Modelo de elementos finitos del sistema suelo-estructura (Romo y Bárcena, 1993).....	5
Figura 1.4: Características del modelo dinámico equivalente. (a) Propiedades del modelo y (b) Configuración deformada del modelo (Botero et al., 2004).	6
Figura 1.5: Edificio instrumentado y planta tipo (Murià et al., 2002)	7
Figura 1.6: Gráfica de $\log$ de K_{ss} contra f/f_{FB} para la consideración del efecto ISE en la determinación de la frecuencia fundamental de edificios (Khalil et al., 2007)	7
Figura 1.7: Población total del estado de Baja California (INEGI. Censo de Población y Vivienda, 2005).....	8
Figura 1.8: Epicentros de temblores de la región registrados durante el año 2005 (RESNOM, 2006).....	9
Figura 1.9: Punto de localización del edificio al que se realiza el análisis estructural con coordenadas geodésicas latitud $32^{\circ} 03' 25.88''$ norte y longitud $116^{\circ} 52' 44.29''$ oeste (Google, 2008).	11
Figura 1.10: (a) Fachada Posterior y (b) Corte Longitudinal del edificio.....	11
Figura 1.11: Plantas arquitectónicas del edificio	12
Figura 1.12: Regionalización sísmica del estado de Baja California. La zona B es una zona donde el riesgo sísmico es menor. La zona C es la zona de mayor riesgo sísmico. (Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, 1992).....	13
Figura 1.13: Regionalización Sísmica de la República Mexicana (Servicio Sismológico de la UNAM)	14
Figura 2.1: Arreglo de sensores y dimensiones SPAC	16
Figura 2.2: (a) Sensor Episensor Modelo FBA ES-T y (b) Grabadora SSR-1 de Kinemetrics.	17

Figura 2.3: Esquema de obtención y registro de datos con el arreglo SPAC.....	17
Figura 2.4: Razones espectrales ($H1/V$ y $H2/V$) de registros obtenidos del arreglo SPAC a 5 m (Tapia et al., 2008) ...	19
Figura 2.5: Razones espectrales ($H1/V$ y $H2/V$) de registros obtenidos del arreglo SPAC a 20 m (Tapia et al., 2008)..	20
Figura 3.1: Sección de viguetas de concreto para losa de entrepiso y azotea, cota en cm.....	23
Figura 3.2: Idealización de la estructura, donde m_j es la masa concentrada de entrepiso (Park et al., 2007)	24
Figura 3.3: Tres modos de vibración para una estructura de mediana altura, donde F_j es la carga de entrepiso y Δ_n es el desplazamiento modal de la estructura (Park et al., 2007).....	25
Figura 3.4: Configuraciones modales de los principales modos de vibración en ambas direcciones	29
Figura 3.5: Espectro de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004)	30
Figura 4.1: Modelo para considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el modo fundamental de vibración; desplazamiento lateral de la estructura relativo al terreno (Avilés y Pérez Rocha, 2004)	37
Figura 5.1: Distorsiones de entrepiso en dirección X considerando la base rígida del edificio.....	46
Figura 5.2: Distorsiones de entrepiso en dirección Y considerando la base rígida del edificio.....	47
Figura 5.3: Distorsiones de entrepiso en dirección X considerando el efecto de ISE en el edificio	48
Figura 5.3: Distorsiones de entrepiso en dirección Y considerando el efecto de ISE en el edificio	48

CAPÍTULO 1

1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

La respuesta de una estructura durante un terremoto depende de las características del terreno en movimiento, el suelo adyacente, y la estructura (Chen y Scawthorn, 2003). Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno (Bazán y Meli, 2002).

El análisis de edificios se lleva normalmente a cabo suponiendo que el movimiento que se aplica en su base, o las fuerzas estáticas equivalentes que se ejercen en sus distintos niveles, son independientes de las características de la cimentación. Sin embargo, existen casos en que el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo-estructura es sensiblemente diferente del que habría ocurrido en dicho punto si la estructura no estuviese presente; en estos casos se dice que existe interacción suelo-estructura (Bazán y Meli, 2002).

El efecto interacción suelo-estructura influye en el comportamiento dinámico de la estructura pues se refleja en un aumento en el periodo fundamental así como en un aumento en el amortiguamiento del sistema en comparación con el modelo de base fija, que no considera al suelo de cimentación (García, 2006).

El objetivo de este capítulo es analizar los estudios realizados por otros autores sobre la consideración del efecto de interacción suelo-estructura en edificios y justificar el análisis sísmico de un edificio en Ensenada considerando tal efecto.

1.2. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y SU INFLUENCIA EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

El efecto de interacción suelo-estructura (ISE) es el mecanismo por el que la presencia de la estructura influye en el movimiento del terreno (Soriano, 1989) y consiste en la diferencia entre la respuesta de un punto donde está situada una estructura y la respuesta que debería experimentar ese punto si la estructura no estuviera (Espinoza, 1999), tal como se ilustra en la figura 1.1 donde sí difieren los movimientos en el punto A, debido a interacción suelo-estructura (Rosenblueth, 1992).

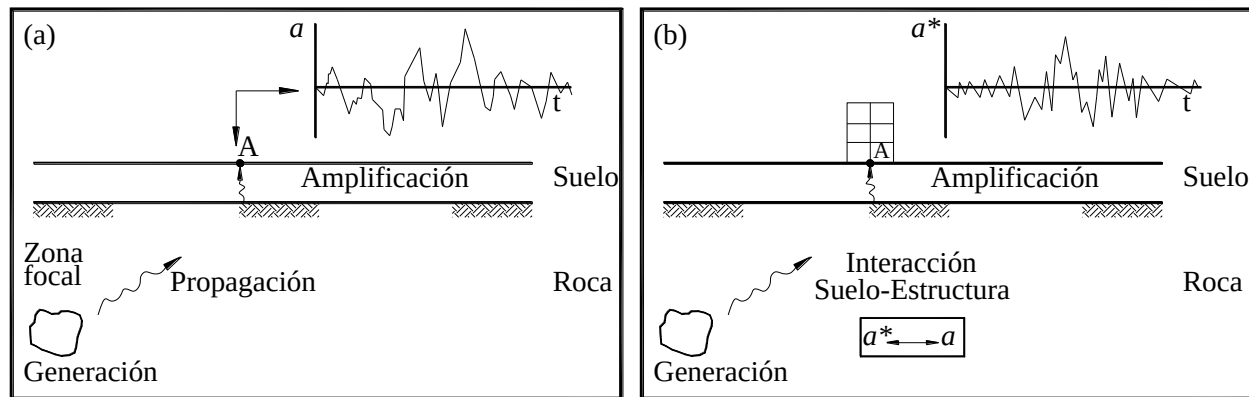


Figura 1.1 (a) Modificación del movimiento del campo libre considerando un cambio de aceleración ($=a$) mostrada en la gráfica de a versus t , y (b) una aceleración a^* que cambia debido a la presencia de estructuras (Soriano, 1989).

El efecto ISE es muy notorio en el cálculo de edificaciones y generalmente se considera beneficioso al sistema estructural bajo cargas sísmicas (Khalil et al., 2007), porque influye en el comportamiento dinámico de la estructura, ya que se refleja en un aumento en el periodo fundamental así como en un aumento en el amortiguamiento del sistema en comparación con el modelo de base fija, que no considera al suelo de cimentación (García, 2006). Se sabe que el efecto ISE reduce los esfuerzos que ocurren en estructuras de edificaciones, por lo tanto, el no tomar en cuenta tal efecto conducirá en general a un proyecto conservador (Espinoza, 1999). Hay situaciones en las que el efecto ISE es desfavorable, como el aumento en la separación entre edificios colindantes para que no choquen durante el sismo (Soriano, 1989). Estudios recientes y las observaciones postsísmicas sugieren que la ISE pueda ser perjudicial y descuidar la influencia podría conducir al diseño inseguro para la superestructura y la cimentación especialmente para las estructuras cimentadas en suelo blando (Khalil et al., 2007).

Cuando la onda sísmica atraviesa un estrato de suelo blando hace que ésta se atenúe o se amplifique respecto al suelo firme, como resultado de fenómenos de difracción múltiple. Una vez que la onda sísmica llega a la base de la estructura produce en el sistema suelo-cimentación un efecto de interacción dinámico (Botero et al.,

2004), el cual consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de éste ante la excitación sísmica (Avilés y Pérez-Rocha, 2004).

Para ilustrar los aspectos más destacados de la interacción suelo-estructura Wolf (1994) utiliza la explicación desarrollada a continuación. En la figura 1.2 se presenta la respuesta sísmica de una estructura cimentada en roca y se compara con la misma estructura de base rígida empotrada en suelo blando que también descansa en roca. Las ondas sísmicas incidentes con movimiento horizontal (denominadas movimiento de control) con propagación vertical en la roca son las mismas en los dos casos. Los movimientos longitudinales que se presentan como flechas sólidas son proporcionales a la excitación sísmica.

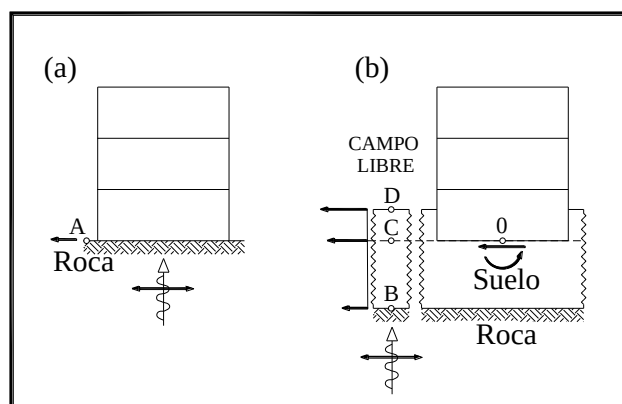


Figura 1.2 Respuesta sísmica de estructura (a) cimentada en roca, (b) empotrada en suelo descansando en roca con campo libre. En esta figura A representa la cimentación rígida de la estructura, B es roca, C y D son nodos en campo libre, 0 es la cimentación en suelo flexible de la estructura. (Wolf, 1994).

Para la estructura cimentada sobre la roca (Figura 1.2 a), el movimiento de control en el punto A puede aplicarse directamente a la base de la estructura. La aceleración resultante de entrada al aplicarse cargas horizontales inerciales será constante a lo largo de la altura de la estructura. Durante el terremoto, va a desarrollar un momento de volteo y una fuerza cortante transversal que actúa en la base. Como la roca se supone que es rígida, estos dos esfuerzos resultantes no darán lugar a deformaciones adicionales en la base. El consiguiente desplazamiento horizontal de la base es igual al movimiento de control sísmico y no surgirá movimiento de cabeceo.

Para la estructura cimentada en el suelo flexible (Figura 1.2 b) el movimiento de la base de la estructura en el punto 0 será diferente del movimiento de control. Para obtener información sobre la manera en que el suelo afecta a la respuesta dinámica de la estructura, es conveniente distinguir entre los siguientes tres efectos. Primero, la respuesta del movimiento del sitio en ausencia de la estructura y de cualquier excavación, será diferente de la respuesta del movimiento de control. Si no hubiera una capa de suelo en la parte superior de la roca en el punto B, el movimiento ficticio en esta roca sería igual a la del movimiento de control. La presencia de la capa de suelo reducirá el movimiento en el punto B. Las correspondientes ondas se propagan verticalmente a través de la capa de suelo, por lo que los movimientos en los puntos C y D difieren del

movimiento en el punto B. El punto C y D son nodos en el campo libre que posteriormente se encuentran en la estructura de suelo cuando el edificio se ha construido. En general, en función de su contenido de frecuencia, el movimiento es amplificado, lo que dio lugar a desplazamientos horizontales hacia la superficie libre del sitio. Segundo, la excavación y la colocación de la base rígida en el sitio modifica el movimiento. La base experimentará algún desplazamiento horizontal promedio y un cabeceo, llamado movimiento de entrada efectiva a la cimentación (interacción cinemática) (Espinoza, 1999). El movimiento produce aceleraciones diferentes a las aceleraciones aplicadas en el caso de una estructura cimentada sobre roca. Tercero, las fuerzas inerciales aplicadas a la estructura conducirá a un momento de volteo y una fuerza cortante transversal que actúa en el punto O que causarán deformaciones en el suelo (interacción inercial) (Espinoza, 1999) y, por tanto, una vez más, modificarán el movimiento en la base.

La interacción inercial está controlada por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo y la cinemática depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica y para fines prácticos es recomendable que ambos efectos de interacción se traten de forma independiente (Avilés y Pérez-Rocha, 2004). El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el incremento o reducción del amortiguamiento, la modificación de la demanda de ductilidad estructural, son producidos por la interacción inercial debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema acoplado (Botero et al., 2004). Si el cimiento es suficientemente rígido, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación (filtrado de los componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica), así como la generación de cabeceo y torsión de la cimentación (Avilés y Pérez-Rocha, 2004).

La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del terreno alrededor de la cimentación (Avilés y Pérez-Rocha, 2004). El cabeceo introducido en la base afectará la respuesta, especialmente en la parte superior de una estructura alta reduciendo los valores de las fuerzas laterales (Espinoza, 1999), en el cortante basal y en los momentos de volteo calculados para la estructura, e incrementará los desplazamientos laterales (Botero et al., 2004).

1.3. ALGUNOS ESTUDIOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Romo y Bárcena (1993 y 1994) analizaron dos edificios en la ciudad de México utilizando un modelo de elementos finitos. a) Edificio Bernardo Quintana, con cimentación a base de cajones profundos en el cual se presentó un doble efecto de amplificación-atenuación de las amplitudes espectrales que se debe básicamente al efecto de la interacción dinámica que se desarrolla entre el edificio y el suelo aledaño. b) Edificio Secundaria #3, con cimentación superficial el cual no modifica apreciablemente los movimientos de campo libre.

El modelo de la figura 1.3 es bidimensional y está dotado de fronteras laterales que permiten transmitir la energía desarrollada por la interacción y, así, simular el campo libre estratificado. Sin embargo tiene acoplado amortiguadores viscosos en los grados de libertad para simular la disipación de energía en la dirección perpendicular al plano de análisis. De esta manera se toma en cuenta aproximadamente el efecto tridimensional.

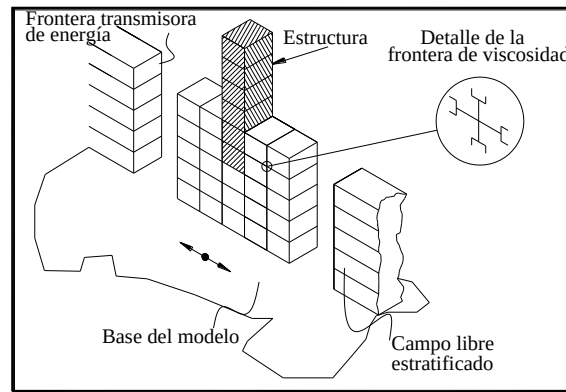


Figura 1.3 Modelo de elementos finitos del sistema suelo-estructura (Romo y Bárcena, 1993).

Avilés y Pérez-Rocha (1997) identificaron los efectos más importantes de interacción suelo-estructura en edificios de periodo medio y largo apoyados sobre suelo muy blando. En orden de importancia, los parámetros que controlan los efectos de interacción son: (1) el tiempo de tránsito de la onda, (2) la altura de la estructura y (3) la profundidad de desplante de la cimentación. El efecto de interacción es mayor para una estructura esbelta que para una estructura robusta del mismo periodo, y esto disminuye conforme la profundidad de la cimentación se incrementa. La interacción suelo-estructura puede producir amplificaciones o reducciones del cortante basal. Para estructuras con periodo fundamental mayor que el periodo dominante del sitio, siempre se producen reducciones.

García (2006) analizó el efecto de interacción suelo-estructura de una edificación de mampostería no reforzada localizada en Alemania encontrando que influye en el comportamiento dinámico, pues se refleja en un aumento en el periodo de vibración así como en un aumento en el amortiguamiento del sistema en comparación con el modelo de base fija, que no considera al suelo de cimentación. También influye en el diseño sísmico de la estructura pues se refleja una disminución de los valores de aceleración horizontales. Al considerar este efecto los resultados del análisis estructural se encuentran más cercanos al comportamiento real del edificio, en comparación con aquéllos proporcionados por el análisis de la estructura de base fija.

Avilés y Pérez-Rocha (2004) comentan los nuevos requisitos reglamentarios en la ciudad de México para tener en cuenta los efectos de interacción dinámica suelo-estructura. Tales requisitos se basan en modelos simplificados que resultan de idealizar la estructura como oscilador simple y el suelo como un manto blando apoyado sobre un semiespacio indeformable. Evaluaron las consecuencias de la interacción en el cortante

basal, encontrándose que el valor de diseño puede ser mayor o menor que el correspondiente a la condición de base rígida, dependiendo de la combinación de parámetros críticos involucrados como son la relación entre los periodos de la estructura y el sitio, la esbeltez de la estructura, la profundidad de la cimentación y la profundidad del estrato.

Botero et al. (2004) realizaron estudios que permiten evaluar la importancia de los efectos inerciales de interacción suelo-estructura para edificaciones ubicadas en suelo blando de la ciudad de Medellín, Colombia. Se estableció un modelo matemático de un oscilador simple que considera los movimientos de traslación y rotación en la base generados por la flexibilidad del suelo ante cualquier tipo de movimiento, obteniendo que el efecto ISE puede ser o no favorable dependiendo de las combinaciones de parámetros que tenga el lugar, la variación de las características dinámicas del conjunto suelo-estructura. Estos factores pueden ocasionar aumentos o reducciones en las ordenadas espectrales, las cuales modifican en forma proporcional el cortante basal y obviamente el costo total de la estructura.

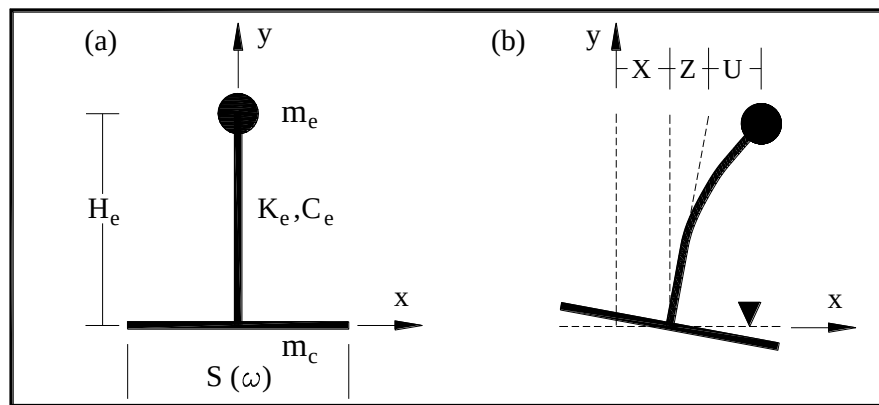


Figura 1.4 Características del modelo dinámico equivalente. (a) Propiedades del modelo y (b) Configuración deformada del modelo. Esta figura representa un oscilador simple donde m_e es la masa equivalente de la superestructura asociada al modo fundamental de vibración, m_c es la masa de la cimentación, H_e es la altura equivalente de la estructura medida de la base de la cimentación al centro de gravedad de la primera forma modal, K_e y C_e son la rigidez y el amortiguamiento de la estructura, respectivamente, y $S(\omega)$ es la rigidez dinámica o función de impedancia del sistema suelo cimentación dependiente de la frecuencia circular de excitación ω . La configuración deformada esta definida por la deformación de la estructura U , el desplazamiento de traslación horizontal de la base X y el desplazamiento de m_e debido al cabeceo Z (Botero et al., 2004).

Taborda et al. y Murià-Vila et al. (2002) realizaron los primeros estudios de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) de un edificio instrumentado (Figura 1.5) con acelerógrafos en Acapulco. Utilizaron un método simplificado para estimar la frecuencia de vibración y las rigideces asociadas a los efectos ISE, por medio del cual se analiza una selección de registros sísmicos y de vibración ambiental.

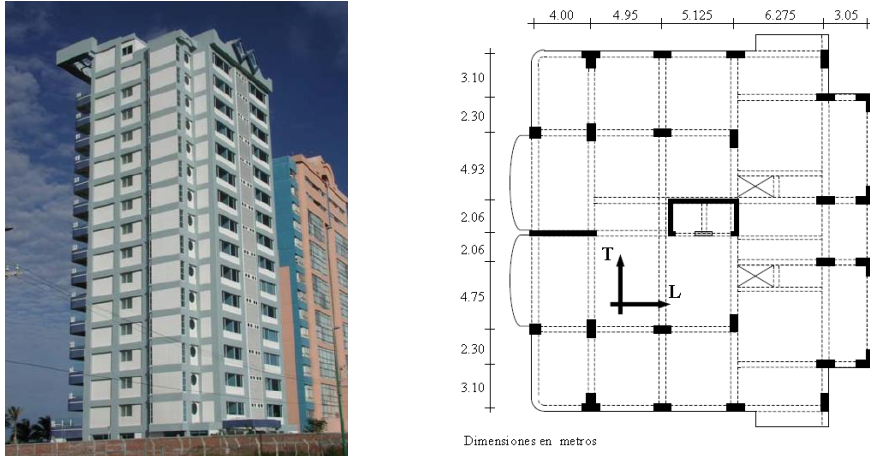
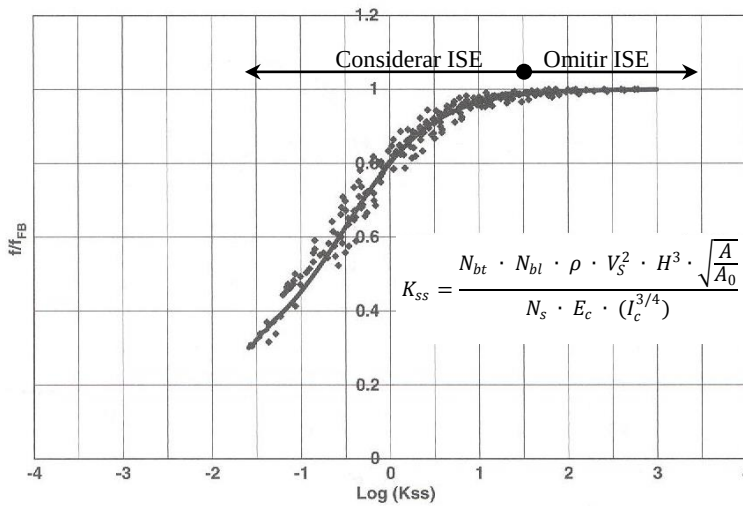


Figura 1.5 Edificio instrumentado y planta tipo (Murià et al., 2002).

Khalil et al. (2007) elaboraron un procedimiento simple para tomar en consideración la influencia del efecto ISE en la determinación de la frecuencia fundamental de edificios. Los análisis conducidos para las varias condiciones del suelo y de la estructura mostraron que depende esta influencia principalmente de la rigidez relativa del suelo-estructura, la cual se podría expresar en términos de velocidad de la onda de cortante del suelo (V_s), el área de la cimentación (A), la rigidez de las columnas del edificio (I_c , E_c), de la altura del piso (H), del número de pisos (N_s) y de los claros (N_{bt} , N_{bl}).



Donde:

N_{bt} : claros de diversos valores en las direcciones transversales.

N_{bl} : claros de diversos valores en las direcciones longitudinales.

ρ : densidad del suelo.

A : es el valor medio del área de la cimentación $A=(A1+A2+\dots+An)/n$.

A_0 : denota un área de referencia ($1m^2$).

E_c : modulo de Young.

I_c : momento de Inercia de la columna.

f : frecuencia fundamental del sistema suelo-cimentación-estructura.

f_{FB} : frecuencia fundamental de una estructura de base fija.

K_{ss} : rigidez relativa.

Figura 1.6 Gráfica de log de Kss contra f/f_{FB} para la consideración del efecto ISE en la determinación de la frecuencia fundamental de edificios (Khalil et al., 2007).

La gráfica se propone para una fácil consideración de la influencia del efecto ISE en la determinación de la frecuencia fundamental del edificio. Para los edificios flexibles ($\log(K_{ss}) > 1.5$), el efecto ISE podría ser omitido. Para valores más bajos de K_{ss} , no hacer caso del efecto ISE podría conducir a un cálculo incorrecto significativo de la frecuencia fundamental del edificio.

Avilés (1991) presenta un método analítico para resolver el problema de interacción dinámica de una estructura con un estrato blando que descansa sobre una base rígida, obteniendo una reducción de la respuesta estructural causada por la interacción con el suelo. Este efecto es más significativo en estratos superficiales y para frecuencias altas, pero en general, depende de la difracción por la cimentación y de los parámetros mecánicos y geométricos del suelo y la estructura.

Safina (1996) realiza un amplio análisis de la relación fundamental entre el suelo y la estructura para determinar propiedades dinámicas de edificios ordinarios. Los resultados obtenidos de los parámetros de evaluación permiten concluir que los principales efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta ideal del edificio apoyado en la superficie de un medio blando, son: La reducción de las frecuencias propias de vibración, la variación del factor de amortiguamiento y la forma de vibración modal del sistema, de acuerdo a las que se obtuvieron para la estructura con base rígida.

1.4. JUSTIFICACIÓN

En las últimas décadas la población en el estado ha aumentado en gran forma, tan solo en la década de los noventas la población aumentó de 1 660 900 habitantes, en el censo de 1990, a 2 487 400 habitantes en el censo del 2000 (Figura 1.7) (Sánchez, 2007). Debido a este aumento de población, la insuficiencia de espacios para habitar se hace evidente, por lo que se ha visto en la necesidad de un crecimiento importante en la franja de Baja California, en particular en la zona costera de Tijuana-Ensenada, en la que existe la construcción de edificios de considerable magnitud.

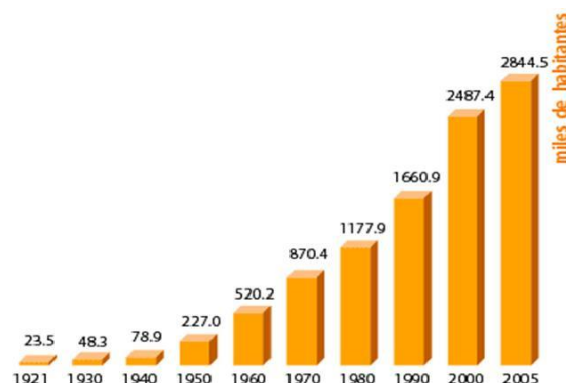


Figura 1.7 Población total del estado de Baja California (INEGI. Censo de Población y Vivienda, 2005).

La actividad sísmica en la península es considerable, se observa una gran cantidad de sismos ocurridos en el 2005 que caracterizan esta zona de alto riesgo sísmico (Figura 1.8), por lo que las estructuras diseñadas para Baja California deben contar con especificaciones especiales para hacer las estructuras sismorresistentes (Sánchez, 2007), como lo es el efecto de interacción suelo-estructura que se presenta durante sismos alcanzando niveles de mayor frecuencia en suelos blandos (Avilés y Pérez-Rocha, 2004).

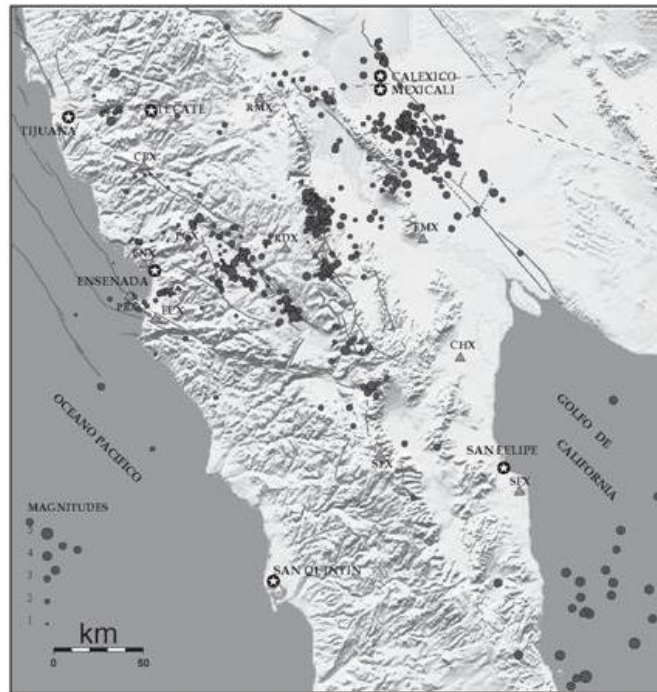


Figura 1.8 Epicentros (círculos) de temblores de la región registrados durante el año 2005. Las magnitudes de los temblores van desde 0.7 a 5.2 (RESNOM, 2006).

Se hará el diseño sísmico de un edificio ubicado en la zona costera de Tijuana-Ensenada, donde de acuerdo al estudio de mecánica de suelos hay una secuencia de arenas bien graduadas, sueltas a medianamente compactas. Debido a que existe este tipo de suelo se realiza un estudio más completo del edificio, un análisis dinámico considerando y sin considerar el efecto de interacción suelo-estructura. El cálculo de este efecto ha llegado a ser relevante para los edificios, pues el no considerar este efecto puede llevar a fuerzas y desplazamientos erróneos en el análisis de la respuesta y en el diseño de la estructura (Espinoza, 1999).

El análisis de este edificio será el primer estudio de interacción suelo-estructura en la región. Estamos seguros que nuestra investigación será útil para el mejoramiento del Reglamento de la Ley de Edificación del Estado de Baja California.

La primera etapa del análisis sísmico del edificio consiste en la determinación de la importancia del efecto de interacción suelo-estructura. El estudio se realizó mediante pruebas de vibración ambiental para determinar el periodo fundamental del sitio.

1.5. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El análisis de este edificio en la ciudad de Ensenada evaluará la respuesta dinámica considerando la estructura apoyada en base rígida y teniendo en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura, en el cual se considera a la estructura apoyada en suelo blando. Este estudio es importante ya que se ha demostrado que este efecto influye principalmente en las propiedades dinámicas de edificaciones (Safina y López, 2005).

Siguiendo las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se realizará el análisis de cargas gravitacionales y accidentales, ya que es un reglamento que cuenta con las especificaciones más actuales. Además que en el Reglamento de la Ley de Edificación de Baja California se menciona que se pueden emplear criterios de diseño diferentes siempre y cuando los procedimientos de diseño empleados den niveles de seguridad no menores que los que se obtengan en este reglamento.

1.6. OBJETIVOS

Para el edificio de doce niveles de elementos prefabricados, ubicado junto a la autopista Tijuana-Ensenada, se presenta como objetivo efectuar el análisis sísmico del edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura, el cual para llevarse a cabo requiere de:

1. Elaborar el análisis sísmico de la edificación por el Método Dinámico Modal, cumpliendo las especificaciones mínimas expresadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para la determinación de fuerzas gravitacionales y sísmicas, considerando y sin considerar el efecto de interacción suelo-estructura.
2. Estudiar el método analítico y realizar el análisis estructural utilizando el software comercial SAP2000.
3. Realizar la comparación de la respuesta dinámica considerando la estructura apoyada en base rígida y teniendo en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura del edificio.

1.7. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.

El edificio en estudio está dentro de los desarrollos que se construyen junto a la autopista Tijuana-Ensenada, estado de Baja California (Figura 1.9). La estructura está compuesta por 12 niveles de diferente uso. El primer nivel tiene oficinas, bar, restaurante, baños, regaderas, vestidores, bodegas y cuarto de máquinas; el segundo nivel es un hotel en el cual hay 20 habitaciones y los 10 niveles siguientes están destinados para departamentos (Figura 1.10 y 1.11).

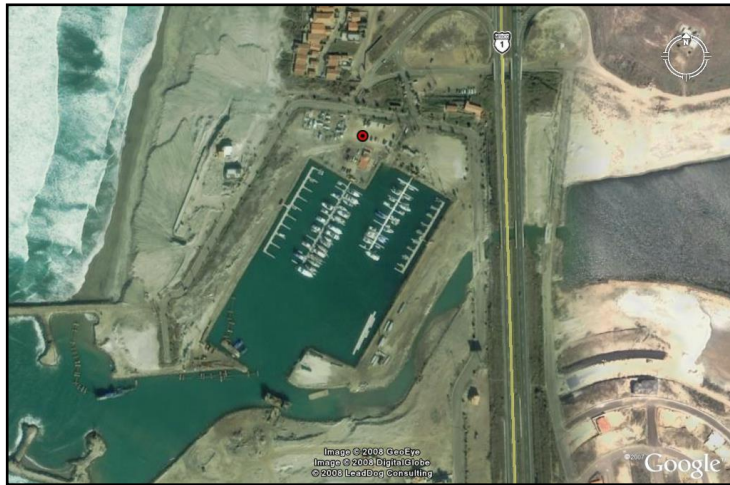


Figura 1.9 Punto de localización (círculo rojo) del edificio al que se realiza el análisis estructural con coordenadas geodésicas latitud $32^{\circ} 03' 25.88''$ norte y longitud $116^{\circ} 52' 44.29''$ oeste (Google, 2008).

La edificación tiene una superficie de construcción de 7981 m^2 y contiene tres plantas irregulares. Una de ellas es la planta tipo la cual es simétrica solo en una dirección. El edificio está estructurado mediante columnas prefabricadas, traveses portantes y de rigidez pretensada, además de muros de concreto reforzado ubicados estratégicamente en algunas de las zonas del edificio para dar rigidez y resistencia ante cargas accidentales, en este caso fuerzas sísmicas. El sistema de piso es a base de elementos pretensados y zonas macizas de concreto reforzado de espesor variable de acuerdo al diseño. De acuerdo con los resultados del estudio de mecánica de suelos, se tiene que la cimentación más conveniente será mediante pilas coladas en sitio, una bajo cada columna (o las que se requiera por las descargas de proyecto), desplantadas a 10 m en un estrato de arena compactada y saturada ya que el nivel freático se encuentra a 3 m de profundidad.

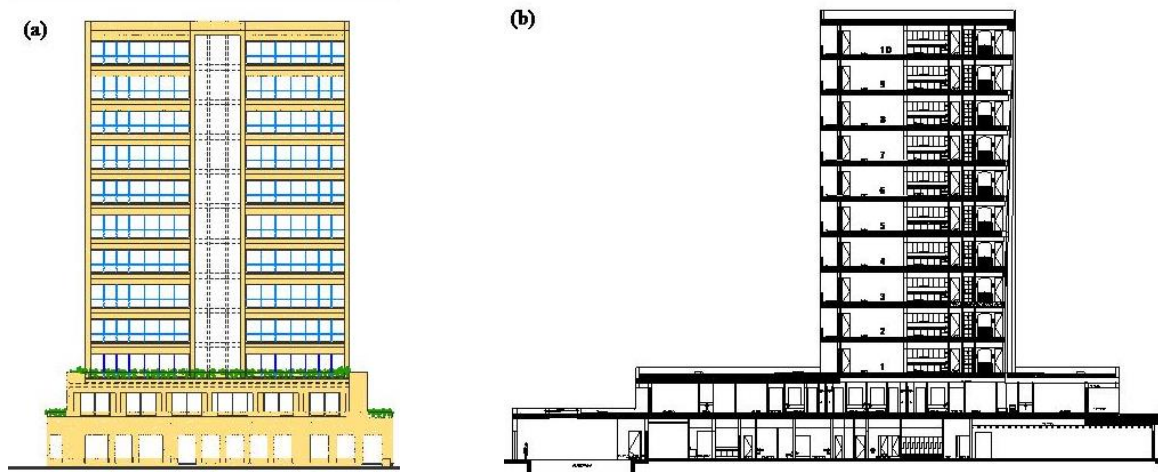
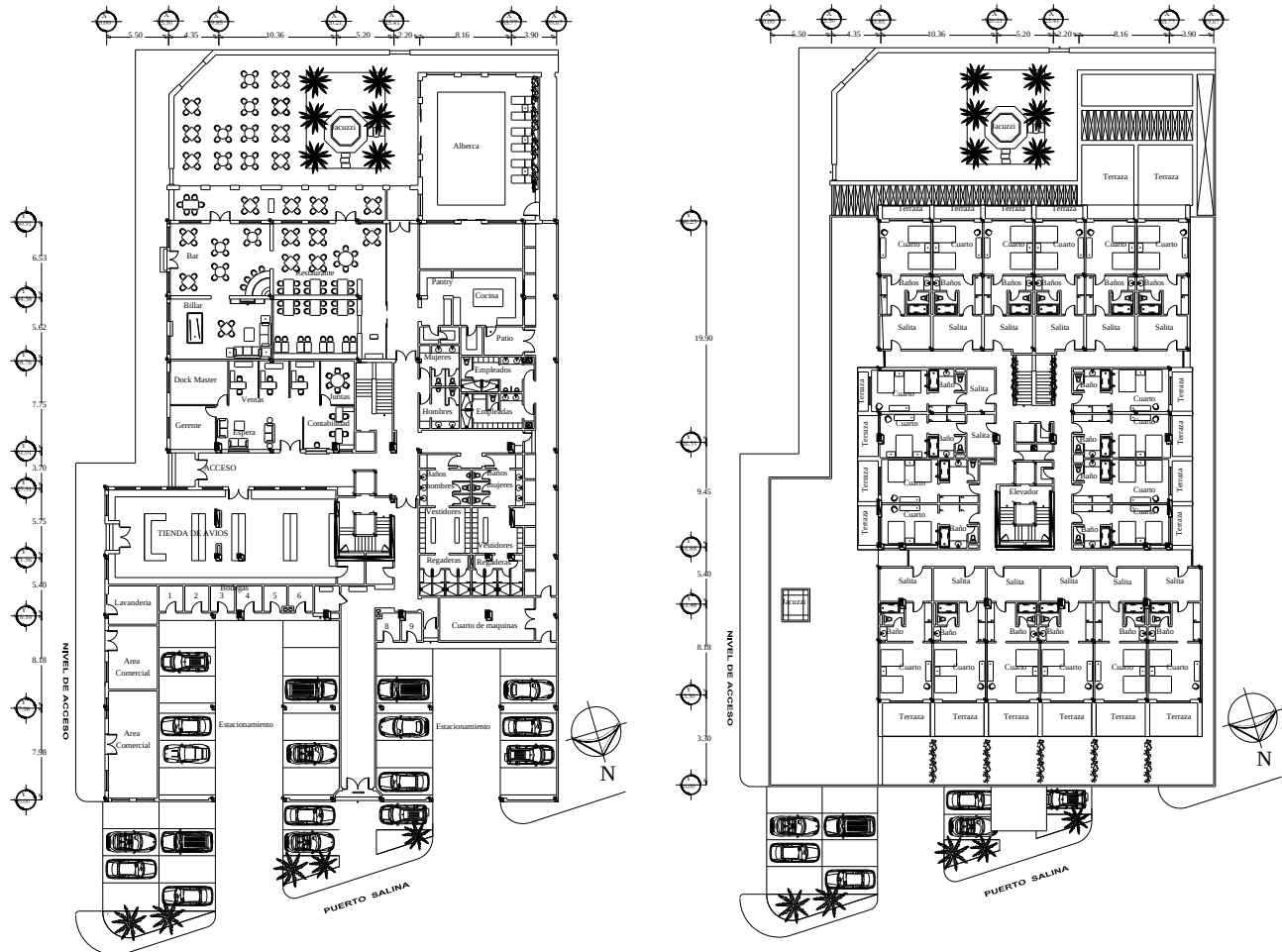
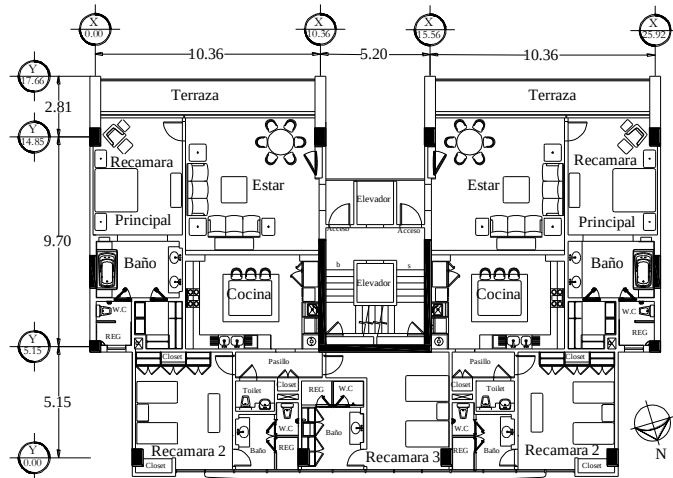


Figura 1.10 (a) Fachada Posterior y (b) Corte Longitudinal del edificio.



Primer Nivel

Segundo Nivel (Hotel)



Planta tipo del tercer al doceavo nivel (Departamentos)

Figura 1.11 Plantas arquitectónicas del edificio.

1.8. MÉTODO

Para la elaboración del análisis y diseño convencional del edificio de doce niveles, se utiliza el procedimiento para edificaciones sismorresistentes, debido a que, según el Reglamento de Edificaciones del Estado de Baja California, la zona norte, donde se desarrolla el proyecto Puerto Salina, se encuentra clasificada como zona “C” (Figura 1.12), la de mayor riesgo sísmico en nuestro estado, además el Servicio Sismológico Nacional la clasifica de la misma manera (Figura 1.13) por lo que se debe realizar un análisis de fuerzas sísmicas y aplicar las combinaciones de cargas que correspondan.

Para el análisis de cargas, tanto sísmicas como gravitacionales, se toman en cuenta los procedimientos y especificaciones establecidas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, por considerar que es la reglamentación más actual.

1.8.1. Análisis de cargas gravitacionales

El análisis de cargas gravitacionales, se realiza utilizando las cargas de servicio (cargas vivas y muertas) establecidas en el Capítulo 5 y 6 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004). Estas cargas se establecen por unidad de área y se transfieren a la estructura por medio de las losas de entrepiso y azotea a las vigas y éstas, a su vez, a las columnas (Sánchez, 2007).

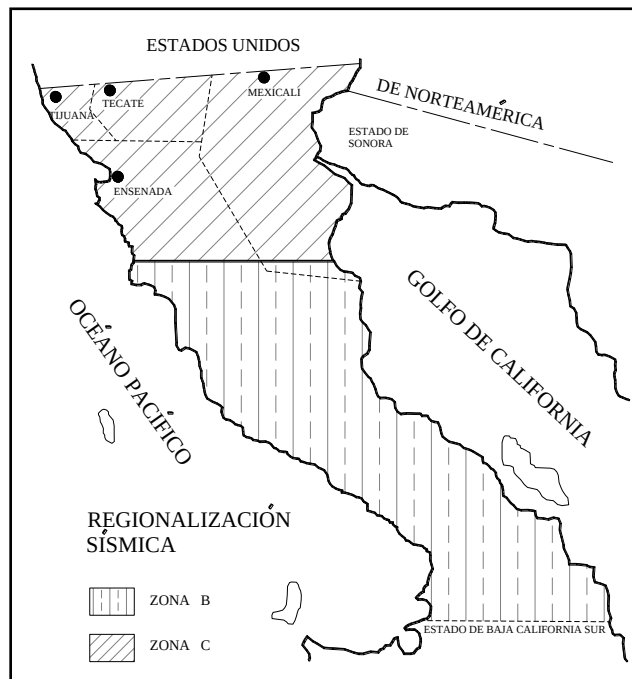


Figura 1.12 Regionalización sísmica del estado de Baja California. La zona B es una zona donde el riesgo sísmico es menor. La zona C es la zona de mayor riesgo sísmico. (Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, 1992).

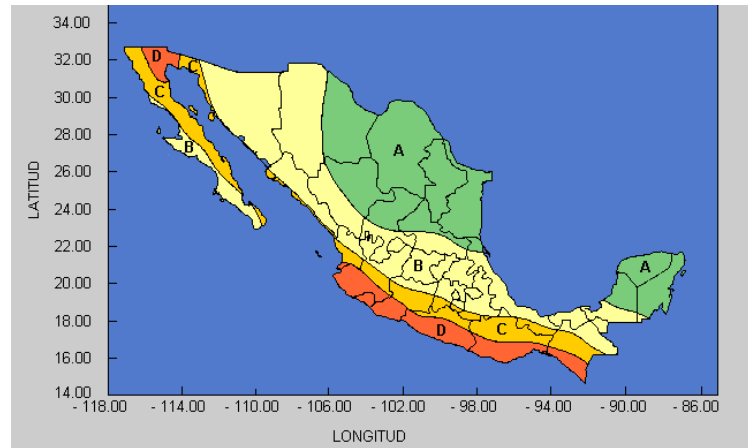


Figura 1.13 Regionalización Sísmica de la República Mexicana. La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente. Las otras dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente. (Servicio Sismológico de la UNAM).

1.8.2. Análisis de cargas sísmicas

La estructura se analiza bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resultan se combinan entre sí como lo especifican las Normas Técnicas Complementarias por Sismo de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), y se combinan con los efectos de fuerzas gravitacionales.

Para la obtención de fuerzas sísmicas se establece el criterio de diseño y análisis estructural del Capítulo 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), que corresponde al análisis dinámico modal. Además, como la estructura se encuentra ubicada en una zona donde el suelo es blando se aplica el método de análisis para determinar la interacción suelo-estructura del apéndice A de estas mismas normas (ver Anexo A).

El procedimiento de análisis modal consiste en la construcción de un modelo matemático de la estructura en el cual se represente la distribución espacial de masas y rigideces a través de toda la estructura, lo que nos permitirá mediante un análisis consistente, encontrar los modos naturales de vibración de la estructura, incluyendo el periodo en cada modo, los vectores de configuración modal, el factor de participación modal, y las masas modales. El análisis deberá incluir el número suficiente de modos para obtener la combinación modal de participación de masas de al menos el 90% de la masa en cada una de las dos direcciones ortogonales. Los periodos requeridos, las configuraciones modales y los factores de participación de la estructura en la dirección bajo consideración deberá ser calculada estableciendo métodos de análisis estructurales utilizando las masas y las rigidez elásticas del sistema, resistente a las fuerzas laterales (Sánchez, 2007).

CAPÍTULO 2

2. DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO

2.1. INTRODUCCIÓN

La fuente de excitación utilizada para medir la respuesta de las estructuras en este trabajo, es el ruido cultural o vibración ambiental que consiste en ondas de muy pequeña amplitud y periodos comprendidos entre 0.1 y 10 s (Architectural Institute of Japan, 1993). Se genera principalmente por la actividad humana y se debe al funcionamiento de maquinaria industrial y al tráfico de vehículos (Kanai y Tanaka, 1961). Además también contiene vibraciones producidas por el viento, que son introducidas en el subsuelo por árboles, edificaciones o por su impacto con el relieve (Seo, 1995). Su fuente no está asociada a terremotos y algunos investigadores consideran que el ruido de origen natural está formado por ondas superficiales generadas en zonas de interacción océano-continente, modos fundamentales de vibración del planeta, cambios en la presión atmosférica y actividad volcánica interna, además de las fuentes artificiales anteriormente mencionadas (Espinoza, 1999).

La determinación de características dinámicas del suelo utilizando vibración ambiental fue grandemente impulsada gracias a la técnica de Nakamura (Nakamura, 1989) y en la actualidad esta vibración constituye una poderosa herramienta para caracterizar la respuesta local de suelos blandos (efecto de sitio) en términos de la distribución de los movimientos del terreno con sus respectivas frecuencias de resonancia (frecuencia preferencial de vibración). La técnica ha demostrado ser una de las más baratas y convenientes para estimar confiablemente las frecuencias predominantes de los suelos. Por otra parte su utilización también ha sido bastante controvertida, pero hay consenso en que la técnica es capaz de determinar bien los periodos predominantes del movimiento del suelo pero no identifica bien los factores de amplificación (Bard, 1997).

Nakamura propuso el método H/V, cociente del espectro de la componente horizontal (H) y el espectro de la componente vertical (V) siendo posible obtener información sobre la frecuencia predominante del terreno usando registros de vibración ambiental (Aguirre et al., 2003). Se utiliza un arreglo SPAC (por su nombre en inglés SPatial Auto-Correlation) de acelerómetros para efectuar la medición. Dicho arreglo se explica más adelante.

La contribución de este capítulo consiste en obtener el periodo predominante del suelo en base a la técnica de Nakamura con mediciones de vibración ambiental realizadas en el sitio en un arreglo espacial utilizado en la metodología SPAC en que se analizó la estacionalidad temporal de los registros de vibración ambiental, para determinar si existe una dependencia de las características de las señales de ruido registradas que

posteriormente se utilizan en la estimación del periodo dominante del sitio. Esto, con el fin de determinar si el efecto de interacción suelo-estructura es de consideración en el lugar donde se hará el diseño sísmico de un edificio de 12 niveles.

2.2. TOMA DE DATOS EN CAMPO

2.2.1. SPAC (SPatial Auto-Correlation)

El arreglo de sensores SPAC registra la vibración ambiental simultáneamente en varias estaciones en diferentes tiempos, lo que permite hacer un análisis de su estacionalidad temporal con el fin de identificar sus posibles efectos en la estimación de la frecuencia dominante del terreno. Aprovechando la información obtenida de esta manera, se estima el periodo predominante con el método de Nakamura, para el sitio en estudio. Se puede identificar y seleccionar el periodo que estadísticamente muestra menos variabilidad.

Los datos de vibración ambiental se tomaron utilizando cinco arreglos de diferentes tamaños. Los sensores fueron colocados de la siguiente forma: uno en el centro de un triángulo equilátero y los tres restantes se movían a fin de cubrir cada uno de los vértices de los cinco triángulos de 2.5, 5.0, 10.0, 15.0 y 20.0 m (Figura 2.1).

En el arreglo se indica la dirección (x , y , z) en la que se colocaron los sensores. Se hace notar que el canal 4 corresponde a la dirección oeste (H2); el canal 3 a la dirección norte (H1) y los canales 1, 2, 5 y 6 a la dirección vertical (V), manteniéndose esta configuración para los cinco arreglos (Figura 2.1).

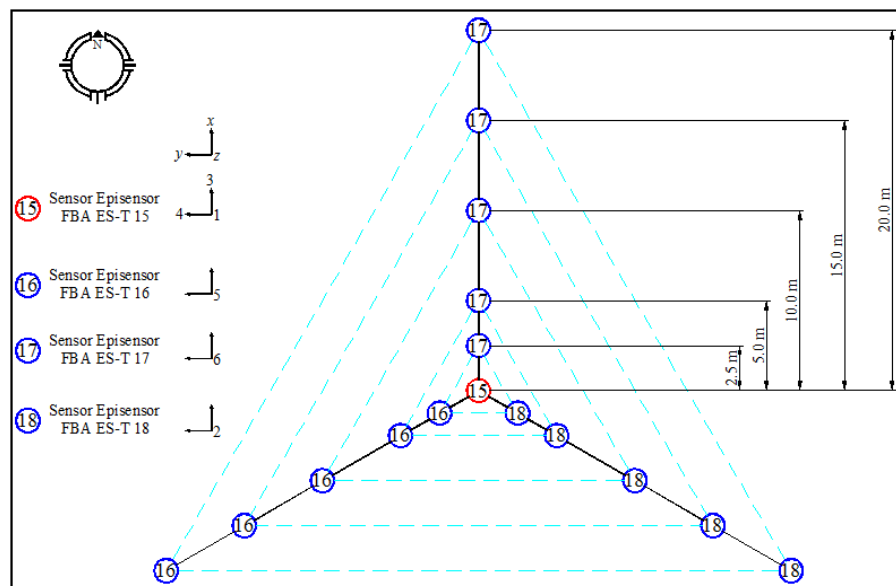


Figura 2.1 Arreglo de sensores y dimensiones SPAC. Dirección norte (x), dirección oeste (y) y dirección vertical (z).

Para realizar las mediciones se utilizaron 4 sensores triaxiales Episensor Modelo FBA ES-T de Kinematics (Figura 2.2a) colocados en campo libre, conectados a un sistema de adquisición de datos grabadora SSR-1 de Kinematics (Figura 2.2b) que puede soportar hasta seis canales.

Una vez colocados y nivelados los 4 sensores, uno en el centro (FBA ES-T 15) y los tres restantes en los vértices del triángulo equilátero (FBA ES-T 16,17 y 18), se registra de manera simultánea la vibración ambiental. En estos registros se grabaron 15 minutos con una frecuencia de muestreo de 100 hz.

Para el arreglo SPAC se colocan los sensores en el sitio, los cuales están conectados a una caja direccional que tiene como función dirigir los canales de registro hacia la grabadora de manera electrónica, funciona como seleccionador pues con ella se dejan pasar solo los canales y componentes que se desean registrar, esta a su vez se conecta a la grabadora donde el registro de vibración se almacena en un código binario. Por último los datos se almacenan en la computadora para su posterior procesamiento y análisis (Figura 2.3).

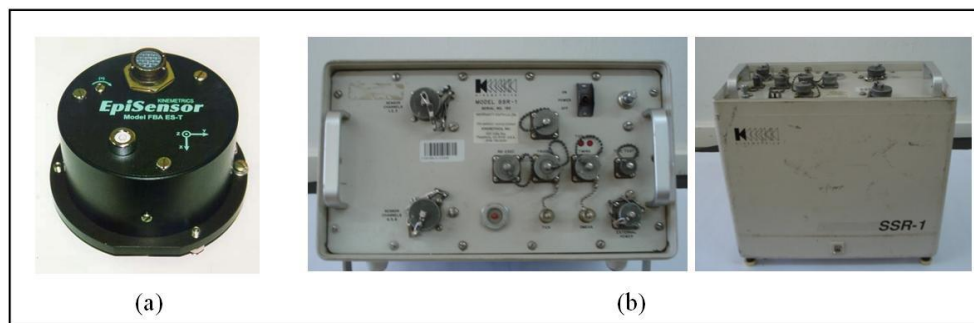


Figura 2.2 (a) Sensor Episensor Modelo FBA ES-T y (b) Grabadora SSR-1 de Kinematics.

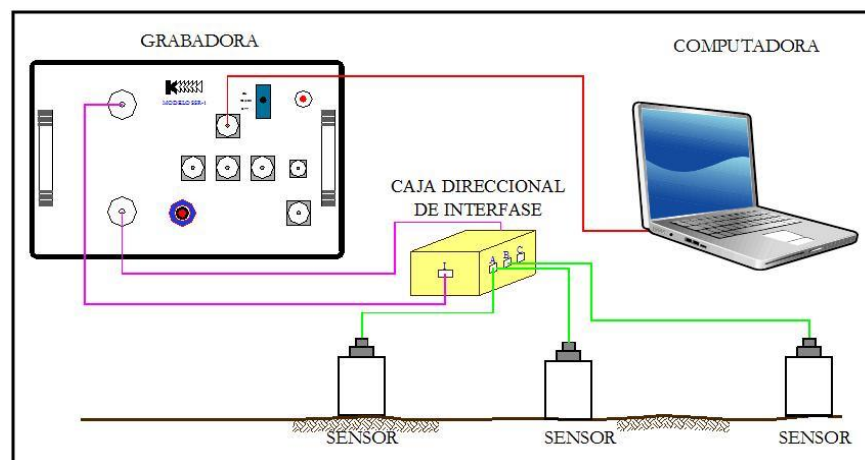


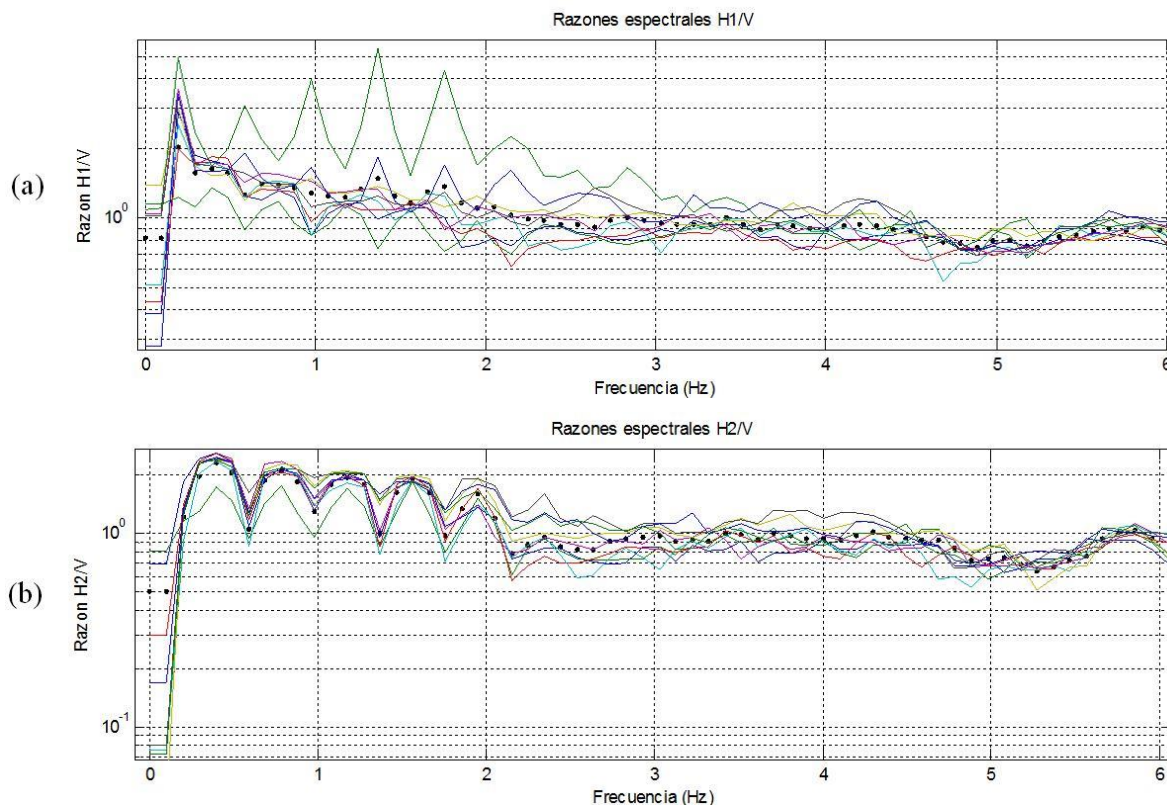
Figura 2.3 Esquema de obtención y registro de datos con el arreglo SPAC.

2.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

2.3.1. Período predominante del suelo

Para determinar el periodo dominante del suelo se procedió de la siguiente manera: (i) primero, se realizó el análisis de estacionalidad, donde se calcularon las razones con 9 porciones de la serie de tiempo, con longitud cada una de 9849 puntos, 90% de traslape, y 1024 puntos para los cálculos de los espectros en el caso de 5m y se hace lo mismo para el caso de 20m. La mejor estacionalidad se dio para 4 ventanas de 18117 puntos, y (ii) segundo, se calculan los espectros de Fourier en cada uno de los registros obtenidos para después utilizar el método H/V entre los espectros de Fourier de cada registro. En este trabajo solo se presentan los cocientes espectrales H/V del punto central del arreglo para la configuración de 5 m (Figura 2.4) y 20 m (Figura 2.5) del arreglo SPAC.

En los cocientes espectrales H2/V con el tiempo de registro para cada uno de los arreglos en estudio (5 m y 20 m) se obtuvo una frecuencia predominante del suelo igual a 0.39 Hz que corresponde a un periodo de 2.56 s y para los cocientes espectrales H1/V es de 0.20 Hz correspondiente a un periodo de 5.00 s, debido a que presenta mayor consistencia los cocientes espectrales H2/V el periodo predominante del suelo en estudio, se concluye que es 2.56 s. Esta diferencia de 2.56 s y 5.0 s entre los cocientes H2/V y H1/V, respectivamente, actualmente esta siendo analizado en términos de la existencia de ondas polarizadas con el fin de dar una explicación física a esta observación (Tapia et al., 2008).



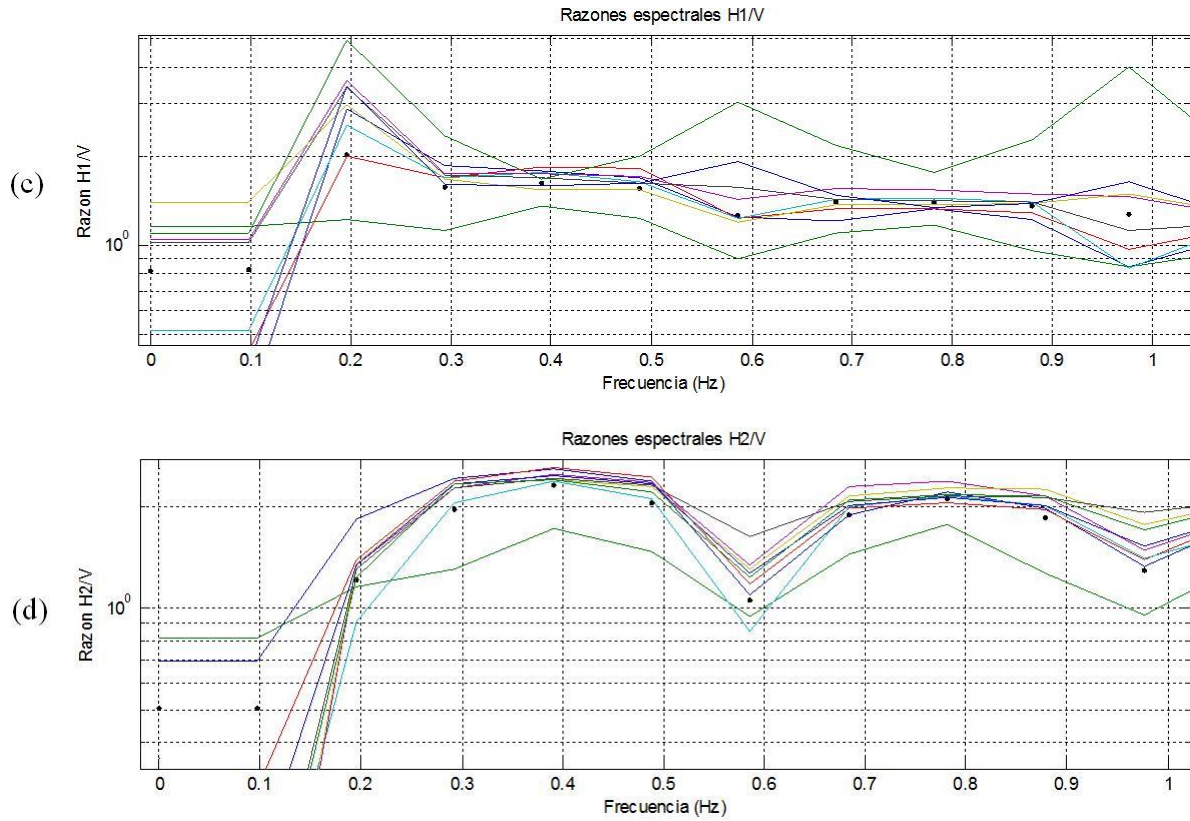
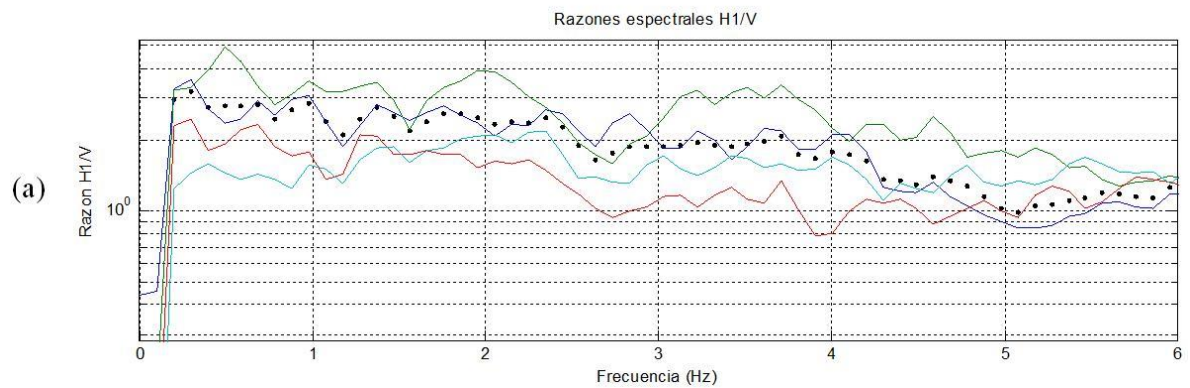


Figura 2.4 Razones espectrales (H1/V y H2/V) de registros obtenidos del arreglo SPAC a 5 m. Los puntos representan el promedio de todas las razones donde el registro muestra menos variabilidad. Las gráficas (c) y (d) son un acercamiento en el intervalo de 0 a 1 Hz (Tapia et al., 2008).



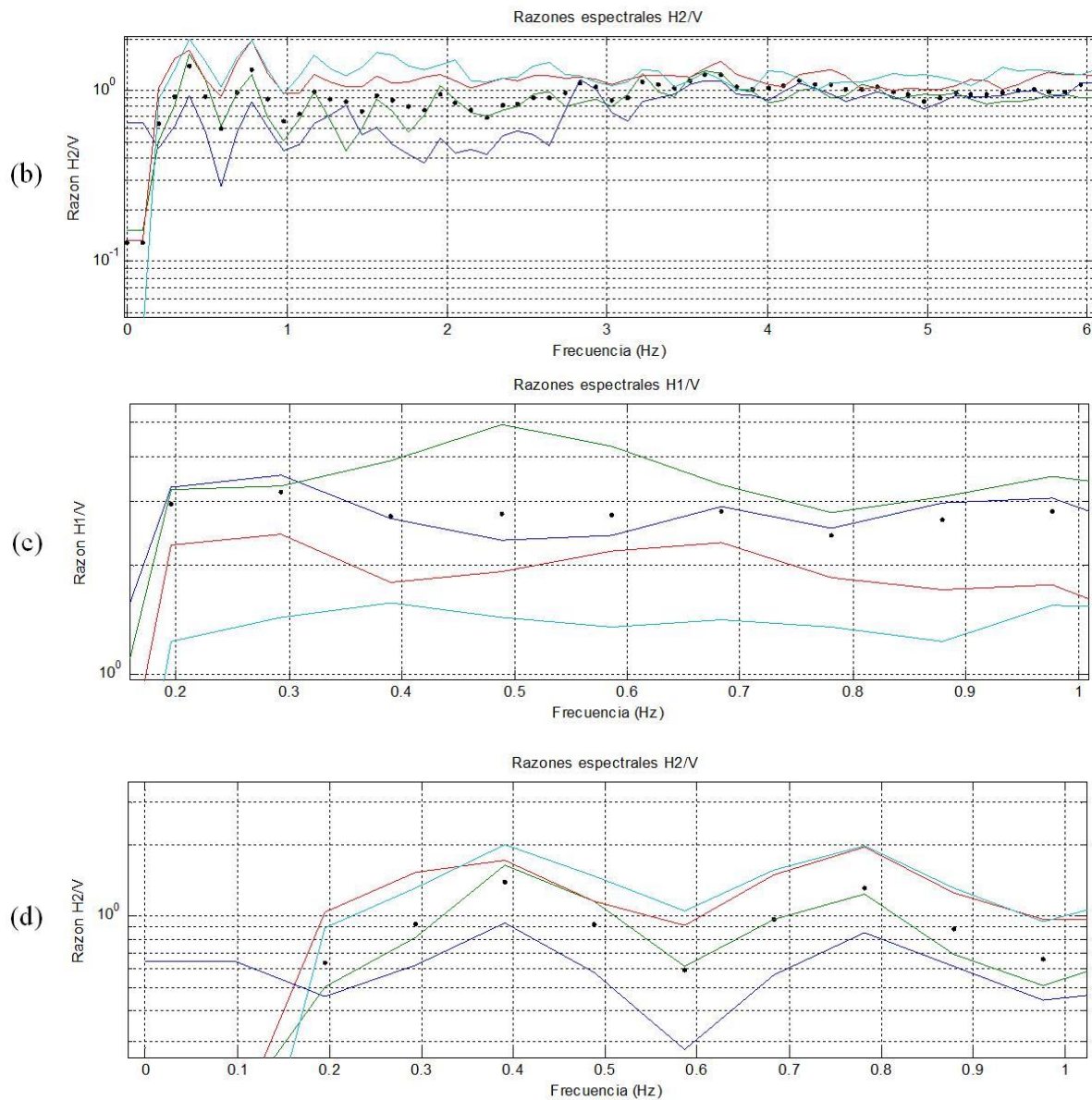


Figura 2.5 Razones espectrales (H1/V y H2/V) de registros obtenidos del arreglo SPAC a 20 m. Los puntos representan el promedio de todas las razones donde el registro muestra menos variabilidad. Las gráficas (c) y (d) son un acercamiento en el intervalo de 0 a 1 Hz (Tapia et al., 2008).

2.3.2. Efecto interacción suelo-estructura

El análisis de este edificio en la ciudad de Ensenada evaluará la respuesta dinámica de la estructura apoyada en base rígida y considerando el efecto de interacción suelo-estructura, en el cual se considera a la estructura apoyada en suelo blando, para no tomar en cuenta este efecto debe cumplirse con la condición de la ecuación 2.1 tomada de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2004).

$$\frac{P_e H_s}{P_s H_e} > 2.5 \quad (2.1)$$

donde:

H_s : profundidad de los depósitos firmes en el sitio de interés

H_e : altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental

P_e : periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable

P_s : periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés

La profundidad de los depósitos firmes (H_s) puede estimarse a partir de la siguiente correlación empírica (Avilés y Pérez-Rocha, 2004):

$$H_s = 31\sqrt{P_s - 0.5} \quad (2.2)$$

Para determinar la altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental (H_e) se emplea la siguiente formula tomada de las normas antes mencionada (ver Anexo D):

$$H_e = \frac{\sum W_i z_{ij} h_i}{\sum W_i z_{ij}} \quad (2.3)$$

Donde:

z_{ij} = es la amplitud del desplazamiento modal del i-ésimo nivel sobre el desplante.

W_i = es la masa del i-ésimo nivel sobre el desplante.

h_i = es la altura del i-ésimo nivel sobre el desplante.

Con el estudio de vibración ambiental se obtuvo el periodo dominante del suelo $P_s=2.56$ s, el periodo de la estructura con base rígida $P_e=1.73$ s que fue calculado con el análisis modal en el capítulo 3, la profundidad de los depósitos firmes $H_s=44.49$ m y la de la estructura vibrando en su modo fundamental $H_e=42.68$ m a partir de la ecuación 2.2 y 2.3 respectivamente. Utilizando estos valores y sustituyendo en la ecuación 2.1, se calculó:

$$\frac{P_e H_s}{P_s H_e} = 0.70$$

por lo que deberá considerarse el efecto de interacción suelo-estructura.

Para realizar el análisis sísmico considerando y sin considerar el efecto de interacción suelo-estructura se utilizarán las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), ya que es un reglamento que cuenta con las especificaciones más actuales. Además que en el Reglamento de la Ley de Edificación de Baja California (1992) se menciona que se pueden emplear criterios de diseño diferentes siempre y cuando los procedimientos de diseño empleados den niveles de seguridad no menores que los que se obtengan en este reglamento.

CAPÍTULO 3

3. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL

3.1. INTRODUCCIÓN

El diseño sísmico es lograr que una estructura resista, con poco o ningún daño, los movimientos sísmicos que pudieran razonablemente ocurrir durante la vida de la estructura, evitando reparaciones costosas si ocurriese un sismo de moderadas proporciones. Sin embargo, un propósito más importante es proporcionar una resistencia adecuada para evitar colapso o falla que pudiese ocasionar daños materiales mayores o pérdidas de vidas, aún en el caso de que haya poca probabilidad de que ocurra un sismo intenso (Rosenblueth, 1992).

El análisis modal es un método dinámico que permite efectuar el análisis sísmico de estructuras resolviendo las ecuaciones de movimiento, por lo cual además de las características de rigidez que se emplean en un análisis estático, incluye las propiedades inerciales y de amortiguamiento lo que hace al análisis más preciso al incorporar explícitamente información ignorada en el análisis estático (Meli y Bazán, 2002).

Los procedimientos de análisis descritos en este capítulo son procedimientos rigurosos de análisis para determinar la respuesta de estructuras esencialmente en el rango elástico.

Las fuerzas y los desplazamientos debidos a cada componente horizontal del movimiento del terreno, se determinan separadamente analizando una idealización del edificio con un grado de libertad lateral por piso, en la dirección de la componente del movimiento del terreno que se este considerando. Tal análisis se lleva a cabo por medio del análisis modal donde las fuerzas laterales se obtienen con base a propiedades de los modos naturales de vibración del edificio que, a su vez, se calculan a partir de la distribución de masas y rigideces en la estructura. Los resultados directos del método son los efectos de las fuerzas laterales en la dirección considerada: cortantes de entrepiso, deflexiones de base y entrepiso (Rosenblueth, 1992).

3.2. ANÁLISIS GRAVITACIONAL

Para la consideración de las cargas gravitacionales, se tomaron en cuenta las especificaciones del Capítulo 6 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del DF (2004), obteniéndose como resultado las cargas vivas de la tabla 3.1 donde además se muestran las cargas muertas calculadas a partir del peso de los materiales considerados en la estructura.

Cargas Vivas		Cargas Muertas	
Azotea	1.00 kN/m ²	Azotea	2.90 kN/m ²
Entrepiso	1.70 kN/m ²	Entrepiso	3.45 kN/m ²

Tabla 3.1 Cargas gravitacionales.

Las cargas por unidad de área mostradas en la tabla 3.1 se distribuyen de acuerdo al ancho del patín de la viga. En la figura 3.1 se muestra la separación máxima entre las viguetas tipo, con las cuales se obtienen las cargas por metro lineal y con éstas se realiza el análisis estructural.

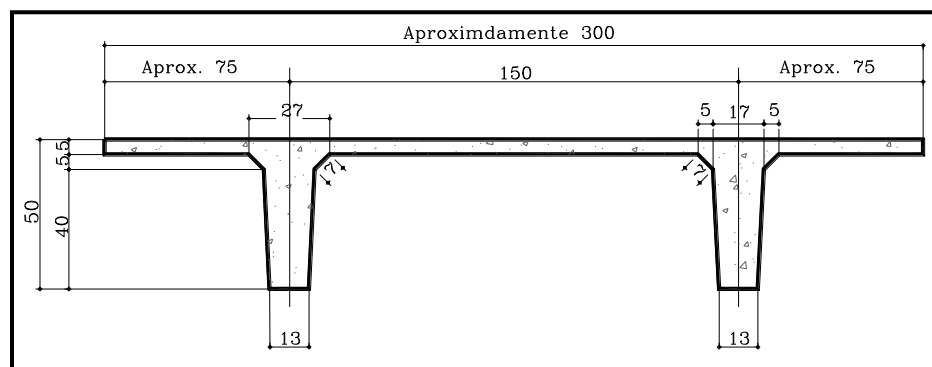


Figura 3.1 Sección de viguetas de concreto para losa de entrepiso y azotea, cota en cm.

La separación máxima entre viguetas será de 1.5 m, donde el ancho del patín se determinó tomando en cuenta la especificación 2.2.3 (ver anexo B) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del DF (2004).

3.3. ANÁLISIS DINÁMICO

El método modal es aplicable generalmente al análisis de la respuesta dinámica de estructuras complejas en su intervalo de comportamiento lineal, en particular al análisis de fuerzas y deformaciones en edificios de varios niveles, debido a vibraciones del terreno de mediana intensidad que causan respuestas moderadamente grandes, pero esencialmente al análisis de estructuras que se comporten elásticamente (Rosenblueth, 1992). El método modal se basa en que los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad se expresan como la contribución de los desplazamientos de cada uno de los modos naturales (Bazán y Meli, 2002).

En la idealización estructural las masas de la estructura se concentran en los entrepisos ver figura 3.2; solo se requiere un grado de libertad por piso (el desplazamiento lateral en la dirección en la que se está analizando la estructura), dando como resultado tantos grados de libertad como número de pisos (Rosenblueth, 1992).

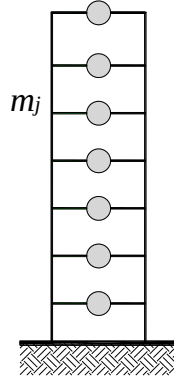


Figura 3.2 Idealización de la estructura, donde m_j es la masa concentrada de entrepiso (Park et al., 2007).

La ecuación de equilibrio dinámico de una estructura con múltiples grados de libertad puede ser presentada como:

$$M\ddot{\mathbf{u}} + C\dot{\mathbf{u}} + K\mathbf{u} = -\ddot{\mathbf{u}}_g M\mathbf{1} \quad (3.1)$$

donde M , C , y K son las matrices de masa, amortiguación, y de rigidez respectivamente; $\mathbf{u}$ = vector de desplazamiento; $\mathbf{1}$ = vector unitario que indica la dirección de la excitación del terremoto, y $\ddot{\mathbf{u}}_g$ = vector de aceleración en el sitio producida por el terremoto (Park et al., 2007).

3.3.1. Periodo y formas modales

Se necesitan los periodos y formas de vibración para cada uno de los modos naturales de vibración que puedan contribuir significativamente a las cantidades totales de diseño. Estos periodos y formas son determinados del comportamiento elástico, y los cálculos deben incluir solo aquellos componentes del edificio que son relevantes (Rosenblueth, 1992).

Cuando se lleva a cabo el análisis dinámico, es usual reemplazar la masa de cada piso por una masa concentrada en cada nivel. Existen tantos modos de vibración como el número de masas (Wakabayashi y Martínez, 1988). Para determinar valores de diseño de fuerzas y deformaciones, casi siempre son suficientes tres modos de vibración en cada dirección lateral para edificios bajos y de mediana altura como se ilustra en la figura 3.3, pero pueden ser necesarios más modos para edificios de gran altura (Rosenblueth, 1992). Para el cálculo de modos de vibración y los periodos naturales, con frecuencia se utilizan programas de computadora ya disponibles.

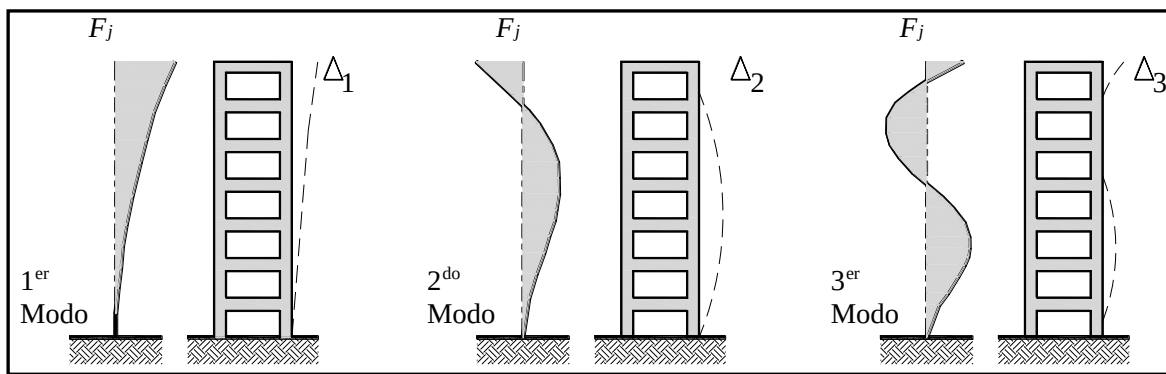


Figura 3.3 Tres modos de vibración para una estructura de mediana altura, donde F_j es la carga de entropiso y Δ_n es el desplazamiento modal de la estructura (Park et al., 2007).

3.3.2. Procedimiento para el análisis modal

El análisis dinámico modal, se realizó tomando en cuenta las especificaciones descritas en el Capítulo 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF. En esta parte se utilizó el análisis de fuerzas laterales que son aplicadas a la estructura. También se usan las especificaciones del Capítulo 1 de las mismas normas para la verificación de los desplazamientos.

La estructura considerada en esta tesis se idealiza como un sistema de marcos planos acoplados por un diafragma de piso infinitamente rígido. En la primera parte del análisis se determinaron las frecuencias y configuraciones modales del edificio como si este se hallara empotrado en su base, y se tomaron en cuenta todos los parámetros estructurales que contribuyen a la rigidez del edificio tal como lo especifica Murià et al. (1993), Avilés y Pérez Rocha (2004). Para determinar las propiedades dinámicas de los modelos matemáticos

se utilizó el programa SAP2000, que realiza el análisis elástico lineal de estructuras sometidas a la acción de cargas estáticas y dinámicas.

A continuación se presentan los principales pasos para el diseño dinámico de edificios, de acuerdo al procedimiento descrito por Bazán y Meli (2002):

Una vez calculados los modos naturales de vibrar en cada dirección de análisis y satisfaciendo el requisito de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004) en el sentido de incluir cuando menos tres modos y todos aquellos que tengan periodos mayores de 0.4 segundos; se debe de confirmar que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura de acuerdo a las mismas normas. Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinan como:

$$W_{ei} = \frac{(\mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{J})^2}{\mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{Z}_j} \quad (3.2)$$

donde $\mathbf{Z}_j$ es el vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura, $\mathbf{Z}_j^T$ es el j-ésimo vector transpuesto, $\mathbf{M}$ la matriz de pesos de las masas de la estructura que se forma a partir del peso de cada entrepiso incluyendo carga viva y $\mathbf{J}$ un vector formado por “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Se calculan los modos ortonormales, esto es, los modos puedan tener una escala arbitraria. Esto significa que podemos multiplicar todos los elementos de cualquier vector modal $\mathbf{Z}_j$ por una constante sin afectar ninguna otra de las propiedades modales.

Para obtener el modo ortonormal se divide $\mathbf{Z}_j$ por $\sqrt{m_j^*}$ y las masas generalizadas se obtienen en función de z_{ij} , amplitud del desplazamiento de la masa m_j , con la ecuación

$$m_j^* = \mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{Z}_j = \sum m_j z_{ij}^2 \quad (3.3)$$

Se determinan p_j que se denominan como el coeficiente de participación modal j y definen la escala a la que interviene este modo en el movimiento, donde la fórmula para determinar este factor de participación es:

$$p_j = \mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{1} = \sum m_j z_{ij} \quad (3.4)$$

En un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales. Así se arriba a la siguiente fórmula para el desplazamiento de la n -ésima masa:

$$u_n(t) = \sum u_{nj}(t) = \sum p_j \phi_j(t) z_{nj} \quad (3.5)$$

La ecuación muestra que la contribución del modo j al desplazamiento relativo de la masa n es el producto del desplazamiento de dicha masa en el modo aludido por el coeficiente de participación, p_j y por $\phi_j(t)$, la cual es una función que proporciona el desplazamiento relativo de la masa de un sistema de un grado de libertad de igual periodo y amortiguamiento que los del modo en cuestión.

Conocidos los desplazamientos correspondientes a un modo, el cálculo de otras cantidades de interés para diseño, como las fuerzas cortantes y momentos flexionantes, en un instante cualquiera se efectúa multiplicando la matriz de rigideces por los desplazamientos; los resultados son también función del tiempo. Esto es posible siempre y cuando se conozca la excitación sísmica, esto es, el acelerograma $s(t)$.

El análisis espectral se funda en el interés de obtener la máxima respuesta que genera un temblor futuro. En vista de que no es posible predecir con exactitud acelerogramas de eventos sísmicos venideros, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004) normalmente prescriben la intensidad sísmica de diseño mediante espectros suavizados que suministran la pseudoaceleración máxima A_j , para cada periodo P_j . Por definición, A_j es igual al desplazamiento máximo por la frecuencia al cuadrado; por tanto, el espectro de diseño proporciona el valor máximo de $\phi_j(t)$ dado por A_j/ω_j^2 ; entonces con la ecuación

$$U_{nj \max} = \frac{A_j p_j z_{nj}}{\omega_j^2} \quad (3.6)$$

obtenemos la contribución máxima del modo j al desplazamiento de la masa n .

La expresión 3.6 permite conocer cualquier respuesta (fuerza cortante, deformaciones de entrepiso, momento de volteo, etcétera) máxima de la estructura r_j debida al modo j . Sin embargo, para fines de diseño nos interesa determinar la respuesta total máxima R , de la estructura por la participación de todos los modos. Una estimación satisfactoria de la respuesta total R puede obtenerse a partir de la siguiente ecuación (Rosenblueth, 1992):

$$R = \sqrt{\sum_j r_j^2} \quad (3.7)$$

La calidad de esta estimación es adecuada para sistemas cuyos periodos sean bastante distintos. Por tal motivo, se determinan las respuestas totales de acuerdo a la ecuación 3.7 especificada en el Capítulo 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004) siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre si, condición que se cumple normalmente cuando en el cálculo de modos de vibración no se consideran como grados de libertad los giros de torsión en planta ni las deformaciones en apéndices.

3.3.3. Análisis dinámico del edificio

Con la ayuda del software SAP2000, se realiza un análisis modal preliminar y en la tabla 3.2 se muestran los periodos de los diferentes modos de vibración de la estructura en las direcciones “X” y “Y”.

Modo de vibración	Periodo (s)	Dirección
1	1.73	X
2	1.44	Y
3	0.88	Rotación
4	0.52	X
5	0.39	Y
6	0.33	X
7	0.26	X
8	0.21	Y
9	0.20	Y

Tabla 3.2 Periodos (P) de vibración de la estructura.

A continuación, en la tabla 3.3 se muestran los modos resultado del análisis modal, los desplazamientos modales de los entrepisos en ambas direcciones y en la figura 3.4 se muestran las configuraciones modales en la dirección X y Y, satisfaciendo las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004) en el sentido de incluir cuando menos tres modos en cada dirección. Los desplazamientos modales de los entrepisos son tomados en el centro de masas de la estructura en estudio.

Entrepiso	Dirección X						Dirección Y					
	Modo 1	P=1.73 s	Modo 4	P=0.52 s	Modo 6	P=0.33 s	Modo 2	P=1.44 s	Modo 5	P=0.39 s	Modo 9	P=0.20 s
1		0.05		-0.27		0.44		0.05		-0.27		-0.67
2		0.17		-0.90		1.30		0.16		-0.65		-1.19
3		0.24		-0.79		0.40		0.28		-0.97		-1.00
4		0.38		-0.98		0.01		0.43		-1.19		-0.49
5		0.54		-1.05		-0.42		0.59		-1.26		0.15
6		0.70		-0.96		-0.75		0.75		-1.17		0.68
7		0.86		-0.73		-0.88		0.92		-0.91		0.94
8		1.01		-0.39		-0.75		1.08		-0.51		0.88
9		1.15		-0.03		-0.39		1.23		0.00		0.54
10		1.28		0.46		0.12		1.38		0.55		0.01
11		1.40		0.86		0.66		1.51		1.10		-0.58
12		1.49		1.21		1.13		1.64		1.60		-1.14

Tabla 3.3 Desplazamientos modales de entrepiso de los principales modos de vibración en ambas direcciones.

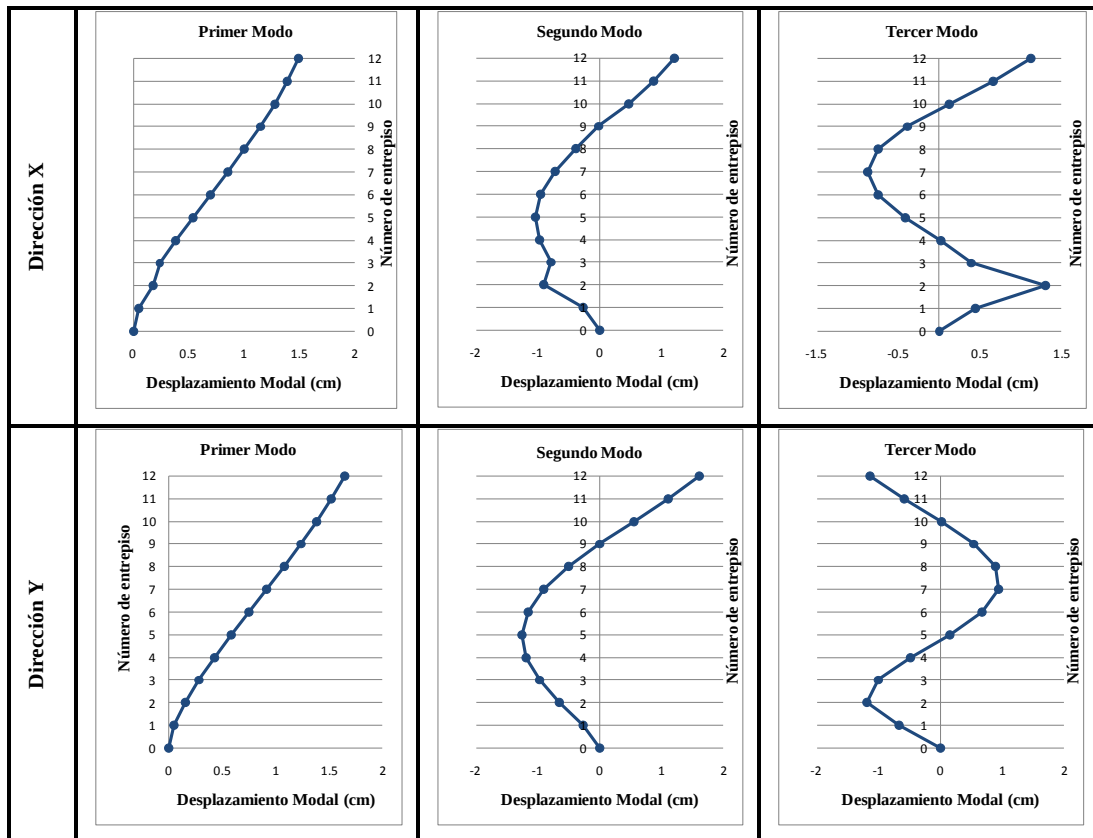


Figura 3.4 Configuraciones modales de los principales modos de vibración en ambas direcciones.

En el Capítulo 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004) se especifica que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total. En la estructura que se analiza en esta tesis, el peso total efectivo en la dirección X fue de 96.64% y el peso efectivo en la dirección Y fue 95.68% lo cual es aceptable de acuerdo a los cálculos posteriores (tabla 3.4). Los pesos modales efectivos, W_{eis} , se determinaron a partir de la ecuación 3.2.

Dirección	X	Y
Peso modal efectivo (ton-s ² /cm)	7.29	7.21
Peso total de la estructura (ton-s ² /cm)	7.54	7.54
Peso modal efectivo (%)	96.64	95.68

Tabla 3.4 Pesos modales efectivos y peso total de la estructura en cada dirección de análisis.

Conociendo el modo Z_j en una escala cualquiera, se determinan las masas generalizadas con la ecuación 3.3. Para obtener el modo ortonormal se divide Z_j por $\sqrt{m_j^*}$ y los coeficientes de participación modal se calculan utilizando la ecuación 3.4 (Tabla 3.5).

Número de Modo	Masas Generalizadas m_j^*		Factor de participación modal p_j	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Primer Modo	4.24	4.96	2.08	2.07
Segundo Modo	4.02	5.07	-1.51	-1.33
Tercer Modo	4.11	4.79	0.84	-1.09

Tabla 3.5 Masas generalizadas y factores de participación modal de los tres modos en cada dirección de análisis.

En el Capítulo 3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004) normalmente prescribe la intensidad sísmica de diseño mediante espectros suavizados como se ilustra en la figura 3.5 que suministran la pseudoaceleración máxima A_j , para cada periodo P_j .

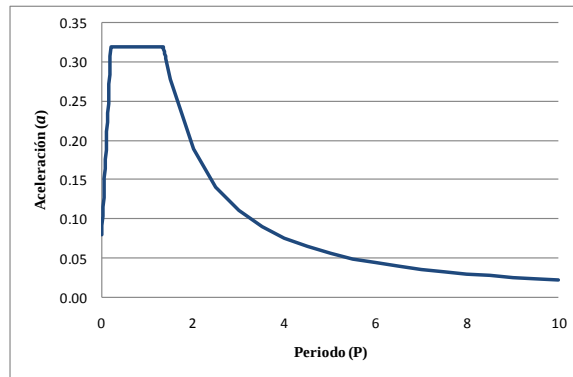


Figura 3.5 Espectro de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004).

La edificación pertenece al grupo B, se construirá en la zona II y es aplicable un factor de reducción por comportamiento sísmico $Q=2$. A partir de estos datos y los parámetros mostrados en la tabla 3.6 se determinaron las aceleraciones espectrales para cada uno de los modos de acuerdo a las Normas antes mencionadas.

Zona	c	a_0	P_a	P_b	r
II	0.32	0.08	0.20 s	1.35 s	1.33

Tabla 3.6 Valores de los parámetros para calcular el espectro de aceleración.

En las tablas 3.7 y 3.8 se muestran los desplazamientos máximos de las masas U_j , en las dos direcciones en análisis obtenidos a partir de la ecuación 3.6 y los desplazamientos relativos de entrepiso δU_j , como contribución de cada modo j .

Conocidos los desplazamientos correspondientes a cada uno de los modos se calculan las fuerzas cortantes multiplicando la matriz de rigideces por los desplazamientos. La respuesta máxima total de los modos (en desplazamiento U , desplazamiento relativo δU , y cortante V) se puede obtener a partir de la ecuación 3.7 mostrándose los resultados en las direcciones X y Y en las tablas 3.7 y 3.8.

Entrepiso	Modo 1			Modo 2			Modo 3			Respuesta Total		
	U_1 (cm)	δU_1 (cm)	V_1 (kN)	U_2 (cm)	δU_2 (cm)	V_2 (kN)	U_3 (cm)	δU_3 (cm)	V_3 (kN)	U (cm)	δU (cm)	V (kN)
1	0.54	0.54	13955.20	0.22	0.22	5569.41	0.08	0.08	2009.95	0.59	0.59	15159.34
2	2.07	1.53	14920.47	0.72	0.51	4922.51	0.23	0.15	1465.58	2.21	1.62	15779.71
3	2.84	0.77	11049.00	0.63	-0.09	-1275.42	0.07	-0.16	-2293.92	2.91	0.79	11356.46
4	4.57	1.73	12660.16	0.79	0.15	1115.41	0.00	-0.07	-488.96	4.64	1.74	12718.61
5	6.44	1.87	11642.50	0.83	0.05	304.67	-0.07	-0.08	-470.17	6.50	1.87	11655.97
6	8.36	1.92	10443.23	0.77	-0.07	-379.45	-0.13	-0.06	-319.76	8.40	1.92	10455.02
7	10.26	1.90	9100.96	0.58	-0.18	-880.62	-0.15	-0.02	-108.10	10.27	1.90	9144.11
8	12.07	1.82	9009.19	0.31	-0.27	-1360.49	-0.13	0.02	111.16	12.08	1.84	9112.01
9	13.77	1.70	5255.22	0.02	-0.28	-879.38	-0.07	0.06	195.92	13.77	1.72	5331.89
10	15.33	1.55	4521.32	-0.37	-0.39	-1137.38	0.02	0.09	259.79	15.33	1.60	4669.41
11	16.73	1.40	2946.30	-0.69	-0.32	-677.43	0.12	0.09	199.35	16.74	1.44	3029.74
12	17.93	1.20	1411.40	-0.96	-0.27	-320.33	0.20	0.08	97.18	17.95	1.23	1450.55

Tabla 3.7 Desplazamientos totales y relativos modales, fuerzas cortante por entrepiso en dirección X.

Entrepiso	Modo 1			Modo 2			Modo 3			Respuesta Total		
	U ₁ (cm)	δU ₁ (cm)	V ₁ (kN)	U ₂ (cm)	δU ₂ (cm)	V ₂ (kN)	U ₃ (cm)	δU ₃ (cm)	V ₃ (kN)	U (cm)	δU (cm)	V (kN)
1	0.39	0.39	11656.36	0.10	0.10	2890.62	0.05	0.05	1557.78	0.40	0.40	12110.05
2	1.18	0.80	10315.90	0.23	0.13	1725.98	0.09	0.04	514.18	1.21	0.81	10471.92
3	2.14	0.96	10382.90	0.34	0.11	1215.97	0.08	-0.01	-155.69	2.17	0.96	10455.02
4	3.26	1.12	9152.92	0.42	0.08	626.79	0.04	-0.04	-323.02	3.28	1.12	9180.04
5	4.47	1.21	8455.54	0.44	0.03	181.74	-0.01	-0.05	-338.60	4.49	1.21	8464.27
6	5.72	1.26	7668.70	0.41	-0.03	-200.76	-0.05	-0.04	-247.34	5.74	1.26	7675.31
7	6.98	1.26	6781.23	0.32	-0.09	-492.14	-0.07	-0.02	-109.07	6.99	1.26	6799.93
8	8.22	1.23	5798.32	0.18	-0.14	-666.50	-0.07	0.00	21.10	8.22	1.24	5836.54
9	9.39	1.18	4732.70	0.00	-0.18	-714.19	-0.04	0.03	105.75	9.39	1.19	4787.45
10	10.50	1.11	3600.30	-0.19	-0.19	-626.38	0.00	0.04	131.42	10.50	1.12	3656.75
11	11.53	1.03	2421.31	-0.39	-0.19	-451.24	0.04	0.05	106.58	11.54	1.05	2465.30
12	12.50	0.96	1215.45	-0.56	-0.18	-224.08	0.09	0.04	53.76	12.51	0.98	1237.10

Tabla 3.8 Desplazamientos totales y relativos modales, fuerzas cortante por entrepiso en dirección Y.

Una vez que se aplicó el método de análisis dinámico, se realizó la revisión del cortante basal cumpliendo con sección 9.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004), donde la fuerza cortante basal V del primer entrepiso en ambas direcciones obtenido en las tablas 3.7 y 3.8, debe ser mayor que la fuerza cortante basal mínima V_{min}

$$V_{min} = 0.80a \frac{W_o}{Q'} \quad (3.8)$$

donde:

a = ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad

Q' = factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño

W_o = valor de W en la base de la estructura

W = peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2004)

De no cumplirse con la especificación de la ecuación 3.8 se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamiento laterales correspondientes, en una proporción tal que V iguale al cortante basal mínimo.

Se determinó el cortante basal mínimo considerando la ordenada del espectro de diseño $a = 0.32$, el factor de reducción $Q' = 2.00$ (por ser una estructura de elementos prefabricados) y un peso total de la estructura de $W_o = 7395.63$ ton.

Sustituyendo valores en la ecuación 3.8 se obtiene:

$$V_{min} = (0.80)(0.32) \frac{7495.63}{2.00} = 946.64 \text{ ton}$$

$$V_{min} = (946.64 \text{ ton}) \left(9.81 \frac{kN}{ton} \right)$$

$$V_{min} = 9286.50 \text{ kN}$$

Siendo el cortante basal en la dirección X y dirección Y para el primer entrepiso igual a 15159.34 kN y 12110.05 kN respectivamente mayor que el cortante basal mínimo por lo tanto no será necesario modificar el cortante basal y tampoco ninguno de los demás resultados del análisis modal.

Por ultimo se determinan los desplazamiento totales y relativos de entrepiso que serán los que resulten del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004), multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q=2.

En la tabla 3.9 se muestran los desplazamientos relativos obtenidos en ambas direcciones los cuales no deberán de exceder los desplazamientos permisibles que son igual a 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes de acuerdo a la sección 1.8 de las Normas antes mencionadas.

Entrepiso	h (m)	Desplazamiento permisible (cm)	Respuesta Total			
			Dirección X		Dirección Y	
			U _x (cm)	δU _x (cm)	U _y (cm)	δU _y (cm)
1	4.38	5.26	1.17	1.17	0.80	0.80
2	4.35	5.22	4.42	3.25	2.41	1.62
3	3.85	4.62	5.82	1.58	4.34	1.93
4	3.85	4.62	9.28	3.48	6.56	2.24
5	3.85	4.62	12.99	3.75	8.98	2.43
6	3.85	4.62	16.80	3.84	11.48	2.52
7	3.85	4.62	20.55	3.81	13.98	2.53
8	3.85	4.62	24.16	3.68	16.44	2.48
9	3.85	4.62	27.55	3.45	18.78	2.38
10	3.85	4.62	30.66	3.21	21.00	2.25
11	3.85	4.62	33.49	2.88	23.08	2.11
12	3.85	4.62	35.91	2.46	25.02	1.96

Tabla 3.9 Desplazamientos permisibles, desplazamientos totales (U) y relativos (δU) por entrepiso (Especificaciones) en ambas direcciones.

3.3.4. Desplazamientos del edificio utilizando el Software SAP2000

Para determinar los desplazamientos reales de la estructura, colocando las fuerzas cortantes determinadas con el análisis modal en cada entrepiso del modelo realizado en el software SAP2000. En la tabla 3.10 se muestran los desplazamientos reales obtenidos en ambas direcciones multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso los cuales no deben de exceder los desplazamientos permisibles que son igual a 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes de acuerdo a la sección 1.8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004).

Entrepiso	h (m)	Desplazamiento permisible (cm)	Fuerza cortante (kN)		Desplazamientos reales (cm)			
			Dirección X	Dirección Y	Dirección X		Dirección Y	
			V_x	V_y	Δ_x	δ_x	Δ_y	δ_y
1	4.38	5.26	-620.37	1638.12	1.30	1.30	0.81	0.81
2	4.35	5.22	4423.25	16.90	4.66	3.36	2.52	1.72
3	3.85	4.62	-1362.14	1274.98	6.34	1.69	4.47	1.94
4	3.85	4.62	1062.64	715.77	9.81	3.47	6.79	2.32
5	3.85	4.62	1200.95	788.96	13.53	3.72	9.25	2.46
6	3.85	4.62	1310.91	875.38	17.31	3.78	11.76	2.51
7	3.85	4.62	32.10	963.40	21.05	3.73	14.23	2.47
8	3.85	4.62	3780.12	1049.09	24.66	3.61	16.61	2.38
9	3.85	4.62	662.47	1130.70	27.97	3.31	18.86	2.25
10	3.85	4.62	1639.67	1191.45	31.04	3.07	20.95	2.10
11	3.85	4.62	1579.19	1228.20	33.87	2.83	22.90	1.95
12	3.85	4.62	1450.55	1237.10	36.39	2.52	24.70	1.80

Tabla 3.10 Desplazamientos permisibles, desplazamientos totales (Δ) y relativos reales (δ), fuerzas cortante (V) por entrepiso (SAP2000) en ambas direcciones.

3.4. DISTORSIONES DE ENTREPISO

En la tabla 3.11 se muestran las distorsiones de entrepiso las cuales se obtuvieron dividiendo el desplazamiento relativo de cada nivel entre la altura de éste. Los desplazamientos relativos se calcularon en la sección 3.3.3 y 3.3.4 de este capítulo. También se muestran los porcentajes de las distorsiones de entrepiso que se determinan de la diferencia de la distorsión por entrepiso y la distorsión máxima permisible de 0.012. En el capítulo 5 se continúa el análisis de las distorsiones de entrepiso.

Entrepiso	Distorsiones de entrepiso con base rígida							
	SAP2000		Análisis Modal		SAP2000		Análisis Modal	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	Dirección X (%)	Dirección Y (%)	Dirección X (%)	Dirección Y (%)
1	0.003	0.002	0.003	0.002	75	85	78	85
2	0.008	0.004	0.007	0.004	36	67	38	69
3	0.004	0.005	0.004	0.005	63	58	66	58
4	0.009	0.006	0.009	0.006	25	50	25	52
5	0.010	0.006	0.010	0.006	20	47	19	47
6	0.010	0.007	0.010	0.007	18	46	17	46
7	0.010	0.006	0.010	0.007	19	47	18	45
8	0.009	0.006	0.010	0.006	22	48	20	46
9	0.009	0.006	0.009	0.006	28	51	25	49
10	0.008	0.005	0.008	0.006	33	55	31	51
11	0.007	0.005	0.007	0.005	39	58	38	54
12	0.007	0.005	0.006	0.005	45	61	47	58

Tabla 3.11 Distorsiones de entrepiso en ambas direcciones para el edificio con base rígida.

CAPÍTULO 4

4. ANÁLISIS CONSIDERANDO EL EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

4.1. INTRODUCCIÓN

En el análisis sísmico de edificios es común aplicar los movimientos de terremotos a nivel de cimentación y suponer que la estructura descansa sobre un suelo infinitamente rígido (Murià et al., 1993). Sin embargo actualmente de acuerdo con las normas para edificios, se reconocen las propiedades del subsuelo y las características de la cimentación ya que pueden ejercer una influencia significativa sobre la respuesta sísmica de la estructura y el movimiento de su base (Roesset, 2003).

Entre los aspectos importantes por analizar en el edificio ante la acción de un sismo cuando la estructura está desplantada sobre suelo blando, destaca el cálculo de la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta estructural, que se refiere a la relación entre las características de la estructura y el suelo de soporte (Cruz et al., 2006).

Los efectos de interacción suelo-estructura pueden dividirse en dos mecanismos principales, interacción cinemática e interacción inercial. El primero considera las diferencias en el movimiento del terreno que proviene de la rigidez del sistema estructura-cimentación como si no tuviera masa, esta interacción depende fundamentalmente de la geometría y rigidez de la cimentación. El segundo mecanismo toma en cuenta las fuerzas de inercia que se generan por la vibración de la masa de la cimentación y de la estructura, que da lugar no solo a elementos mecánicos dentro de los distintos miembros que las componen, sino también a tres fuerzas y tres momentos referidos a dos ejes horizontales y uno vertical en la base. Si el suelo no es muy rígido, tales fuerzas y momentos producen deformaciones que modifican el movimiento de la cimentación (Bazán y Meli, 2002).

El objetivo de este capítulo es determinar, a partir de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004) y el software SAP2000 versión 9 (2004), la respuesta de la estructura tomando en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura.

4.2. SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA

Para fines de diseño, el efecto de interacción suelo-estructura suele tenerse en cuenta exclusivamente en el modo fundamental de vibración. La contribución de los modos superiores se determina como se establece para estructuras sin interacción. Si la estructura de varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador elemental y si el depósito de suelo estratificado se comporta básicamente como un manto homogéneo, el sistema suelo-estructura puede representarse como se muestra en la figura 4.1 (Avilés y Pérez Rocha, 2004), donde la estructura se caracteriza por su altura H_e , su masa M_e , periodo T_e y amortiguamiento ζ_e ; la cimentación tiene un radio R , profundidad de enterramiento D , una masa M_c y momento de inercia J_c alrededor de un eje centroidal horizontal; y el estrato se caracteriza por el espesor H_s , relación de Poisson ν_s , periodo T_s , velocidad de onda de cortante V_s y amortiguamiento del suelo ζ_s .

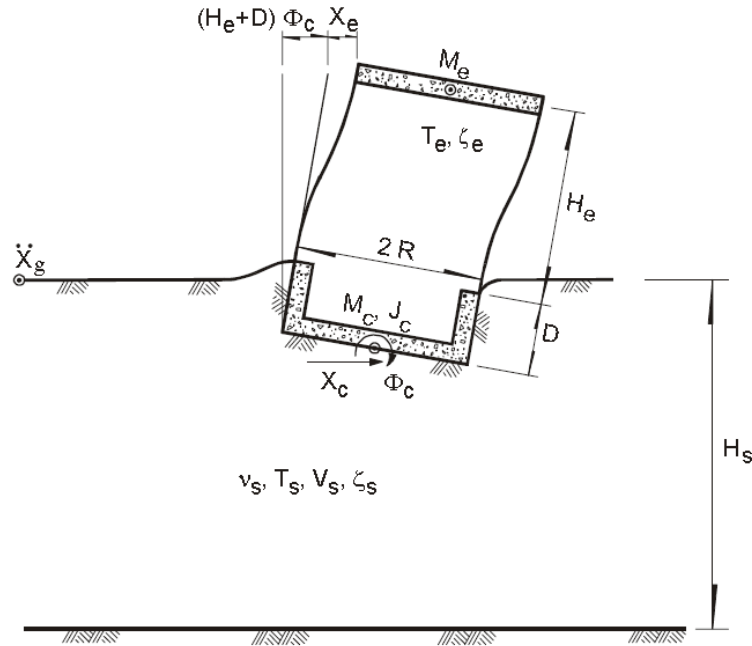


Figura 4.1 Modelo para considerar el efecto de interacción suelo-estructura en el modo fundamental de vibración; desplazamiento lateral de la estructura relativo al terreno (Avilés y Pérez Rocha, 2004).

El desplazamiento horizontal en la superficie del terreno generado por el movimiento de campo libre se denota por $\ddot{X}_g$. Sin embargo, la presencia de la cimentación modifica el movimiento del terreno de campo libre. Esto se traduce en un movimiento de entrada en la cimentación que consiste en componentes de traslación horizontal y rotación en un plano vertical, denotados por X_c y Φ_c , respectivamente. Los grados de libertad del sistema cimentación-estructura producen el desplazamiento relativo de la estructura X_e .

4.3. RIGIDECES EQUIVALENTES DEL SUELO

Con el propósito de tener una idea de la contribución del efecto de interacción suelo-estructura se han determinado valores de las rigideces equivalentes para diversas formas de cimentaciones rígidas sujetas a excitaciones armónicas (Bazán y Meli, 2002). Estas rigideces están asociadas al problema dinámico de impedancia, es decir, a los efectos de interacción inerciales. En este trabajo los efectos de interacción cinemática no se contemplan, pues existen estudios que han llevado a concluir que esta puede ser descartada sin afectar mucho la respuesta total, o que el descartarla induciría a que la respuesta esté del lado conservador (Taborda et al., 2002).

Para obtener estas rigideces se aplicó el procedimiento descrito en la sección A.1.4 del anexo A para calcular los valores de rigidez de traslación y cabeceo. Allí se establece que la contribución de las cimentaciones someras y de las pilas se calcula cada una por separado y luego se suman afectándolas previamente por un factor dinámico que depende de la frecuencia.

4.4. RESPUESTAS DEL ANÁLISIS MODAL CORREGIDAS POR EL EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Para tener en cuenta los efectos de interacción dinámica suelo-estructura se utilizaron las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004). Tales especificaciones se basan en modelos simplificados que resultan de idealizar la estructura como un oscilador simple y el suelo como un manto blando apoyado sobre un semiespacio indeformable (Avilés y Pérez-Rocha, 2004).

4.4.1. Periodo

El periodo efectivo $\tilde{P}_e$ de la estructura considerando el efecto de interacción suelo-estructura se determina de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\tilde{P}_e = \sqrt{(P_e^2 + P_x^2 + P_r^2)} \quad (4.1)$$

Donde P_e es el periodo fundamental suponiendo base rígida en la dirección que se analiza, P_x y P_r son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar respectivamente.

En la tabla 4.1 se muestran para ambas direcciones los periodos fundamentales de la estructura supuesta con base rígida, al igual que los periodos P_x y P_r determinados en la sección D.1 del anexo D, también el periodo efectivo $\tilde{P}_e$. Existe un aumento de 1.7% en la dirección X y 2.1% en la dirección Y.

Periodo	Dirección X	Dirección Y
P_e	1.73 s	1.44 s
P_x	0.06 s	0.06 s
P_r	0.30 s	0.31 s
$\tilde{P}_e$	1.76 s	1.47 s

Tabla 4.1 Periodos P_e , P_x , P_r y $\tilde{P}_e$ del sistema considerando el efecto de interacción suelo-estructura.

4.4.2. Amortiguamiento

El amortiguamiento efectivo de la estructura considerando el efecto de interacción suelo-estructura se determina de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{P_e}{\tilde{P}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left(\frac{P_x}{\tilde{P}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{P_r}{\tilde{P}_e} \right)^2 \quad (4.2)$$

Donde ζ_e es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, ζ_x y ζ_r los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente.

En la tabla 4.2 se muestran para ambas direcciones los amortiguamientos de la estructura supuesta con base rígida, también los coeficientes de amortiguamiento del suelo (ζ_x) y (ζ_r) determinados en la sección D.2 del anexo D, también el amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_e$. Existe una disminución de 2% en la dirección X y 4% en la dirección Y.

Amortiguamiento	Dirección X	Dirección Y
ζ_e	0.050	0.050
ζ_x	0.044	0.047
ζ_r	0.028	0.019
$\tilde{\zeta}_e$	0.049	0.048

Tabla 4.2 Amortiguamiento ζ_e , ζ_x , ζ_r y $\tilde{\zeta}_e$ del sistema considerando el efecto de interacción suelo-estructura.

4.4.3. Cortante basal

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura corregida por efecto de interacción con el suelo, se calcula con la expresión:

$$\tilde{V}_1 = \tilde{a}' W_e \quad (4.3)$$

Donde $\tilde{a}'$ es la ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo-estructura y W_e el peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental.

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable, se calcula con la expresión:

$$V_1 = a' W_e \quad (4.4)$$

Donde a' es la ordenada espectral de diseño para el periodo fundamental de la estructura con base rígida.

A partir de la ecuación 4.3 se determinan las fuerzas cortantes de la estructura considerando el efecto de interacción suelo estructura siendo 1073.72 kN y 1109.27 kN para dirección X y Y respectivamente. Con la ecuación 4.4 se determinan las fuerzas cortantes correspondientes a la estructura con base indeformable siendo 188.36 kN en dirección X y 186.50 kN en dirección Y. Las fuerzas cortantes se calcularon en la sección D.3 del anexo D.

El factor $\tilde{V}_1/V_1$ para obtener la respuesta modificada por interacción es de 5.69 y 5.94 para la dirección X y Y respectivamente. El valor de este factor en ningún caso se tomará menor de 0.75, ni mayor que 1.25 de acuerdo a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004).

Al ser mayor el factor calculado que el máximo permitido se toma 1.25 como factor para obtener la respuesta modificada por interacción en ambas direcciones.

En las tablas 4.3 y 4.4 se muestran las fuerzas cortantes de entrepiso donde el efecto de interacción se tiene en cuenta solo en el modo fundamental de vibración; la contribución de los modos superiores son las mismas fuerzas cortantes determinadas para la estructura con base rígida. Las fuerzas cortantes se combinan con criterios similares a los establecidos por las normas para estructuras sin interacción, a fin de obtener la respuesta total mostrada en la última columna.

Entrepiso	Modo 1			Modo 2	Modo 3	Respuesta total
	Factor	V_1 (kN)	$1.25V_1$ (kN)	V_2 (kN)	V_3 (kN)	V (kN)
1	1.25	13955.20	17444.00	5569.41	2009.95	18421.49
2	1.25	14920.47	18650.58	4922.51	1465.58	19344.85
3	1.25	11049.00	13811.26	-1275.42	-2293.92	14058.43
4	1.25	12660.16	15825.20	1115.41	-488.96	15872.00
5	1.25	11642.50	14553.12	304.67	-470.17	14563.90
6	1.25	10443.23	13054.04	-379.45	-319.76	13063.47
7	1.25	9100.96	11376.21	-880.62	-108.10	11410.75
8	1.25	9009.19	11261.48	-1360.49	111.16	11343.91
9	1.25	5255.22	6569.02	-879.38	195.92	6630.52
10	1.25	4521.32	5651.65	-1137.38	259.79	5770.81
11	1.25	2946.30	3682.88	-677.43	199.35	3749.97
12	1.25	1411.40	1764.25	-320.33	97.18	1795.73

Tabla 4.3 Fuerza cortante por entrepiso en dirección X considerando el efecto de interacción suelo-estructura.

Entrepiso	Modo 1			Modo 2	Modo 3	Respuesta total
	Factor	V_1 (kN)	$1.25V_1$ (kN)	V_2 (kN)	V_3 (kN)	V (kN)
1	1.25	11656.36	14570.46	2890.62	1557.78	14935.88
2	1.25	10315.90	12894.87	1725.98	514.18	13020.03
3	1.25	10382.90	12978.62	1215.97	-155.69	13036.39
4	1.25	9152.92	11441.15	626.79	-323.02	11462.86
5	1.25	8455.54	10569.43	181.74	-338.60	10576.41
6	1.25	7668.70	9585.87	-200.76	-247.34	9591.16
7	1.25	6781.23	8476.53	-492.14	-109.07	8491.51
8	1.25	5798.32	7247.90	-666.50	21.10	7278.51
9	1.25	4732.70	5915.87	-714.19	105.75	5959.76
10	1.25	3600.30	4500.38	-626.38	131.42	4545.66
11	1.25	2421.31	3026.63	-451.24	106.58	3061.94
12	1.25	1215.45	1519.31	-224.08	53.76	1536.69

Tabla 4.4 Fuerza cortante por entrepiso en dirección Y considerando el efecto de interacción suelo-estructura.

4.4.4. Desplazamiento lateral

Los desplazamientos laterales de la estructura en la dirección de análisis, corregidos por interacción con el suelo, se determinan con la expresión:

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left[X_i + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right] \quad (4.5)$$

Siendo $\tilde{V}_o/V_o = 1.25$ factor para obtener el desplazamiento lateral modificado por interacción en ambas direcciones determinado en la sección D.4 del anexo D, X_i desplazamiento lateral del i-ésimo nivel de la estructura con base rígida multiplicado por el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, h_i es la altura del entrepiso, D es la profundidad de desplante igual a 2 m para ambas direcciones, $K_r = 651652277$ kN-m y 568891960 kN-m para la dirección X y Y respectivamente y el momento de volteo $M_o = V_j (H_i + D)$ donde H_i es la altura del entrepiso a la base de la cimentación y V_j es la fuerza cortante en la dirección de análisis.

En las tablas 4.5 y 4.6 se muestran los desplazamientos laterales por entrepiso corregidos por el efecto de interacción suelo-estructura en su dirección de análisis $\tilde{X}_i$ y $\tilde{Y}_i$ los cuales se multiplicaron por un factor de reducción por sobrerresistencia $R=2$. En la última columna de cada tabla se observan los porcentajes en que aumenta el desplazamiento lateral en cada entrepiso. El valor más pequeño de dicho aumento es 23% en el tercer entrepiso en la dirección X y el valor más grande es 30% en el entrepiso ocho en la misma dirección.

Entrepiso	h_i (m)	X_i (m)	V_x (kN)	M_o (kN-m)	$\tilde{X}_i$ (cm)	Porcentaje
1	4.38	0.01	-923.36	-5891.06	2.92	24
2	4.35	0.03	5286.42	56723.24	8.25	27
3	3.85	0.02	-1813.56	-26441.76	3.88	23
4	3.85	0.03	1308.10	24108.20	8.74	26
5	3.85	0.04	1500.43	33429.61	9.45	26
6	3.85	0.04	1652.72	43185.60	9.70	26
7	3.85	0.04	66.84	2003.88	9.53	25
8	3.85	0.04	4713.39	159454.12	9.55	30
9	3.85	0.03	859.71	32393.82	8.69	26
10	3.85	0.03	2020.84	83925.56	8.21	28
11	3.85	0.03	1954.24	88683.40	7.40	28
12	3.85	0.02	1795.73	88403.58	6.35	29

Tabla 4.5 Desplazamientos laterales de entrepisos, corregidos por el efecto de interacción con el suelo en dirección X.

Entrepiso	h_i (m)	Y_i (m)	V_y (kN)	M_o (kN-m)	$\tilde{Y}_t$ (cm)	Porcentaje
1	4.38	0.01	1915.85	12223.14	2.03	27
2	4.35	0.02	-16.36	-175.58	4.04	25
3	3.85	0.02	1573.53	22942.10	4.88	26
4	3.85	0.02	886.45	16337.26	5.63	26
5	3.85	0.02	985.25	21951.33	6.11	26
6	3.85	0.03	1099.66	28734.03	6.36	26
7	3.85	0.03	1213.00	36365.74	6.40	27
8	3.85	0.02	1318.74	44613.12	6.29	27
9	3.85	0.02	1414.10	53283.28	6.07	28
10	3.85	0.02	1483.72	61618.99	5.76	28
11	3.85	0.02	1525.25	69216.01	5.42	29
12	3.85	0.02	1536.69	75651.08	5.07	29

Tabla 4.6 Desplazamientos laterales de entrepisos, corregidos por el efecto de interacción con el suelo en dirección Y.

4.5. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO EL EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA UTILIZANDO EL SOFTWARE SAP2000

Para hacer la consideración del efecto de interacción suelo-estructura en el modelo de la estructura realizado en el software SAP2000 se consideran las articulaciones tipo resorte en la base de cimentación en lugar de articulaciones empotradas como si fuera la base infinitamente rígida (SAP2000, 2004).

Las articulaciones desempeñan un papel fundamental en el análisis de cualquier estructura y son los puntos de conexión entre los elementos, requiriéndose conocer o determinar sus desplazamientos. Las componentes de desplazamiento (traslación y rotación) se llaman grados de libertad.

Los resortes elásticos se utilizan para modelar los grados de libertad en una articulación conectando la base al suelo. Las fuerzas de los resortes que actúan sobre las articulaciones están relacionados con sus desplazamientos a partir de una matriz 6x6 simétrica conformada por los coeficientes de rigidez de los resortes.

En la tabla 4.7 se muestran los coeficientes de rigidez del resorte para los diferentes tipos de cimentación los cuales se calcularon en la sección D.1 del anexo D. Los valores de rigideces horizontales en cimentaciones someras son muy parecidos por lo que es suficiente con hacer el cálculo en una sola dirección horizontal. Las rigideces para la cimentación con pilotes son iguales para ambas direcciones.

Modo de vibración	Cimentación somera		Cimentación con pilotes
Horizontal	$K_x = 167815 \text{ kN/m}$	$K_y = 167728 \text{ kN/m}$	$K_x = 156845 \text{ kN/m}$
Vertical	$K_v = 207834 \text{ kN/m}$		$K_v = 303066 \text{ kN/m}$
Cabeceo	$K_r = 606245 \text{ kN-m}$		0

Tabla 4.7 Coeficientes de rigidez para cimentaciones someras y con pilotes.

4.5.1. Periodo

Utilizando el software SAP2000, se realiza un análisis modal considerando articulaciones tipo resorte en su base de cimentación y en la tabla 4.8 se muestran los periodos de los diferentes modos de vibración de la estructura en las direcciones X, Y y un modo de torsión. Tomando en cuenta la interacción suelo-estructura el periodo aumenta hasta un 2.6% en el primer modo en Y.

Modo de vibración	Periodo con base rígida (s)	Periodo con ISE (s)	Diferencia en porcentaje	Dirección
1	1.73	1.77	2.1	X
2	1.44	1.47	2.6	Y
3	0.88	0.89	1.2	Rotación
4	0.52	0.52	1.6	X
5	0.39	0.39	0.8	Y
6	0.33	0.34	2.4	X
7	0.26	0.26	0.8	X
8	0.21	0.21	1.0	Y
9	0.20	0.20	0.5	Y

Tabla 4.8 Periodos de vibración de la estructura considerando el efecto interacción suelo-estructura.

4.5.2. Desplazamientos laterales

Para determinar los desplazamientos laterales de la estructura, se colocan las fuerzas cortantes del análisis modal del edificio con base rígida en cada entrepiso del modelo realizado en el software SAP2000. En la tabla 4.9 se muestran los desplazamientos laterales multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q=2$ y un factor de reducción por sobrerresistencia $R=2$, obtenidos en ambas direcciones producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso los cuales no deben de exceder los desplazamientos permisibles que son igual a 0.015 veces la diferencia de elevaciones correspondientes de acuerdo al apéndice A.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004).

Entrepiso	h (m)	Desplazamiento permisible (cm)	Fuerza cortante (kN)		Desplazamientos reales (cm)			
			Dirección X	Dirección Y	Dirección X		Dirección Y	
			V _x	V _y	Δ _x	δ _x	Δ _y	δ _y
1	4.38	6.57	-620.37	1638.12	3.01	3.01	1.73	1.73
2	4.35	6.53	4423.25	16.90	10.16	7.15	5.33	3.60
3	3.85	5.78	-1362.14	1274.98	13.50	3.34	9.38	4.06
4	3.85	5.78	1062.64	715.77	20.70	7.19	14.24	4.86
5	3.85	5.78	1200.95	788.96	28.38	7.68	19.40	5.16
6	3.85	5.78	1310.91	875.38	36.18	7.80	24.67	5.27
7	3.85	5.78	32.10	963.40	43.87	7.69	29.88	5.21
8	3.85	5.78	3780.12	1049.09	51.31	7.45	34.91	5.03
9	3.85	5.78	662.47	1130.70	58.14	6.83	39.69	4.78
10	3.85	5.78	1639.67	1191.45	64.49	6.35	44.17	4.48
11	3.85	5.78	1579.19	1228.20	70.35	5.86	48.35	4.18
12	3.85	5.78	1450.55	1237.10	75.58	5.23	52.25	3.90

Tabla 4.9 Desplazamientos permisibles, desplazamientos totales (Δ) y relativos laterales (δ), fuerzas cortante (V) por entrepiso en ambas direcciones considerando el efecto de interacción suelo-estructura.

4.6. DISTORSIONES DE ENTREPISO

En la tabla 4.10 se muestran las distorsiones de entrepiso las cuales se obtuvieron dividiendo el desplazamiento relativo de cada nivel entre la altura de éste. Los desplazamientos relativos se calcularon en la sección 4.4.4 y 4.5.2 de este capítulo. También se muestran los porcentajes de las distorsiones de entrepiso que se determinan de la diferencia de la distorsión por entrepiso y la distorsión máxima permisible de 0.015. En el siguiente capítulo se continúa el análisis de las distorsiones de entrepiso.

Entrepiso	Distorsiones de entrepiso considerando el efecto ISE							
	SAP2000		Reglamento del DF		SAP2000		Reglamento del DF	
	Dirección	Dirección	Dirección	Dirección	Dirección	Dirección	Dirección	Dirección
	X	Y	X	Y	X (%)	Y (%)	X (%)	Y (%)
1	0.007	0.004	0.007	0.005	54	74	56	69
2	0.016	0.008	0.019	0.009	-10	45	-26	38
3	0.009	0.011	0.010	0.013	42	30	33	16
4	0.019	0.013	0.023	0.015	-25	16	-51	2
5	0.020	0.013	0.025	0.016	-33	11	-64	-6
6	0.020	0.014	0.025	0.017	-35	9	-68	-10
7	0.020	0.014	0.025	0.017	-33	10	-65	-11
8	0.019	0.013	0.025	0.016	-29	13	-65	-9
9	0.018	0.012	0.023	0.016	-18	17	-50	-5
10	0.016	0.012	0.021	0.015	-10	22	-42	0
11	0.015	0.011	0.019	0.014	-2	28	-28	6
12	0.014	0.010	0.017	0.013	9	33	-10	12

Tabla 4.10 Distorsiones de entrepiso en ambas direcciones para el edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura (ISE).

CAPÍTULO 5

5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

5.1. DISTORSIONES DE ENTREPISO CONSIDERANDO LA BASE RÍGIDA DEL EDIFICIO

En la figura 5.1 y 5.2 se observan las distorsiones de entrepiso en dirección X y Y en las cuales se muestran los cocientes de desplazamientos relativos entre la altura del nivel, así como el cociente máximo permisible de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004). Los desplazamientos relativos utilizando el análisis modal y software SAP2000 son obtenidos del centro de masas de cada entrepiso calculado en la sección 3.3.3 y 3.3.4 del Capítulo 3, respectivamente.

Las distorsiones de entrepiso (figuras 5.1 y 5.2) están entre 0.006 y 0.012, valores máximos permitidos por reglamento (sección 1.8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF, 2004). El límite de 0.012 se utiliza cuando hay elementos capaces de soportar deformaciones apreciables o como dice el reglamento cuando no existen muros de mampostería o estos no están ligados a la estructura principal.

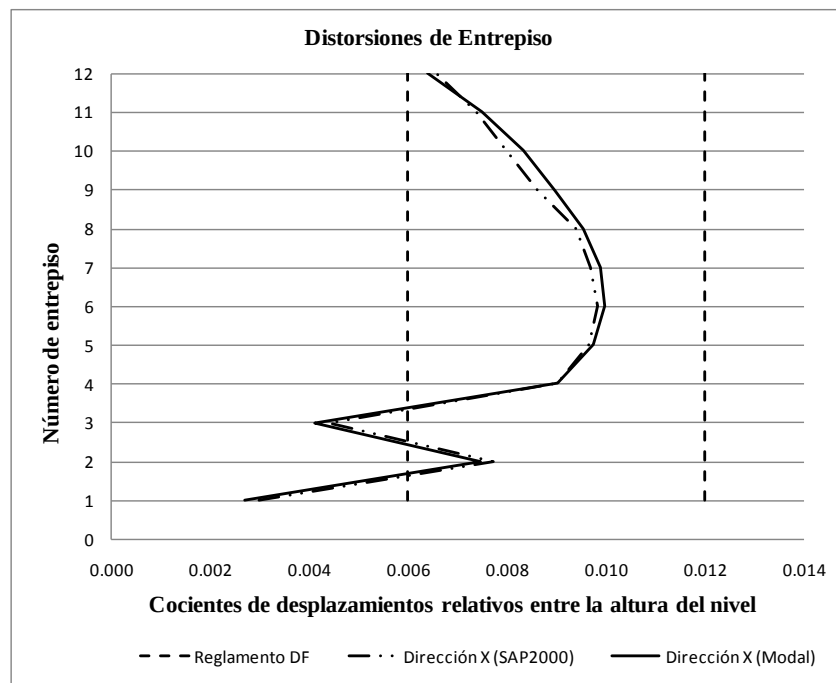


Figura 5.1 Distorsiones de entrepiso en dirección X considerando la base rígida del edificio.

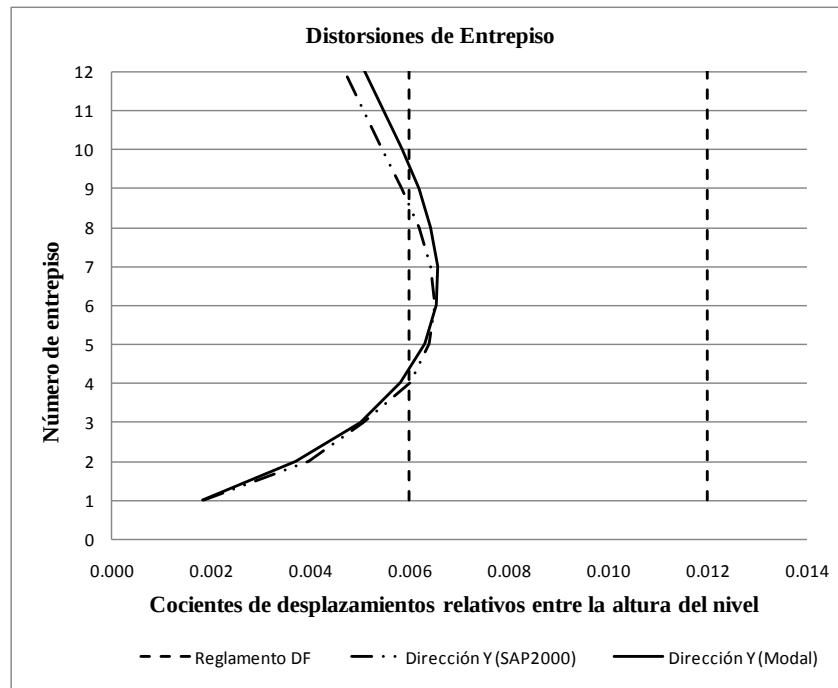


Figura 5.2 Distorsiones de entrepiso en dirección Y considerando la base rígida del edificio.

5.2. DISTORSIONES DE ENTREPISO CONSIDERANDO EL EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (ISE)

En las figuras 5.3 y 5.4 se observan las distorsiones de entrepiso en dirección X y Y tomando en cuenta la interacción suelo-estructura. En estos casos las distorsiones de entrepiso son mayores ya que se considera la base flexible. En la tabla 5.1 el valor negativo indica la distancia máxima 0.015 del reglamento es sobrepasada en un 68 por ciento en la dirección X y un 11 por ciento en dirección Y tomando en cuenta la interacción suelo-estructura en todos los demás casos la distancia esta dentro del limite máximo permisible de 0.015.

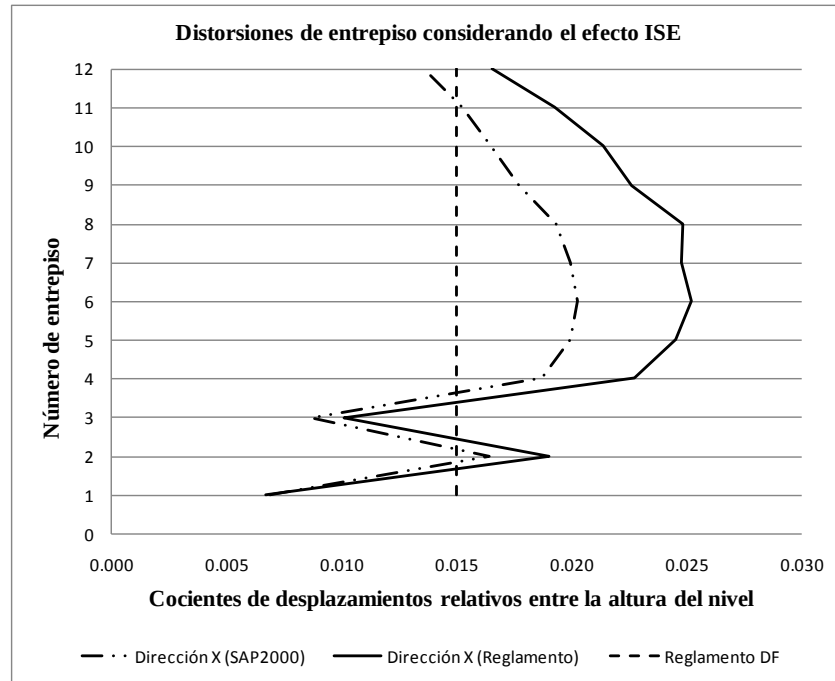


Figura 5.3 Distorsiones de entrepiso en dirección X considerando el efecto de ISE en el edificio.

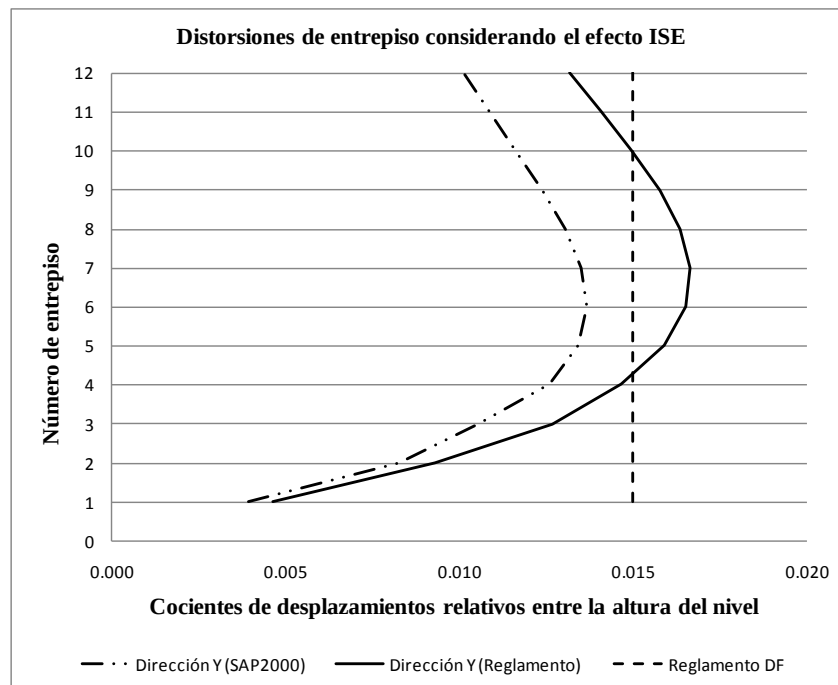


Figura 5.4 Distorsiones de entrepiso en dirección Y considerando el efecto de ISE en el edificio.

Entrepiso	Distorsiones de entrepiso con base rígida				Distorsiones de entrepiso considerando el efecto ISE			
	SAP2000		Análisis Modal		SAP2000		Reglamento del DF	
	Dirección X (%)	Dirección Y (%)	Dirección X (%)	Dirección Y (%)	Dirección X (%)	Dirección Y (%)	Dirección X (%)	Dirección Y (%)
1	75	85	78	85	54	74	56	69
2	36	67	38	69	-10	45	-26	38
3	63	58	66	58	42	30	33	16
4	25	50	25	52	-25	16	-51	2
5	20	47	19	47	-33	11	-64	-6
6	18	46	17	46	-35	9	-68	-10
7	19	47	18	45	-33	10	-65	-11
8	22	48	20	46	-29	13	-65	-9
9	28	51	25	49	-18	17	-50	-5
10	33	55	31	51	-10	22	-42	0
11	39	58	38	54	-2	28	-28	6
12	45	61	47	58	9	33	-10	12

Tabla 5.1 Porcentaje de distorsiones de entrepiso en ambas direcciones para el edificio con base rígida y considerando el efecto de interacción suelo-estructura (ISE).

5.3. CONCLUSIONES

1. Utilizando datos del edificio propuesto y los resultados de la vibración ambiental en el suelo se encontró que el efecto de interacción suelo-estructura es relevante para tomarse en cuenta en el análisis sísmico de este edificio.
2. Al hacer el análisis con base rígida se determinaron los periodos fundamentales de la estructura igual a 1.73 s y 1.44 s en la dirección X y Y respectivamente y se consideró un amortiguamiento del sistema igual al 0.05. Además se encontró que había distorsiones laterales de entrepiso mayores que 0.006 en ambas direcciones.
3. Al realizar el análisis considerando el efecto de interacción suelo-estructura este influyó en el comportamiento dinámico de la estructura, ya que se presentó un aumento en el periodo fundamental del 1.7% y 2.1% en la dirección X y Y respectivamente y una disminución de amortiguamiento del sistema al 0.049 (2%) para la dirección X y al 0.048 (4%) para la dirección Y en comparación con el modelo de base fija. También se obtuvieron distorsiones mayores que sobrepasan el valor máximo de 0.015 en la dirección X.
4. Las distorsiones con reglamento son mayores que las obtenidas con el software SAP2000 en un factor de 1.25 de acuerdo a la sección 4.4.4 en el capítulo 4.

5. Se recomienda rigidizar la estructura en las dos direcciones y en mayor grado en dirección X.
Esto se realiza haciendo cambio de sección en las columnas, colocando muros de cortantes adicionales o contraventeos en donde lo requiera la estructura.
6. Una opción diferente a rigidizar es utilizar control pasivo y esto se logra mediante dispositivos disipadores de energía habiendo de diferentes tipos en el mercado como elastoméricos o neopreno y de fricción entre otros.
7. Otra opción viable para disminuir las distorsiones de entrepiso seria utilizar dispositivos de aislamiento sísmico como el péndulo de fricción o el filtro sísmico.

LISTA DE ANEXOS:

- ANEXO A: ESPECIFICACIONES DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO DEL DISTRITO FEDERAL (2004).**
- ANEXO B: ANÁLISIS GRAVITACIONAL DE ACUERDO A LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO DEL DISTRITO FEDERAL (2004).**
- ANEXO C: ANÁLISIS MODAL DE ACUERDO A LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO DEL DISTRITO FEDERAL (2004).**
- ANEXO D: RESPUESTAS DEL ANÁLISIS MODAL CORREGIDAS POR EL EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.**
- ANEXO E: PLANTAS Y DETALLES ESTRUCTURALES.**

ANEXO A. ESPECIFICACIONES DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO DEL DISTRITO FEDERAL (2004)

A.1 INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA

Los efectos de interacción suelo–estructura se tomarán en cuenta aplicando las modificaciones que contiene la presente sección. Estos efectos pueden despreciarse cuando se cumpla la condición

$$\frac{P_e H_s}{P_s H_e} > 2.5 \quad (\text{A.1})$$

Donde:

H_s = profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés.

H_e = altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental.

P_e = periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable.

P_s = periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés.

Cuando se utilice el método estático, H_e se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a la altura total; cuando se emplee el análisis dinámico modal, será igual a:

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (\text{A.2})$$

Donde:

ϕ_i = es la amplitud del desplazamiento modal del i-ésimo nivel sobre el desplante.

W_i = es la masa del i-ésimo nivel sobre el desplante.

h_i = es la altura del i-ésimo nivel sobre el desplante.

A.1.1 Análisis estático

La fuerza cortante basal de la estructura en la dirección de análisis, corregida por interacción con el suelo, se calculará con la expresión:

$$\tilde{V}_o = \alpha' W_o - (\alpha' - \tilde{\alpha}') W_e \quad (\text{A.3})$$

Donde:

W_o = peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas;

W_e = peso efectivo de la estructura que se tomará como 0.7 W_o , excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a W_o ;

α' = ordenada espectral de diseño para el periodo fundamental de la estructura con base rígida, usando $\beta=1$; y

$\tilde{\alpha}'$ = ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo–estructura, $\tilde{P}_e$, reemplazando a $Q = (Q - 1)P_e^2 / \tilde{P}_e^2 + 1$ y usando

$$\beta = \begin{cases} \left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda & ; \text{si } \tilde{P}_e \leq P_b \\ 1 + \left(\left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda - 1 \right) \frac{P_b}{\tilde{P}_e} & ; \text{si } \tilde{P}_e > P_b \end{cases} \quad (\text{A.4})$$

donde $\lambda = 0.5$ y 0.6 para las zonas II y III, respectivamente. Además, $\tilde{\zeta}_e$ es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo–estructura, el cual no se tomará menor que 0.05 ; en tanto que ζ_e es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a 0.05 . Los valores de $\tilde{P}_e$ y $\tilde{\zeta}_e$ se calculan como se indica en la sección A.1.3.

Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor $\tilde{V}_o/V_o$ para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_o = \alpha' W_o$ la fuerza cortante basal de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ninguna situación se tomará menor que 0.75 , ni mayor que 1.25 .

Los desplazamientos laterales de la estructura en la dirección de análisis, corregidos por interacción con el suelo, se determinarán con la expresión:

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left[X_i + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right] \quad (\text{A.5})$$

Donde:

M_o =momento de volteo en la base de la cimentación;

X_i =desplazamiento lateral del i-ésimo nivel de la estructura con base rígida, calculados usando las fuerzas sísmicas sin modificar por interacción.

D =profundidad de desplante.

K_r =rigidez de rotación de la cimentación, que se calcula como se indica en la sección A.1.4.

A.1.2 Análisis dinámico modal

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción con el suelo, se calculará con la expresión:

$$\tilde{V}_1 = \tilde{a}' W_e \quad (\text{A.6})$$

Donde:

$\tilde{a}'$ = ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo–estructura.

W_e = peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental.

$$W_e = \frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2} \quad (\text{A.7})$$

Los efectos de interacción se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental de vibración; la contribución de los modos superiores se determinará como se establece para estructuras sin interacción. Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor $\tilde{V}_1/V_1$ para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_1 = \alpha' W_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ningún caso se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25. Los desplazamientos laterales modificados por efectos de interacción se calcularán como se especifica en relación con el análisis estático. Las respuestas modales se combinarán con criterios similares a los establecidos para estructuras sin interacción, a fin de obtener la respuesta total.

A.1.3 Periodo y amortiguamiento efectivos

El periodo efectivo del sistema acoplado suelo–estructura se determinará de acuerdo con la expresión:

$$\tilde{P}_e = \sqrt{(P_e^2 + P_x^2 + P_r^2)} \quad (\text{A.8})$$

Donde:

$\tilde{P}_e$ = periodo efectivo del sistema suelo–estructura en la dirección de análisis.

$$P_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (\text{A.9})$$

$$P_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}} \quad (\text{A.10})$$

P_x = periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida.

P_r = periodos naturales que tendría la estructura si su base sólo pudiera trasladarse o girar.

Los parámetros K_x y K_r representan las rigideces de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura: K_x es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento, y K_r es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento. Los valores de estos resortes elásticos se obtendrán de la tabla A.1 y A.2, aplicando los criterios especificados en la sección A.1.4.

El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo–estructura se determinará según la expresión:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{P_e}{\tilde{P}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left(\frac{P_x}{\tilde{P}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{P_r}{\tilde{P}_e} \right)^2 \quad (\text{A.11})$$

Donde:

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{P}_e K_x} \quad (\text{A.12})$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{P}_e K_r} \quad (\text{A.13})$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_x y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad unitaria del cimiento en traslación horizontal y rotación, respectivamente. Los valores de estos amortiguadores viscosos se obtendrán de la tabla A.3 y A.4, aplicando los criterios especificados en la sección A.1.4.

A.1.4 Rigideces y amortiguamientos de la cimentación

Los resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo dependen de las propiedades del subsuelo, pero también de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación. Como una aproximación será válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida, $\omega = 2\pi/P_e$, siguiendo los criterios que aquí se detallan. Pueden emplearse métodos alternos basados en principios establecidos y resultados conocidos de la dinámica de cimentaciones.

Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cajón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se obtendrán considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación y rotación están dados respectivamente por las siguientes expresiones:

$$R_x = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}} \quad (\text{A.14})$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (\text{A.15})$$

Donde:

A=área de la superficie neta de cimentación.

I = momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura.

Tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, o sobre zapatas aisladas, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se determinarán sumando las contribuciones de las zapatas individuales, mediante las siguientes formulas:

$$K_x = \sum K_{xi} \quad (A.16)$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{vi} \quad (A.17)$$

$$C_x = \sum C_{xi} \quad (A.18)$$

$$C_r = \sum x_i^2 C_{vi} \quad (A.19)$$

en las que el índice i denota valores correspondientes a la i-ésima zapata; los parámetros K_{vi} y C_{vi} representan la rigidez y el amortiguamiento de la zapata en traslación vertical, respectivamente, y x_i es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación. Las rigideces y amortiguamientos de las zapatas individuales se obtendrán usando el valor de R_x que corresponda a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de fricción, su influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se considerará evaluando las rigideces K_{xi} y K_{vi} y los amortiguamientos C_{xi} y C_{vi} de los pilotes individuales, y combinando estos parámetros con criterios similares a los especificados para el caso de zapatas. En cimentaciones mixtas se sumará la contribución de la losa de cimentación. Será permisible tener en cuenta el efecto de grupos de pilotes usando factores de interacción dinámica.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes de punta o pilas en la zona II se supondrá K_r infinita. Cuando se empleen pilotes de punta en estructuras ubicadas en la zona III, su influencia en el valor de K_r se considerará usando la siguiente expresión, en la que K_{vi} es la rigidez axial del i-ésimo pilote calculado como si su punta no se desplazara verticalmente:

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43GR_p^3} + \frac{1}{\sum x_i^2 K_{vi}}} \quad (A.20)$$

siendo G el módulo de rigidez medio del suelo de soporte, que se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará igual a:

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{P_s} \right)^2 \quad (\text{A.21})$$

donde γ es el peso volumétrico medio del suelo. Los valores de γ y H_s , así como los del amortiguamiento histerético (ζ) y la relación de Poisson del suelo (ν), se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará $\gamma = 12.3 \text{ kN/m}^3$ (1.25 t/m^3), $\zeta = 0.03$, $\nu = 0.45$.

Cimentaciones Someras	$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta\eta_m c_m)$ $m = x, v, r$
Modo de vibración	Rigidez estática
Horizontal	$K_x^o = \frac{8 G R_x}{2 - \nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s} \right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x} \right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s} \right)$
Vertical	$K_v^o = \frac{4 G R_v}{1 - \nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v} \right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right]$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1 - \nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s} \right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r} \right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right)$

Tabla A.1 Rigideces estáticas en cimentaciones someras.

Cimentaciones con pilotes	$K_m = K_m^o k_m;$ $m = x, v$
Modo de vibración	Rigidez estática
Horizontal	$K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67}$

Tabla A.2 Rigideces estáticas en cimentaciones con pilotes.

Cimentaciones Someras	$C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$; $m = x, v, r$ ω = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta_m = \omega R_m / V_s$; donde $V_s = 4H_s / P_s$ y $R_v = R_x$ $\eta_s = \pi R_x / 2H_s$ $\eta_p = \frac{\pi R_r \sqrt{2(1-v)}}{2H_s}$
Modo de vibración	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{xs}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{xs}^2}$; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s > 1$
Vertical	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-v)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$k_r = 1 - 0.2 \eta_r$	$c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$

Tabla A.3 Coeficientes de amortiguamiento en cimentaciones someras.

Cimentaciones con pilotes	$C_m = 2K_m^o c_m / \omega$; $m = x, v$ ω = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta = \omega d / V_s$; donde $V_s = 4 H_s / P_s$ $\eta_s = \pi d / 2H_s$ $\eta_p = \frac{3.4\eta_s}{\pi(1-v)}$
Modo de vibración	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$k_x = 1$	$c_x = 0.80 \zeta$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.80 \zeta + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 15$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$; si $\eta_v > 1.5 \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1+v} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} (1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^{-2}}) \eta^{0.8}$; si $\eta_v \leq \eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

Tabla A.4 Coeficientes de amortiguamiento en cimentaciones con pilotes.

ANEXO B. ANÁLISIS GRAVITACIONAL DE ACUERDO A LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO DEL DISTRITO FEDERAL (2004)

B.1 ESPECIFICACIONES PARA LA CONSIDERACIÓN DE LAS CARGAS GRAVITACIONALES

De la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Se tomaron las siguientes consideraciones para:

Carga viva de azotea:

Azotea con pendiente no mayor de 5%: 1.00 kN/m²

Carga viva de entrepisos:

Primer nivel (Restaurantes, Comercio y Oficinas): 1.70 kN/m²

Segundo Nivel (Hotel): 1.70 kN/m²

Del tercero al doceavo nivel (Condominios): 1.70 kN/m²

Carga muerta de azotea:

Concreto	1.20 kN/m ²
Peso muerto de la losa de concreto	0.40 kN/m ²
Enladrillado	0.50 kN/m ²
Impermeabilizante	0.30 kN/m ²
Plafón Modular	0.10 kN/m ²
Instalaciones	0.40 kN/m ²
Total C.M de azotea=	<u>2.90 kN/m²</u>

Carga muerta de entrepiso:

Concreto	1.20 kN/m ²
Loseta	0.50 kN/m ²
Plafón Modular	0.10 kN/m ²
Cancelería	0.35 kN/m ²
Peso muerto de la losa de concreto	0.40 kN/m ²
Muros interiores de tabla roca	0.50 kN/m ²
Instalaciones	0.40 kN/m ²
Total C.M de azotea=	<u>3.45 kN/m²</u>

B.1.1 Cálculo de cargas gravitacionales en viguetas para azotea y entrepisos

Se determina la separación máxima entre viguetas tomando en cuenta la especificación 2.2.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del DF (2004) que a continuación se describe:

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en sección T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguiente:

- La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma
Tomando el claro mas desfavorable de 10.36 m y un ancho de alma de 0.13 m el ancho del patín es de 1.23 m.
- La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano
El miembro más cercano es una viga T a 1.50 m como se muestra en la figura B.1, la distancia del centro de la viga T al paño de la otra es de 1.43 m, por lo tanto el ancho del patín es de 0.71 m.
- Ocho veces el espesor del patín
Siendo 0.10 m el espesor del patín, el ancho del patín es de 0.80 m.

De acuerdo a la especificación anterior el ancho del patín es igual a 0.71 m se tomo 0.75 m, por lo tanto la separación máxima entre viguetas de concreto será de 1.50 m.

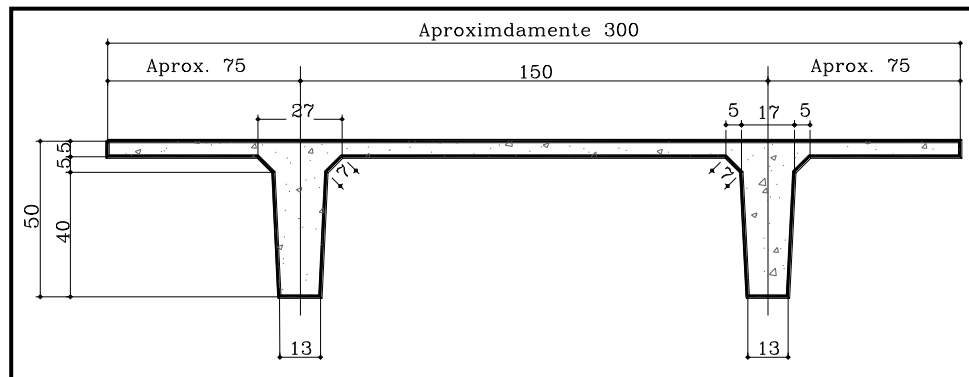


Figura B.1 Sección de viguetas de concreto para losa de entrepiso y azotea, cota en cm.

Análisis de Carga para Azotea

Carga Viva:

Azotea con pendiente no mayor de 5%: 1.00 kN/m²

Carga lineal por cada vigueta: 1.00 kN/m² x 1.50 m = 1.50 kN/m

Carga Muerta:

Total de carga muerta de azotea: 2.90 kN/m^2

Carga lineal por cada vigueta: $2.90 \text{ kN/m}^2 \times 1.50 \text{ m} = 4.35 \text{ kN/m}$

Teniendo un área la vigueta de 0.08 m^2 y un peso volumétrico del concreto de 23.54 kN/m^3

Peso Propio de la vigueta: $0.08 \text{ m}^2 \times 23.54 \text{ kN/m}^3 = 1.99 \text{ kN/m}$

Total de carga lineal por cada vigueta: $4.35 \text{ kN/m} + 1.99 \text{ kN/m} = 6.34 \text{ kN/m}$

Análisis de Carga para Entrepisos

Carga Viva:

Restaurantes, comercio, oficinas, hotel y condominios: 1.70 kN/m^2

Carga lineal por cada vigueta: $1.70 \text{ kN/m}^2 \times 1.50 \text{ m} = 2.55 \text{ kN/m}$

Carga Muerta:

Total de carga muerta de entrepiso: 3.45 kN/m^2

Carga lineal por cada vigueta: $3.45 \text{ kN/m}^2 \times 1.50 \text{ m} = 5.18 \text{ kN/m}$

Teniendo un área la vigueta de 0.08 m^2 y un peso volumétrico del concreto de 23.54 kN/m^3

Peso Propio de la vigueta: $0.08 \text{ m}^2 \times 23.54 \text{ kN/m}^3 = 1.99 \text{ kN/m}$

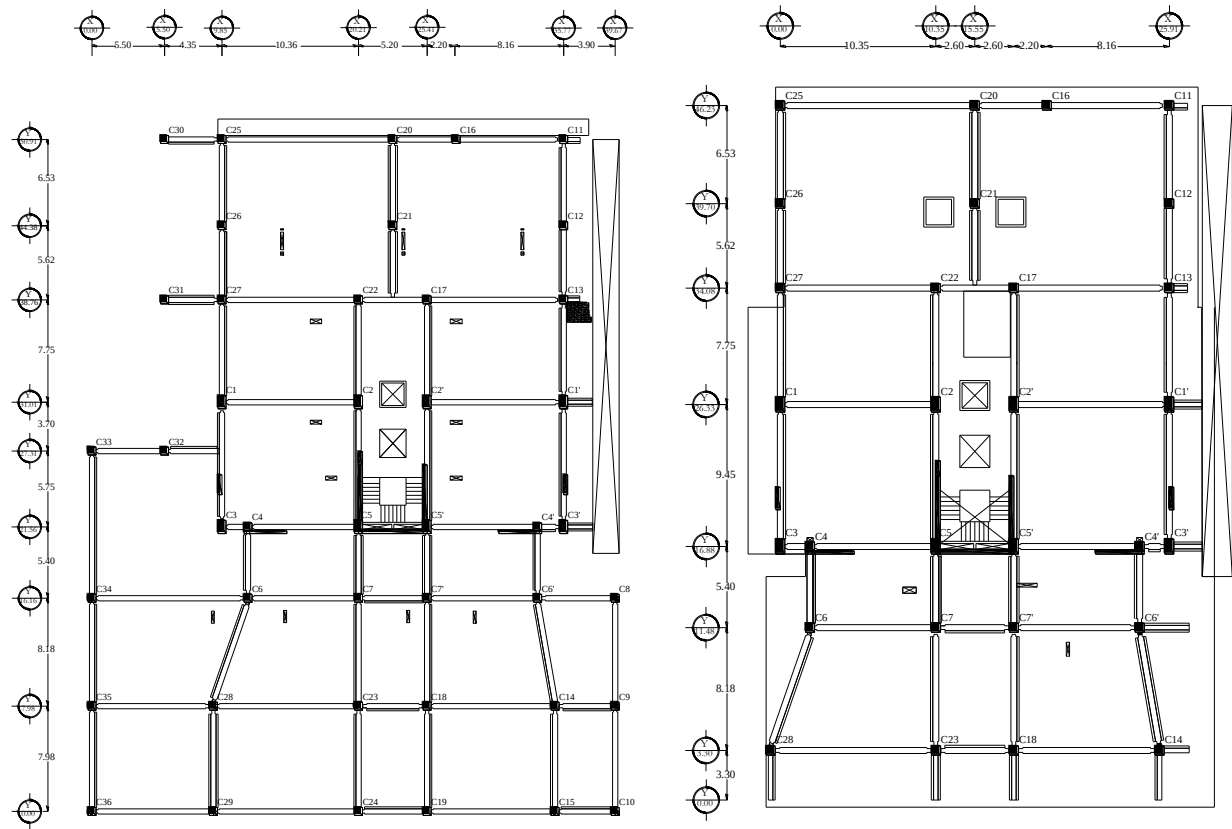
Total de carga lineal por cada vigueta: $5.18 \text{ kN/m} + 1.99 \text{ kN/m} = 7.17 \text{ kN/m}$

B.1.2 Cálculo de centro de masas y masa total en azotea y entrepisos

Se determina el centro de masas al igual que la masa total aplicada en ese mismo centro de acuerdo a las cargas en cada entrepiso (ver Tabla B.1, Figura B.2 y Anexo E).

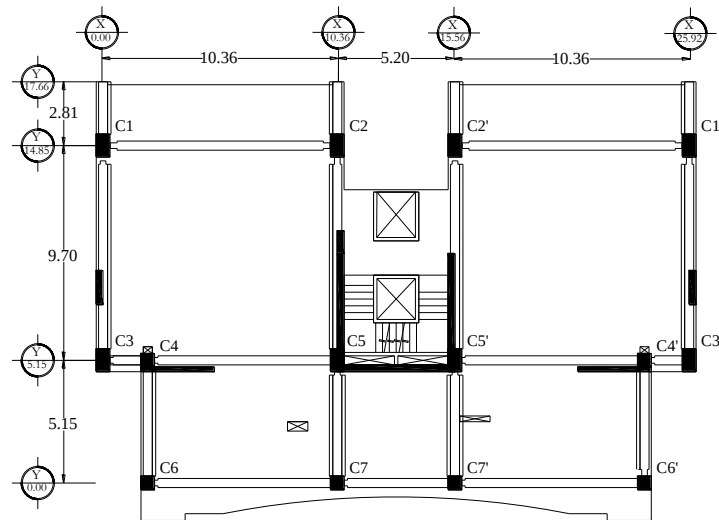
Descripción del elemento	Carga de entrepiso	Carga de azotea
Viguetas	7.17 kN/m	1.50 kN/m
Peso de las trabes TR	6.12 kN/m	6.12 kN/m
Peso de las trabes TPL	7.00 kN/m	7.00 kN/m
Peso de las trabes INV	7.89 kN/m	7.89 kN/m
Peso de la columnas (0.6 m x 0.6 m)	8.48 kN/m	8.48 kN/m
Peso de la columnas (1.0 m x 0.6 m)	14.13 kN/m	14.13 kN/m
Peso Muro de Cortante ($l=1.50 \text{ m}$)	10.59 kN/m	10.59 kN/m
Peso Muro de Cortante ($l=6.20 \text{ m}$)	43.79 kN/m	43.79 kN/m
Peso Muro de Cortante ($l=5.20 \text{ m}$)	36.73 kN/m	36.73 kN/m
Peso Muro de Cortante ($l=3.24 \text{ m}$)	22.88 kN/m	22.88 kN/m
Carga viva instantánea	0.90 kN/m ²	0.70 kN/m ²

Tabla B.1 Cargas consideradas por elemento (l = longitud del muro).



Primer Nivel

Segundo Nivel



Planta tipo del tercer al doceavo nivel (Departamentos)

Figura B.2 Plantas de localización de columnas del edificio.

En las tablas B.2 a B.5 se muestran las cargas axiales de cada columna así como su ubicación con el fin de determinar el centro de masas y la masa total por entrepiso.

Primer entrepiso

Columna	Fuerza (kN)	X (m)	Y (m)	F*X (kN-m)	F*Y (kN-m)
C1	579.23	0.00	14.85	0.00	8601.52
C2	567.57	10.36	14.85	5879.99	8428.36
C3	380.81	0.00	5.40	0.00	2056.35
C4	325.01	1.98	5.40	643.52	1755.06
C5	674.22	10.36	5.40	6984.96	3640.81
C6	524.31	1.98	0.00	1038.13	0.00
C7	417.62	10.36	0.00	4326.57	0.00
C1'	764.62	25.92	14.85	19819.07	11354.67
C2'	570.23	15.56	14.85	8872.72	8467.86
C3'	413.60	25.92	5.40	10720.56	2233.45
C4'	301.95	23.94	5.40	7228.67	1630.53
C5'	674.20	15.56	5.40	10490.51	3640.66
C6'	363.49	23.94	0.00	8702.04	0.00
C7'	388.36	15.56	0.00	6042.95	0.00
C8	177.27	29.82	0.00	5286.14	0.00
C9	245.28	29.82	-8.18	7314.25	-2006.39
C10	143.98	29.82	-16.16	4293.49	-2326.72
C11	317.97	25.92	34.75	8241.71	11049.36
C12	297.90	25.92	28.22	7721.47	8406.63
C13	563.09	25.92	22.60	14595.36	12725.89
C14	406.82	25.27	-8.18	10280.42	-3327.81
C15	209.17	25.27	-16.16	5285.62	-3380.12
C16	126.43	17.76	34.75	2245.42	4393.49
C17	399.82	15.56	22.60	6221.27	9036.04
C18	462.34	15.56	-8.18	7193.99	-3781.93
C19	239.21	15.56	-16.16	3722.09	-3865.61
C20	435.22	12.96	34.75	5640.51	15124.06
C21	411.90	12.96	28.22	5338.19	11623.75
C22	337.53	10.36	22.60	3496.81	7628.17
C23	556.90	10.36	-8.18	5769.49	-4555.44
C24	288.95	10.36	-16.16	2993.56	-4669.49
C25	378.24	0.00	34.75	0.00	13143.70
C26	279.70	0.00	28.22	0.00	7893.23
C27	408.82	0.00	22.60	0.00	9239.24
C28	698.80	-0.65	-8.18	-454.22	-5716.15
C29	313.32	-0.65	-16.16	-203.66	-5063.32
C30	147.34	-4.35	34.75	-640.95	5120.24
C31	242.37	-4.35	22.60	-1054.30	5477.53
C32	186.85	-4.35	11.15	-812.79	2083.36
C33	207.73	-9.85	11.15	-2046.10	2316.14
C34	717.55	-9.85	0.00	-7067.90	0.00
C35	383.49	-9.85	-8.18	-3777.33	-3136.91
C36	177.60	-9.85	-16.16	-1749.38	-2870.05
$\Sigma F=$	16706.81		$\Sigma=$	178582.80	132370.20

$$\Sigma F= 16706.81 \text{ kN}$$

$$\Sigma F*X= 178582.80 \text{ kN-m}$$

$$\Sigma F*Y= 132370.20 \text{ kN-m}$$

Centro de masas

$$x = \frac{\Sigma F*X}{\Sigma F} \quad y = \frac{\Sigma F*Y}{\Sigma F}$$

$$x= 10.69 \text{ m}$$

$$y= 7.92 \text{ m}$$

Centro de masas con 10% de excentricidad

$$x' = x + 0.1 b_x = 14.66 \text{ m}$$

$$y' = y + 0.1 b_y = 13.01 \text{ m}$$

donde:

b_x y b_y es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

$$b_x= 39.67 \text{ m}$$

$$b_y= 50.91 \text{ m}$$

Cálculo de la Masa Total en Entrepiso

$$F= 16706.81 \text{ kN}$$

$$F= 16706806.34 \text{ N}$$

$$F= 1703.04 \text{ ton}$$

$$F = M * g$$

$$M = F / g$$

$$M = 1703.04 \text{ ton} / 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$M = 173.60 \text{ ton-s}^2/\text{m}$$

$$M = 173.60 \text{ ton-s}^2/\text{m} / 100 = 1.74 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$$

$$M = 173.60 \text{ ton-s}^2/\text{m} * 9.81 \text{ m/s}^2 = 1703.04 \text{ kN}$$

Tabla B.2 Momentos de las cargas axiales por columna en el primer entrepiso.

Segundo entrepiso

Columna	Fuerza (kN)	X (m)	Y (m)	F*X (kN-m)	F*Y (kN-m)
C1	524.83	0.00	14.85	0.00	7793.70
C2	567.14	10.36	14.85	5875.60	8422.07
C3	281.51	0.00	5.40	0.00	1520.16
C4	282.38	1.98	5.40	559.11	1524.84
C5	673.80	10.36	5.40	6980.57	3638.52
C6	300.21	1.98	0.00	594.41	0.00
C7	417.37	10.36	0.00	4323.93	0.00
C1'	764.20	25.92	14.85	19808.08	11348.38
C2'	569.80	15.56	14.85	8866.12	8461.56
C3'	394.71	25.92	5.40	10230.83	2131.42
C4'	327.97	23.94	5.40	7851.69	1771.06
C5'	673.77	15.56	5.40	10483.91	3638.38
C6'	402.84	23.94	0.00	9644.09	0.00
C7'	388.11	15.56	0.00	6038.99	0.00
C11	317.71	25.92	34.75	8235.12	11040.53
C12	297.64	25.92	28.22	7714.88	8399.46
C13	562.84	25.92	22.60	14588.77	12720.14
C14	338.33	25.27	-8.18	8549.72	-2767.58
C16	126.18	17.76	34.75	2240.91	4384.66
C17	399.57	15.56	22.60	6217.32	9030.29
C18	433.33	15.56	-8.18	6742.68	-3544.67
C20	434.97	12.96	34.75	5637.22	15115.22
C21	411.64	12.96	28.22	5334.90	11616.58
C22	337.28	10.36	22.60	3494.17	7622.42
C23	489.78	10.36	-8.18	5074.13	-4006.41
C25	267.93	0.00	34.75	0.00	9310.57
C26	255.66	0.00	28.22	0.00	7214.78
C27	300.00	0.00	22.60	0.00	6779.98
C28	359.16	-0.65	-8.18	-233.45	-2937.91
$\Sigma F=$	11900.68		$\Sigma=$	164853.70	140228.20

Tabla B.3 Momentos de las cargas axiales por columna en el segundo entrepiso.

$$\Sigma F= 11900.68 \text{ kN}$$

$$\Sigma F*X= 164853.70 \text{ kN-m}$$

$$\Sigma F*Y= 140228.20 \text{ kN-m}$$

Centro de masas

$$x = \frac{\Sigma F*X}{\Sigma F} \quad y = \frac{\Sigma F*Y}{\Sigma F}$$

$$x= 13.85 \text{ m}$$

$$y= 11.78 \text{ m}$$

Centro de masas con 10% de excentricidad

$$x' = x + 0.1 b_x = 16.90 \text{ m}$$

$$y' = y + 0.1 b_y = 16.41 \text{ m}$$

donde:

b_x y b_y = es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

$$b_x= 30.47 \text{ m}$$

$$b_y= 46.23 \text{ m}$$

Cálculo de la Masa Total en Entrepiso

$$F= 11900.68 \text{ kN}$$

$$F= 11900678.25 \text{ N}$$

$$F= 1213.12 \text{ ton}$$

$$F = M * g$$

$$M = F / g$$

$$M = 1213.12 \text{ ton} / 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$M = 123.66 \text{ ton-s}^2/\text{m}$$

$$M = 123.66 \text{ ton-s}^2/\text{m} / 100 = 1.24 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$$

$$M = 123.66 \text{ ton-s}^2/\text{m} * 9.81 \text{ m/s}^2 = 1213.12 \text{ kN}$$

Tercer al onceavo entrepiso

Columna	Fuerza (kN)	X (m)	Y (m)	F*X (kN-m)	F*Y (kN-m)
C1	361.59	0.00	14.85	0.00	5369.66
C2	377.19	10.36	14.85	3907.69	5601.27
C3	251.75	0.00	5.40	0.00	1359.46
C4	264.62	1.98	5.40	523.94	1428.93
C5	633.80	10.36	5.40	6566.20	3422.54
C6	176.95	1.98	0.00	350.36	0.00
C7	245.89	10.36	0.00	2547.37	0.00
C1'	361.59	25.92	14.85	9372.49	5369.66
C2'	377.19	15.56	14.85	5869.08	5601.27
C3'	251.75	25.92	5.40	6525.39	1359.46
C4'	264.62	23.94	5.40	6334.92	1428.93
C5'	633.80	15.56	5.40	9861.98	3422.54
C6'	176.95	23.94	0.00	4236.20	0.00
C7'	245.89	15.56	0.00	3825.98	0.00
$\Sigma F=$	4623.58		$\Sigma=$	59921.60	34363.70

$$\Sigma F= 4623.58 \text{ kN}$$

$$\Sigma F*X= 59921.60 \text{ kN-m}$$

$$\Sigma F*Y= 34363.70 \text{ kN-m}$$

Centro de masas

$$x = \frac{\Sigma F*X}{\Sigma F} \quad y = \frac{\Sigma F*Y}{\Sigma F}$$

$$x= 12.96 \text{ m}$$

$$y= 7.43 \text{ m}$$

Tabla B.4 Momentos de las cargas axiales por columna del tercer al onceavo entrepiso.

Centro de masas con 10% de excentricidad

$$x' = x + 0.1 b_x = 15.55 \text{ m}$$

$$y' = y + 0.1 b_y = 9.20 \text{ m}$$

donde:

b_x y b_y es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

$$b_x= 25.92 \text{ m}$$

$$b_y= 17.66 \text{ m}$$

Cálculo de la Masa Total en Entrepiso

$$F= 4623.58 \text{ kN}$$

$$F= 4623581.03 \text{ N}$$

$$F= 471.31 \text{ ton}$$

$$F = M * g$$

$$M = F / g$$

$$M = 471.31 \text{ ton} / 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$M = 48.04 \text{ ton-s}^2/\text{m}$$

$$M = 48.04 \text{ ton-s}^2/\text{m} / 100 = 0.48 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$$

$$M = 48.04 \text{ ton-s}^2/\text{m} * 9.81 \text{ m/s}^2 = 471.31 \text{ kN}$$

Azotea

Columna	Fuerza (kN)	X (m)	Y (m)	F*X (kN-m)	F*Y (kN-m)
C1	179.44	0.00	14.85	c	2664.69
C2	191.57	10.36	14.85	1984.68	2844.83
C3	114.79	0.00	5.40	0.00	619.88
C4	149.40	1.98	5.40	295.81	806.74
C5	311.93	10.36	5.40	3231.62	1684.43
C6	93.16	1.98	0.00	184.46	0.00
C7	125.39	10.36	0.00	1299.07	0.00
C1'	179.44	25.92	14.85	4651.09	2664.69
C2'	191.57	15.56	14.85	2980.85	2844.83
C3'	114.79	25.92	5.40	2975.44	619.88
C4'	149.40	23.94	5.40	3576.56	806.74
C5'	311.93	15.56	5.40	4853.66	1684.43
C6'	93.16	23.94	0.00	2230.31	0.00
C7'	125.39	15.56	0.00	1951.12	0.00
$\Sigma F=$	2331.38		$\Sigma=$	30214.70	17241.20

$$\Sigma F= 2331.38 \text{ kN}$$

$$\Sigma F*X= 30214.70 \text{ kN-m}$$

$$\Sigma F*Y= 17241.20 \text{ kN-m}$$

Centro de masas

$$x = \frac{\Sigma F*X}{\Sigma F} \quad y = \frac{\Sigma F*Y}{\Sigma F}$$

$$x= 12.96 \text{ m}$$

$$y= 7.40 \text{ m}$$

Tabla B.5 Momentos de las cargas axiales por columna de la azotea.

Centro de masas con 10% de excentricidad

$$x' = x + 0.1 b_x = 15.55 \text{ m}$$

$$y' = y + 0.1 b_y = 9.16 \text{ m}$$

donde:

b_x y b_y = es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

$$b_x= 25.92 \text{ m}$$

$$b_y= 17.66 \text{ m}$$

Cálculo de la Masa Total en Entrepiso

$$F= 2331.38 \text{ kN}$$

$$F= 2331377.88 \text{ N}$$

$$F= 237.65 \text{ ton}$$

$$F = M * g$$

$$M = F / g$$

$$M = 237.65 \text{ ton} / 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$M = 24.23 \text{ ton-s}^2/\text{m}$$

$$M = 24.23 \text{ ton-s}^2/\text{m} / 100 = 0.24 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$$

$$M = 24.23 \text{ ton-s}^2/\text{m} * 9.81 \text{ m/s}^2= 237.65 \text{ kN}$$

ANEXO C. ANÁLISIS MODAL DE ACUERDO A LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO DEL DISTRITO FEDERAL (2004)

C.1 ANÁLISIS MODAL EN DIRECCIÓN X

La edificación pertenece al grupo B, se construirá en la zona II y es aplicable un factor de reducción por comportamiento sísmico $Q=2$, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004).

Los modos y frecuencias de vibrar de la estructura han sido calculados con ayuda del programa SAP2000.

Entrepiso	Dirección X					
	Modo 1	P=1.73 s	Modo 2	P=0.52 s	Modo 3	P=0.33 s
		$\omega_1^2=13.19 \text{ rad/s}^2$		$\omega_2^2=148.21 \text{ rad/s}^2$		$\omega_3^2=368.75 \text{ rad/s}^2$
1		0.05		-0.27		0.44
2		0.17		-0.90		1.30
3		0.24		-0.79		0.40
4		0.38		-0.98		0.01
5		0.54		-1.05		-0.42
6		0.70		-0.96		-0.75
7		0.86		-0.73		-0.88
8		1.01		-0.39		-0.75
9		1.15		-0.03		-0.39
10		1.28		0.46		0.12
11		1.40		0.86		0.66
12		1.49		1.21		1.13

Tabla C.1 Desplazamientos modales de entrepiso de los principales modos de vibración en dirección X, en cm.

Las masas de cada entrepiso (m_i) son las siguientes (ver Anexo B):

Entrepiso 1 $m_1= 1.74 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$

Entrepiso 2 $m_2= 1.24 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$

Entrepiso 3-11 $m_3 \text{ a } m_{11}= 0.48 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$

Azotea $m_{12}= 0.24 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$

Los modos ortonormales se calculan de la siguiente manera:

$$m_j^* = \mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{Z}_j = \sum m_j z_{ij}^2$$

Donde:

m_j^* = Masas generalizadas del modo j

$\mathbf{Z}_j^T$ = j-ésimo vector transpuesto en el que el termino z_{ij} es amplitud del desplazamiento de la masa m_j

$\mathbf{M}$ = Matriz de masas

$\mathbf{Z}_j$ = j-ésimo vector en el que el termino z_{ij} es amplitud del desplazamiento de la masa m_j

Masas generalizadas de los modos 1 ,2 y 3

$$m_1^* = 4.24$$

$$m_2^* = 4.02$$

$$m_3^* = 4.11$$

Dividiendo cada vector $\mathbf{Z}_j$ por la correspondiente $\sqrt{m_j^*}$ reemplazamos los modos por sus correspondientes formas ortonormales, obteniendo:

Entrepiso	Dirección X					
	Modo 1	P=1.73 s	Modo 2	P=0.52 s	Modo 3	P=0.33 s
		$\omega_1^2=13.19 \text{ rad/s}^2$		$\omega_2^2=148.21 \text{ rad/s}^2$		$\omega_3^2=368.75 \text{ rad/s}^2$
1		0.02		-0.13		0.22
2		0.08		-0.45		0.64
3		0.12		-0.40		0.20
4		0.19		-0.49		0.01
5		0.26		-0.52		-0.21
6		0.34		-0.48		-0.37
7		0.42		-0.36		-0.43
8		0.49		-0.19		-0.37
9		0.56		-0.01		-0.19
10		0.62		0.23		0.06
11		0.68		0.43		0.33
12		0.73		0.60		0.56

Tabla C.2 Desplazamientos modales de entrepiso en su forma ortonormal en dirección X, en cm.

Los coeficientes de participación se calculan con la siguiente formula:

$$p_j = \mathbf{z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{1} = \sum m_j z_{ij}$$

Coeficientes de participación de los modos 1 ,2 y 3

$$p_1 = 2.08$$

$$p_2 = -1.51$$

$$p_3 = 0.84$$

Los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones para la estructura clasificada en el grupo B y zona II, será de $c=0.32$, $a_0=0.08$, $P_a=0.20$ s, $P_b=1.35$ s y $r=1.33$ de acuerdo al Capítulo 1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF; los demás datos para determinar el espectro de diseño se encuentran el Capítulo 3 de las mismas Normas.

El periodo P_1 , P_2 y P_3 están comprendidos entre P_a y P_b ; por lo tanto, las ordenadas espectrales de aceleración y los factores de reducción por comportamiento sísmico quedan:

$$a_1 = a_2 = a_3 = c = 0.32$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q = 2$$

Recordando que las a_j están expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad g , las aceleraciones espectrales de diseño A_j , resultan:

$$A = \frac{c g}{Q}$$

$$A_1 = A_2 = A_3 = 156.96 \text{ cm/s}^2$$

Con la siguiente ecuación se determinan los desplazamientos máximos de las masas U_j , y desplazamientos relativos de entrepiso δU_j , como contribución de cada modo j :

$$U_{nj \max} = \frac{A_i p_j z_{nj}}{\omega_j^2}$$

Desplazamientos máximos (U_1) y relativos (δU_1) de la masa del primer modo en sentido X, en cm:

$$U_1 = \frac{156.96 \text{ cm/s}^2 \times 2.08}{13.19 \text{ rad/s}^2} \begin{Bmatrix} 0.02 \\ 0.08 \\ 0.12 \\ 0.19 \\ 0.26 \\ 0.34 \\ 0.42 \\ 0.49 \\ 0.56 \\ 0.62 \\ 0.68 \\ 0.73 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.54 \\ 2.07 \\ 2.84 \\ 4.57 \\ 6.44 \\ 8.36 \\ 10.26 \\ 12.07 \\ 13.77 \\ 15.33 \\ 16.73 \\ 17.93 \end{Bmatrix} \quad \delta U_1 = \begin{Bmatrix} 0.54 \\ 1.53 \\ 0.77 \\ 1.73 \\ 1.87 \\ 1.92 \\ 1.90 \\ 1.82 \\ 1.70 \\ 1.55 \\ 1.40 \\ 1.20 \end{Bmatrix}$$

Desplazamientos máximos (U_2) y relativos (δU_2) de la masa del segundo modo en sentido X, en cm:

$$U_2 = \frac{156.96 \text{ cm/s}^2 \times 1.51}{148.21 \text{ rad/s}^2} \begin{Bmatrix} -0.13 \\ -0.45 \\ -0.40 \\ -0.49 \\ -0.52 \\ -0.48 \\ -0.36 \\ -0.19 \\ -0.01 \\ 0.23 \\ 0.43 \\ 0.60 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.22 \\ 0.72 \\ 0.63 \\ 0.79 \\ 0.83 \\ 0.77 \\ 0.58 \\ 0.31 \\ 0.02 \\ -0.37 \\ -0.69 \\ -0.96 \end{Bmatrix} \quad \delta U_2 = \begin{Bmatrix} 0.22 \\ 0.51 \\ -0.09 \\ 0.15 \\ 0.05 \\ -0.07 \\ -0.18 \\ -0.27 \\ -0.28 \\ -0.39 \\ -0.32 \\ -0.27 \end{Bmatrix}$$

Desplazamientos máximos (U_3) y relativos (δU_3) de la masa del tercer modo en sentido X, en cm:

$$U_3 = \frac{156.96 \text{ cm/s}^2 \times 0.84}{368.75 \text{ rad/s}^2} \begin{Bmatrix} 0.22 \\ 0.64 \\ 0.20 \\ 0.01 \\ -0.21 \\ -0.37 \\ -0.43 \\ -0.37 \\ -0.19 \\ 0.06 \\ 0.33 \\ 0.56 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.08 \\ 0.23 \\ 0.07 \\ 0.00 \\ -0.07 \\ -0.13 \\ -0.15 \\ -0.13 \\ -0.07 \\ 0.02 \\ 0.12 \\ 0.20 \end{Bmatrix} \delta U_3 = \begin{Bmatrix} 0.08 \\ 0.15 \\ -0.16 \\ -0.07 \\ -0.08 \\ -0.06 \\ -0.02 \\ 0.02 \\ 0.06 \\ 0.09 \\ 0.09 \\ 0.08 \end{Bmatrix}$$

Los cortantes V_{ij} (kN), en el entrepiso i , debido al modo j , se calcula multiplicando la rigidez respectiva k_i (kN/cm), por el desplazamiento del entrepiso δ_{ij} (cm).

Se determinan rigideces de entrepiso:

Donde:

k =Rigidez de entrepiso

F =Fuerza en kN aplicada en la dirección X

Δ =Desplazamiento relativos producido por la Fuerza (F) en el centro de masas de cada entrepiso

$$k = \frac{F}{\Delta}$$

Entrepiso	Fuerza F en (kN)	Desplazamiento (cm)	Desplazamiento Relativo Δ (cm)	Rigidez de entrepiso k (kN/cm)
1	1200	0.05	0.05	25833.12
2	1100	0.16	0.11	9721.69
3	1000	0.23	0.07	14415.25
4	900	0.35	0.12	7319.63
5	800	0.48	0.13	6219.44
6	700	0.61	0.13	5442.13
7	600	0.73	0.12	4801.77
8	500	0.84	0.10	4956.88
9	400	0.96	0.13	3093.27
10	300	1.07	0.10	2909.80
11	200	1.16	0.10	2103.09
12	100	1.25	0.08	1178.44

Tabla C.3 Rigideces de entrepiso en dirección X.

Se determina el cortante de cada entrepiso para el primer modo en sentido X, en kN:

$V_1 =$	25833.12	x	0.54	=	13955.20
$V_2 =$	9721.69	x	1.53	=	14920.47
$V_3 =$	14415.25	x	0.77	=	11049.00
$V_4 =$	7319.63	x	1.73	=	12660.16
$V_5 =$	6219.44	x	1.87	=	11642.50
$V_6 =$	5442.13	x	1.92	=	10443.23
$V_7 =$	4801.77	x	1.90	=	9100.96
$V_8 =$	4956.88	x	1.82	=	9009.19
$V_9 =$	3093.27	x	1.70	=	5255.22
$V_{10} =$	2909.80	x	1.55	=	4521.32
$V_{11} =$	2103.09	x	1.40	=	2946.30
$V_{12} =$	1178.44	x	1.20	=	1411.40

Se determina el cortante de cada entrepiso para el segundo modo en sentido X, en kN:

$V_1 =$	25833.12	x	0.22	=	5569.41
$V_2 =$	9721.69	x	0.51	=	4922.51
$V_3 =$	14415.25	x	-0.09	=	-1275.42
$V_4 =$	7319.63	x	0.15	=	1115.41
$V_5 =$	6219.44	x	0.05	=	304.67
$V_6 =$	5442.13	x	-0.07	=	-379.45
$V_7 =$	4801.77	x	-0.18	=	-880.62
$V_8 =$	4956.88	x	-0.27	=	-1360.49
$V_9 =$	3093.27	x	-0.28	=	-879.38
$V_{10} =$	2909.80	x	-0.39	=	-1137.38
$V_{11} =$	2103.09	x	-0.32	=	-677.43
$V_{12} =$	1178.44	x	-0.27	=	-320.33

Se determina el cortante de cada entrepiso para el tercer modo en sentido X, en kN:

$V_1 =$	25833.12	x	0.08	=	2009.95
$V_2 =$	9721.69	x	0.15	=	1465.58
$V_3 =$	14415.25	x	-0.16	=	-2293.92
$V_4 =$	7319.63	x	-0.07	=	-488.96
$V_5 =$	6219.44	x	-0.08	=	-470.17
$V_6 =$	5442.13	x	-0.06	=	-319.76
$V_7 =$	4801.77	x	-0.02	=	-108.10
$V_8 =$	4956.88	x	0.02	=	111.16
$V_9 =$	3093.27	x	0.06	=	195.92
$V_{10} =$	2909.80	x	0.09	=	259.79
$V_{11} =$	2103.09	x	0.09	=	199.35
$V_{12} =$	1178.44	x	0.08	=	97.18

Las diferencias entre los periodos naturales de los tres modos son mayores que un 10 porciento, por tanto es adecuado estimar la respuesta combinada de todos los modos. Para las cortantes (V_i), los desplazamientos relativos (δ_i) y totales (U_i) en cada entrepiso i , siendo los desplazamientos multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, se obtiene:

V_i	$\sum (V_{i1}^2 + V_{i2}^2 + V_{i3}^2)$	$V_i = \sqrt{\sum (V_{i1}^2 + V_{i2}^2 + V_{i3}^2)}$
$V_1 =$	$13955.20^2 + 5569.41^2 + 2009.95^2$	15159.34
$V_2 =$	$14920.47^2 + 4922.51^2 + 1465.58^2$	15779.71
$V_3 =$	$11049.00^2 + 1275.42^2 + 2293.92^2$	11356.46
$V_4 =$	$12660.16^2 + 1115.41^2 + 488.96^2$	12718.61
$V_5 =$	$11642.50^2 + 304.67^2 + 470.17^2$	11655.97
$V_6 =$	$10443.23^2 + 379.45^2 + 319.76^2$	10455.02
$V_7 =$	$9100.96^2 + 880.62^2 + 108.10^2$	9144.11
$V_8 =$	$9009.19^2 + 1360.49^2 + 111.16^2$	9112.01
$V_9 =$	$5255.22^2 + 879.38^2 + 195.92^2$	5331.89
$V_{10} =$	$4521.32^2 + 1137.38^2 + 259.79^2$	4669.41
$V_{11} =$	$2946.30^2 + 677.43^2 + 199.35^2$	3029.74
$V_{12} =$	$1411.40^2 + 320.33^2 + 97.18^2$	1450.55

Tabla C.4 Cortantes totales de entrepiso en dirección X, en kN.

δ_i	$\sum (\delta_{i1}^2 + \delta_{i2}^2 + \delta_{i3}^2)$	$\delta_i = \sqrt{\sum (\delta_{i1}^2 + \delta_{i2}^2 + \delta_{i3}^2)}$	$\delta_i Q$
$\delta_1 =$	$0.54^2 + 0.22^2 + 0.08^2$	0.59	1.17
$\delta_2 =$	$1.53^2 + 0.51^2 + 0.15^2$	1.62	3.25
$\delta_3 =$	$0.77^2 + 0.09^2 + 0.16^2$	0.79	1.58
$\delta_4 =$	$1.73^2 + 0.15^2 + 0.07^2$	1.74	3.48
$\delta_5 =$	$1.87^2 + 0.05^2 + 0.08^2$	1.87	3.75
$\delta_6 =$	$1.92^2 + 0.07^2 + 0.06^2$	1.92	3.84
$\delta_7 =$	$1.90^2 + 0.18^2 + 0.02^2$	1.90	3.81
$\delta_8 =$	$1.82^2 + 0.27^2 + 0.02^2$	1.84	3.68
$\delta_9 =$	$1.70^2 + 0.28^2 + 0.06^2$	1.72	3.45
$\delta_{10} =$	$1.55^2 + 0.39^2 + 0.09^2$	1.60	3.21
$\delta_{11} =$	$1.40^2 + 0.32^2 + 0.09^2$	1.44	2.88
$\delta_{12} =$	$1.20^2 + 0.27^2 + 0.08^2$	1.23	2.46

Tabla C.5 Desplazamientos relativos de entrepiso en dirección X, en cm.

U_i	$\sum (u_{i1}^2 + u_{i2}^2 + u_{i3}^2)$	$u_i = \sqrt{\sum (u_{i1}^2 + u_{i2}^2 + u_{i3}^2)}$	$U_i Q$
$U_1 =$	$0.54^2 + 0.22^2 + 0.08^2$	0.59	1.17
$U_2 =$	$2.07^2 + 0.72^2 + 0.23^2$	2.21	4.42
$U_3 =$	$2.84^2 + 0.63^2 + 0.07^2$	2.91	5.82
$U_4 =$	$4.57^2 + 0.79^2 + 0.00^2$	4.64	9.28
$U_5 =$	$6.44^2 + 0.83^2 + 0.07^2$	6.50	12.99
$U_6 =$	$8.36^2 + 0.77^2 + 0.13^2$	8.40	16.80
$U_7 =$	$10.26^2 + 0.58^2 + 0.15^2$	10.27	20.55
$U_8 =$	$12.07^2 + 0.31^2 + 0.13^2$	12.08	24.16
$U_9 =$	$13.77^2 + 0.02^2 + 0.07^2$	13.77	27.55
$U_{10} =$	$15.33^2 + 0.37^2 + 0.02^2$	15.33	30.66
$U_{11} =$	$16.73^2 + 0.69^2 + 0.12^2$	16.74	33.49
$U_{12} =$	$17.93^2 + 0.96^2 + 0.20^2$	17.95	35.91

Tabla C.6 Desplazamientos totales de entrepiso en dirección X, en cm.

Determinación de las masas efectivas de los modos dada por los cuadrados de los coeficientes de participación, para encontrar el modo fundamental con mayor participación en las respuestas sísmicas.

$$p_1^2 = 4.31 \rightarrow 59.12 \%$$

$$p_2^2 = 2.28 \rightarrow 31.29 \%$$

$$p_3^2 = 0.70 \rightarrow 9.58 \%$$

Indicando que el modo fundamental involucra el 59.12% de la masa total, 31.29% del segundo modo, mientras que el tercer modo afecta solo el 9.58% de dicha masa.

Haciendo comparación entre el total de las masas efectivas con el de las masas de entrepiso:

La suma de las masas efectivas

$$\sum p_j^2 = 7.29$$

$$\sum p_j^2 = 96.64 \%$$

La suma de las masas de entrepiso

$$\sum m_n = 7.54$$

$$\sum m_n = 100.00\%$$

Lo cual confirma que con los tres modos considerados en el sentido X incluyen más del 90% del peso total de la estructura; satisfaciendo los requisitos del Capítulo 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF en el sentido de incluir cuando menos tres modos y todos aquellos que tengan periodos mayores de 0.4 segundos.

C.2 ANÁLISIS MODAL EN DIRECCIÓN Y

La edificación pertenece al grupo B, se construirá en la zona II y es aplicable un factor de reducción por comportamiento sísmico $Q=2$, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004).

Los modos y frecuencias de vibrar de la estructura han sido calculados con ayuda del programa SAP2000.

Entrepiso	Dirección Y					
	Modo 1	P=1.44 s	Modo 2	P=0.39 s	Modo 3	P=0.20 s
		$\omega_1^2=19.13 \text{ rad/s}^2$		$\omega_2^2=263.05 \text{ rad/s}^2$		$\omega_3^2=1017.25 \text{ rad/s}^2$
1		0.05		-0.27		-0.67
2		0.16		-0.65		-1.19
3		0.28		-0.97		-1.00
4		0.43		-1.19		-0.49
5		0.59		-1.26		0.15
6		0.75		-1.17		0.68
7		0.92		-0.91		0.94
8		1.08		-0.51		0.88
9		1.23		0.00		0.54
10		1.38		0.55		0.01
11		1.51		1.10		-0.58
12		1.64		1.60		-1.14

Tabla C.7 Desplazamientos modales de entrepiso de los principales modos de vibración en dirección Y, en cm.

Las masas de cada entrepiso (m_j) son las siguientes (ver Anexo B):

Entrepiso 1 $m_1= 1.74 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$

Entrepiso 2 $m_2= 1.24 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$

Entrepiso 3-11 $m_3 \text{ a } m_{11}= 0.48 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$

Azotea $m_{12}= 0.24 \text{ ton-s}^2/\text{cm}$

Los modos ortonormales se calculan de la siguiente manera:

$$m_j^* = \mathbf{Z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{Z}_j = \sum m_j z_{ij}^2$$

Donde:

m_j^* = Masas generalizadas del modo j

$\mathbf{Z}_j^T$ = j-ésimo vector transpuesto en el que el termino z_{ij} es amplitud del desplazamiento de la masa m_j

$\mathbf{M}$ = Matriz de masas

$\mathbf{Z}_j$ = j-ésimo vector en el que el termino z_{ij} es amplitud del desplazamiento de la masa m_j

Masas generalizadas de los modos 1 ,2 y 3

$$m_1^* = 4.96$$

$$m_2^* = 5.07$$

$$m_3^* = 4.79$$

Dividiendo cada vector $\mathbf{Z}_j$ por la correspondiente $\sqrt{m_j^*}$ reemplazamos los modos por sus correspondientes formas ortonormales, obteniendo:

Entrepiso	Dirección Y					
	Modo 1	P=1.44 s	Modo 2	P=0.39 s	Modo 3	P=0.20 s
		$\omega_1^2=19.13 \text{ rad/s}^2$		$\omega_2^2=263.05 \text{ rad/s}^2$		$\omega_3^2=1017.25 \text{ rad/s}^2$
1		0.02		-0.12		-0.31
2		0.07		-0.29		-0.54
3		0.13		-0.43		-0.46
4		0.19		-0.53		-0.22
5		0.26		-0.56		0.07
6		0.34		-0.52		0.31
7		0.41		-0.40		0.43
8		0.48		-0.22		0.40
9		0.55		0.00		0.25
10		0.62		0.24		0.00
11		0.68		0.49		-0.27
12		0.74		0.71		-0.52

Tabla C.8 Desplazamientos modales de entrepiso en su forma ortonormal en dirección Y, en cm.

Los coeficientes de participación se calculan con la siguiente formula:

$$p_j = \mathbf{z}_j^T \mathbf{M} \mathbf{1} = \sum m_j z_{ij}$$

Coeficientes de participación de los modos 1, 2 y 3

$$p_1 = 2.07$$

$$p_2 = -1.33$$

$$p_3 = -1.09$$

Los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones para la estructura clasificada en el grupo B y zona II, será de $c=0.32$, $a_0=0.08$, $P_a=0.20$ s, $P_b=1.35$ s y $r=1.33$ de acuerdo al Capítulo 1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF; los demás datos para determinar el espectro de diseño se encuentran el Capítulo 3 de las mismas Normas.

El periodo P_1 y P_2 están comprendidos entre P_a y P_b ; por lo tanto, las ordenadas espectrales de aceleración y los factores de reducción por comportamiento sísmico quedan:

$$a_1 = a_2 = c = 0.32$$

$$Q_1' = Q_2' = Q = 2$$

El periodo P_3 es menor que P_a , entonces:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{P}{P_a} \quad Q' = 1 + \frac{P}{P_a} (Q - 1)$$

$$a_3 = 0.32$$

$$Q_3' = 1.99$$

Recordando que las a_j están expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad g , las aceleraciones espectrales de diseño A_j , resultan:

$$A_j = \frac{c g}{Q}$$

$$A_1 = A_2 = 156.96 \text{ cm/s}^2$$

$$A_3 = 156.37 \text{ cm/s}^2$$

Con la siguiente ecuación se determinan los desplazamientos máximos de las masas U_j , y desplazamientos relativos de entrepiso δU_j , como contribución de cada modo j :

$$U_{nj \max} = \frac{A_i p_j z_{nj}}{\omega_j^2}$$

Desplazamientos máximos (U_1) y relativos (δU_1) de la masa del primer modo en sentido Y, en cm:

$$U_1 = \frac{156.96 \text{ cm/s}^2 \times 2.07}{14.13 \text{ rad/s}^2} \left\{ \begin{array}{c} 0.02 \\ 0.07 \\ 0.13 \\ 0.19 \\ 0.26 \\ 0.34 \\ 0.41 \\ 0.48 \\ 0.55 \\ 0.62 \\ 0.68 \\ 0.74 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 0.39 \\ 1.18 \\ 2.14 \\ 3.26 \\ 4.47 \\ 5.72 \\ 6.98 \\ 8.22 \\ 9.39 \\ 10.50 \\ 11.53 \\ 12.50 \end{array} \right\} \quad \delta U_1 = \left\{ \begin{array}{c} 0.39 \\ 0.80 \\ 0.96 \\ 1.12 \\ 1.21 \\ 1.26 \\ 1.26 \\ 1.23 \\ 1.18 \\ 1.11 \\ 1.03 \\ 0.96 \end{array} \right\}$$

Desplazamientos máximos (U_2) y relativos (δU_2) de la masa del segundo modo en sentido Y, en cm:

$$U_2 = \frac{156.96 \text{ cm/s}^2 \times -1.33}{263.05 \text{ rad/s}^2} \left\{ \begin{array}{c} -0.12 \\ -0.29 \\ -0.43 \\ -0.53 \\ -0.56 \\ -0.52 \\ -0.40 \\ -0.22 \\ 0.00 \\ 0.24 \\ 0.49 \\ 0.71 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 0.10 \\ 0.23 \\ 0.34 \\ 0.42 \\ 0.44 \\ 0.41 \\ 0.32 \\ 0.18 \\ 0.00 \\ -0.19 \\ -0.39 \\ -0.56 \end{array} \right\} \quad \delta U_2 = \left\{ \begin{array}{c} 0.10 \\ 0.13 \\ 0.11 \\ 0.08 \\ 0.03 \\ -0.03 \\ -0.09 \\ -0.14 \\ -0.18 \\ -0.19 \\ -0.19 \\ -0.18 \end{array} \right\}$$

Desplazamientos máximos (U_3) y relativos (δU_3) de la masa del tercer modo en sentido Y, en cm:

$$U_3 = \frac{156.96 \text{ cm/s}^2 \times -1.09}{1017.25 \text{ rad/s}^2} \begin{Bmatrix} -0.31 \\ -0.54 \\ -0.46 \\ -0.22 \\ 0.07 \\ 0.31 \\ 0.43 \\ 0.40 \\ 0.25 \\ 0.00 \\ -0.27 \\ -0.52 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.05 \\ 0.09 \\ 0.08 \\ 0.04 \\ -0.01 \\ -0.05 \\ -0.07 \\ -0.07 \\ -0.04 \\ 0.00 \\ 0.04 \\ 0.09 \end{Bmatrix} \delta U_3 = \begin{Bmatrix} 0.05 \\ 0.04 \\ -0.01 \\ -0.04 \\ -0.05 \\ -0.04 \\ -0.02 \\ 0.00 \\ 0.03 \\ 0.04 \\ 0.05 \\ 0.04 \end{Bmatrix}$$

Los cortantes V_{ij} (kN), en el entrepiso i , debido al modo j , se calcula multiplicando la rigidez respectiva k_i (kN/cm), por el desplazamiento del entrepiso δ_{ij} (cm).

Se determinan rigideces de entrepiso:

Donde:

k =Rigidez de entrepiso

F =Fuerza en kN aplicada en la dirección Y

Δ =Desplazamiento relativos producido por la Fuerza (F) en el centro de masas de cada entrepiso

$$k = \frac{F}{\Delta}$$

Entrepiso	Fuerza F en (kN)	Desplazamiento (cm)	Desplazamiento Relativo Δ (cm)	Rigidez de entrepiso k (kN/cm)
1	1200	0.04	0.04	30267.87
2	1100	0.12	0.08	12956.88
3	1000	0.22	0.09	10835.41
4	900	0.33	0.11	8201.80
5	800	0.44	0.11	6979.40
6	700	0.56	0.11	6099.95
7	600	0.67	0.11	5379.04
8	500	0.77	0.11	4712.05
9	400	0.87	0.10	4024.83
10	300	0.97	0.09	3254.15
11	200	1.05	0.09	2339.84
12	100	1.13	0.08	1262.40

Tabla C.9 Rigideces de entrepiso en dirección Y.

Se determina el cortante de cada entrepiso para el primer modo en sentido Y, en kN:

$V_1 =$	30267.87	x	0.39	=	11656.36
$V_2 =$	12956.88	x	0.80	=	10315.90
$V_3 =$	10835.41	x	0.96	=	10382.90
$V_4 =$	8201.80	x	1.12	=	9152.92
$V_5 =$	6979.40	x	1.21	=	8455.54
$V_6 =$	6099.95	x	1.26	=	7668.70
$V_7 =$	5379.04	x	1.26	=	6781.23
$V_8 =$	4712.05	x	1.23	=	5798.32
$V_9 =$	4024.83	x	1.18	=	4732.70
$V_{10} =$	3254.15	x	1.11	=	3600.30
$V_{11} =$	2339.84	x	1.03	=	2421.31
$V_{12} =$	1262.40	x	0.96	=	1215.45

Se determina el cortante de cada entrepiso para el segundo modo en sentido Y, en kN:

$V_1 =$	30267.87	x	0.10	=	2890.62
$V_2 =$	12956.88	x	0.13	=	1725.98
$V_3 =$	10835.41	x	0.11	=	1215.97
$V_4 =$	8201.80	x	0.08	=	626.79
$V_5 =$	6979.40	x	0.03	=	181.74
$V_6 =$	6099.95	x	-0.03	=	-200.76
$V_7 =$	5379.04	x	-0.09	=	-492.14
$V_8 =$	4712.05	x	-0.14	=	-666.50
$V_9 =$	4024.83	x	-0.18	=	-714.19
$V_{10} =$	3254.15	x	-0.19	=	-626.38
$V_{11} =$	2339.84	x	-0.19	=	-451.24
$V_{12} =$	1262.40	x	-0.18	=	-224.08

Se determina el cortante de cada entrepiso para el tercer modo en sentido Y, en kN:

$V_1 =$	30267.87	x	0.05	=	1557.78
$V_2 =$	12956.88	x	0.04	=	514.18
$V_3 =$	10835.41	x	-0.01	=	-155.69
$V_4 =$	8201.80	x	-0.04	=	-323.02
$V_5 =$	6979.40	x	-0.05	=	-338.60
$V_6 =$	6099.95	x	-0.04	=	-247.34
$V_7 =$	5379.04	x	-0.02	=	-109.07
$V_8 =$	4712.05	x	0.00	=	21.10
$V_9 =$	4024.83	x	0.03	=	105.75
$V_{10} =$	3254.15	x	0.04	=	131.42
$V_{11} =$	2339.84	x	0.05	=	106.58
$V_{12} =$	1262.40	x	0.04	=	53.76

Las diferencias entre los periodos naturales de los tres modos son mayores que un 10 porciento, por tanto es adecuado estimar la respuesta combinada de todos los modos. Para las cortantes (V_i), los desplazamientos relativos (δ_i) y totales (U_i) en cada entrepiso i , siendo los desplazamientos multiplicados por el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, se obtiene:

V_i	$\sum (V_{i1}^2 + V_{i2}^2 + V_{i3}^2)$	$V_i = \sqrt{\sum (V_{i1}^2 + V_{i2}^2 + V_{i3}^2)}$
$V_1 =$	$11656.36^2 + 2890.62^2 + 1557.78^2$	12110.05
$V_2 =$	$10315.90^2 + 1725.98^2 + 514.18^2$	10471.92
$V_3 =$	$10382.90^2 + 1215.97^2 + 155.69^2$	10455.02
$V_4 =$	$9152.92^2 + 626.79^2 + 323.02^2$	9180.04
$V_5 =$	$8455.54^2 + 181.74^2 + 338.60^2$	8464.27
$V_6 =$	$7668.70^2 + 200.76^2 + 247.34^2$	7675.31
$V_7 =$	$6781.23^2 + 492.14^2 + 109.07^2$	6799.93
$V_8 =$	$5798.32^2 + 666.50^2 + 21.10^2$	5836.54
$V_9 =$	$4732.70^2 + 714.19^2 + 105.75^2$	4787.45
$V_{10} =$	$3600.30^2 + 626.38^2 + 131.42^2$	3656.75
$V_{11} =$	$2421.31^2 + 451.24^2 + 106.58^2$	2465.30
$V_{12} =$	$1215.45^2 + 224.08^2 + 53.76^2$	1237.10

Tabla C.10 Cortantes totales de entrepiso en dirección Y, en kN.

δ_i	$\sum (\delta_{i1}^2 + \delta_{i2}^2 + \delta_{i3}^2)$	$\delta_i = \sqrt{\sum (\delta_{i1}^2 + \delta_{i2}^2 + \delta_{i3}^2)}$	$\delta_i Q$
$\delta_1 =$	$0.39^2 + 0.10^2 + 0.05^2$	0.40	0.80
$\delta_2 =$	$0.80^2 + 0.13^2 + 0.04^2$	0.81	1.62
$\delta_3 =$	$0.96^2 + 0.11^2 + 0.01^2$	0.96	1.93
$\delta_4 =$	$1.12^2 + 0.08^2 + 0.04^2$	1.12	2.24
$\delta_5 =$	$1.21^2 + 0.03^2 + 0.05^2$	1.21	2.43
$\delta_6 =$	$1.26^2 + 0.03^2 + 0.04^2$	1.26	2.52
$\delta_7 =$	$1.26^2 + 0.09^2 + 0.02^2$	1.26	2.53
$\delta_8 =$	$1.23^2 + 0.14^2 + 0.00^2$	1.24	2.48
$\delta_9 =$	$1.18^2 + 0.18^2 + 0.03^2$	1.19	2.38
$\delta_{10} =$	$1.11^2 + 0.19^2 + 0.04^2$	1.12	2.25
$\delta_{11} =$	$1.03^2 + 0.19^2 + 0.05^2$	1.05	2.11
$\delta_{12} =$	$0.96^2 + 0.17^2 + 0.04^2$	0.98	1.96

Tabla C.11 Desplazamientos relativos de entrepiso en dirección Y, en cm.

U_i	$\sum(u_{i1}^2 + u_{i2}^2 + u_{i3}^2)$	$u_i = \sqrt{\sum(u_{i1}^2 + u_{i2}^2 + u_{i3}^2)}$	$U_i Q$
$U_1 =$	$0.39^2 + 0.10^2 + 0.05^2$	0.40	0.80
$U_2 =$	$1.18^2 + 0.23^2 + 0.09^2$	1.21	2.41
$U_3 =$	$2.14^2 + 0.34^2 + 0.08^2$	2.17	4.34
$U_4 =$	$3.26^2 + 0.42^2 + 0.04^2$	3.28	6.56
$U_5 =$	$4.47^2 + 0.44^2 + 0.01^2$	4.49	8.98
$U_6 =$	$5.72^2 + 0.41^2 + 0.05^2$	5.74	11.48
$U_7 =$	$6.98^2 + 0.32^2 + 0.07^2$	6.99	13.98
$U_8 =$	$8.22^2 + 0.18^2 + 0.07^2$	8.22	16.44
$U_9 =$	$9.39^2 + 0.00^2 + 0.04^2$	9.39	18.78
$U_{10} =$	$10.50^2 + 0.19^2 + 0.00^2$	10.50	21.00
$U_{11} =$	$11.53^2 + 0.39^2 + 0.04^2$	11.54	23.08
$U_{12} =$	$12.50^2 + 0.56^2 + 0.09^2$	12.51	25.02

Tabla C.12 Desplazamientos totales de entrepiso en dirección Y, en cm.

Determinación de las masas efectivas de los modos dada por los cuadrados de los coeficientes de participación, para encontrar el modo fundamental con mayor participación en las respuestas sísmicas.

$$p_1^2 = 4.27 \rightarrow 59.21 \%$$

$$p_2^2 = 1.76 \rightarrow 24.35 \%$$

$$p_3^2 = 1.19 \rightarrow 16.44 \%$$

Indicando que el modo fundamental involucra el 59.21 % de la masa total, 24.35 % del segundo modo, mientras que el tercer modo afecta solo el 16.44 % de dicha masa.

Haciendo comparación entre el total de las masas efectivas con el de las masas de entrepiso:

La suma de las masas efectivas

$$\sum p_j^2 = 7.21$$

$$\sum p_j^2 = 95.68 \%$$

La suma de las masas de entrepiso

$$\sum m_n = 7.54$$

$$\sum m_n = 100.00\%$$

Lo cual confirma que con los tres modos considerados en el sentido Y incluyen más del 90% del peso total de la estructura; satisfaciendo los requisitos del Capítulo 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF en el sentido de incluir cuando menos tres modos y todos aquellos que tengan periodos mayores de 0.4 segundos.

C.3 REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL

Si con el método de análisis dinámico que se aplicó se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V es menor que el V_{min} se incrementará todas las fuerzas de diseño y desplazamiento laterales correspondientes, en una proporción tal que V iguale a este valor.

$$V_{min} = 0.80a \frac{W_o}{Q'}$$

donde:

a = ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad

Q' = factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño

W_o = valor de W en la base de la estructura

W = peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2004)

Se determinó el cortante basal mínimo considerando la ordenada del espectro de diseño $a = 0.32$, el factor de reducción $Q' = 2.00$ (por ser una estructura de elementos prefabricados) y un peso total de la estructura de $W_o = 7395.63$ ton.

Sustituyendo valores en la ecuación anterior se obtiene:

$$V_{min} = (0.80)(0.32) \frac{7495.63}{2.00} = 946.64 \text{ ton}$$

$$V_{min} = (946.64 \text{ ton}) \left(9.81 \frac{\text{kN}}{\text{ton}} \right)$$

$$V_{min} = 9286.50 \text{ kN}$$

Siendo el cortante basal en la dirección X y dirección Y para el primer entrepiso igual a 15159.34 kN y 12110.05 kN respectivamente mayor que el cortante basal mínimo por lo tanto no será necesario modificar el cortante basal y tampoco ninguno de los demás resultados del análisis modal.

ANEXO D. RESPUESTAS DEL ANÁLISIS MODAL CORREGIDAS POR EL EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

D.1 PERIODO

El periodo considerando el efecto de interacción suelo estructura se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\tilde{P}_e = \sqrt{(P_e^2 + P_x^2 + P_r^2)} \quad (D.1)$$

donde:

P_e es el periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza.

P_x y P_r son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente.

$$P_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (D.2)$$

$$P_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}} \quad (D.3)$$

D.1.1 Altura efectiva de la estructura H_e

$$H_e = \frac{\sum W_i z_{ij} h_i}{\sum W_i z_{ij}}$$

Entrepiso	h_i	W_i	Z_1	Z_2	Z_3	$W_i z_{i1} h_i$	$W_i z_{i2} h_i$	$W_i z_{i3} h_i$	$W_i z_{i1}$	$W_i z_{i2}$	$W_i z_{i3}$
	(cm)	(ton-s ² /cm)	(cm)	(cm)	(cm)						
1	438	1.74	0.05	-0.27	0.44	34.26	-205.44	337.33	0.08	-0.47	0.77
2	435	1.24	0.17	-0.90	1.30	186.81	-976.71	1406.92	0.21	-1.12	1.61
3	385	0.48	0.24	-0.79	0.40	143.22	-479.80	239.26	0.11	-0.38	0.19
4	385	0.48	0.38	-0.98	0.01	300.91	-777.38	11.82	0.18	-0.47	0.01
5	385	0.48	0.54	-1.05	-0.42	523.52	-1019.36	-405.40	0.26	-0.50	-0.20
6	385	0.48	0.70	-0.96	-0.75	808.43	-1111.58	-870.77	0.34	-0.46	-0.36
7	385	0.48	0.86	-0.73	-0.88	1149.89	-979.98	-1182.26	0.41	-0.35	-0.42
8	385	0.48	1.01	-0.39	-0.75	1539.90	-588.82	-1149.40	0.48	-0.18	-0.36
9	385	0.48	1.15	-0.03	-0.39	1969.03	-49.32	-669.35	0.55	-0.01	-0.19
10	385	0.48	1.28	0.46	0.12	2427.60	875.68	225.24	0.61	0.22	0.06
11	385	0.48	1.40	0.86	0.66	2907.52	1802.27	1373.60	0.67	0.42	0.32
12	385	0.24	1.49	1.21	1.13	1710.47	1379.19	1292.07	0.36	0.29	0.27
$H_e = 4268.52 \text{ cm} \rightarrow 42.68 \text{ m}$					$\Sigma =$	13701.56	-2131.25	609.07	4.28	-3.03	1.69

Tabla D.1 Altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental en la dirección X.

Entrepiso	h_i	W_i	Z_1	Z_2	Z_3						
	(cm)	(ton-s ² /cm)	(cm)	(cm)	(cm)	$W_i z_{i1} h_i$	$W_i z_{i2} h_i$	$W_i z_{i3} h_i$	$W_i z_{i1}$	$W_i z_{i2}$	$W_i z_{i3}$
1	438	1.74	0.05	-0.27	-0.67	38.47	-206.81	-511.45	0.09	-0.47	-1.17
2	435	1.24	0.16	-0.65	-1.19	167.53	-703.17	-1286.03	0.19	-0.81	-1.47
3	385	0.48	0.28	-0.97	-1.00	169.87	-586.84	-606.49	0.14	-0.47	-0.48
4	385	0.48	0.43	-1.19	-0.49	337.58	-938.23	-385.81	0.21	-0.57	-0.23
5	385	0.48	0.59	-1.26	0.15	571.75	-1230.34	141.55	0.28	-0.61	0.07
6	385	0.48	0.75	-1.17	0.68	871.75	-1355.25	782.77	0.36	-0.56	0.32
7	385	0.48	0.92	-0.91	0.94	1233.47	-1221.22	1263.89	0.44	-0.44	0.45
8	385	0.48	1.08	-0.51	0.88	1650.39	-773.23	1348.29	0.52	-0.24	0.42
9	385	0.48	1.23	0.00	0.54	2114.81	-0.48	922.74	0.59	0.00	0.26
10	385	0.48	1.38	0.55	0.01	2619.03	1040.58	19.94	0.66	0.26	0.01
11	385	0.48	1.51	1.10	-0.58	3157.43	2286.59	-1218.86	0.73	0.53	-0.28
12	385	0.24	1.64	1.60	-1.14	1878.11	1833.70	-1305.97	0.40	0.39	-0.28
$H_e = 4189.32 \text{ cm} \rightarrow 41.89 \text{ m}$					$\Sigma =$	14810.19	-1854.70	-835.42	4.60	-2.98	-2.38

Tabla D.2 Altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental en la dirección Y.

D.1.2 Peso efectivo de la estructura W_e

$$W_e = \frac{(\sum W_i z_{ij})^2}{\sum W_i z_{ij}^2}$$

Entrepiso	h_i	W_i	Z_1	Z_2	Z_3						
	(cm)	(ton-s ² /cm)	(cm)	(cm)	(cm)	$W_i z_{i1}$	$W_i z_{i2}$	$W_i z_{i3}$	$W_i z_{i1}^2$	$W_i z_{i2}^2$	$W_i z_{i3}^2$
1	438	1.74	0.05	-0.27	0.44	0.08	-0.47	0.77	0.00	0.13	0.34
2	435	1.24	0.17	-0.90	1.30	0.21	-1.12	1.61	0.04	1.01	2.10
3	385	0.48	0.24	-0.79	0.40	0.11	-0.38	0.19	0.03	0.30	0.08
4	385	0.48	0.38	-0.98	0.01	0.18	-0.47	0.01	0.07	0.47	0.00
5	385	0.48	0.54	-1.05	-0.42	0.26	-0.50	-0.20	0.14	0.53	0.08
6	385	0.48	0.70	-0.96	-0.75	0.34	-0.46	-0.36	0.23	0.44	0.27
7	385	0.48	0.86	-0.73	-0.88	0.41	-0.35	-0.42	0.35	0.26	0.37
8	385	0.48	1.01	-0.39	-0.75	0.48	-0.18	-0.36	0.49	0.07	0.27
9	385	0.48	1.15	-0.03	-0.39	0.55	-0.01	-0.19	0.63	0.00	0.07
10	385	0.48	1.28	0.46	0.12	0.61	0.22	0.06	0.78	0.10	0.01
11	385	0.48	1.40	0.86	0.66	0.67	0.42	0.32	0.94	0.36	0.21
12	385	0.24	1.49	1.21	1.13	0.36	0.29	0.27	0.54	0.35	0.31
$W_e = 7.29 \text{ ton-s}^2/\text{cm} \rightarrow 7147.10 \text{ kN}$					$\Sigma =$	4.28	-3.03	1.69	4.24	4.02	4.11

Tabla D.3 Peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental en la dirección X.

Entrepiso	h_i	W_i	Z_1	Z_2	Z_3						
	(cm)	(ton-s ² /cm)	(cm)	(cm)	(cm)	$W_i z_{i1}$	$W_i z_{i2}$	$W_i z_{i3}$	$W_i z_{i1}^2$	$W_i z_{i2}^2$	$W_i z_{i3}^2$
1	438	1.74	0.05	-0.27	-0.67	0.09	-0.47	-1.17	0.00	0.13	0.79
2	435	1.24	0.16	-0.65	-1.19	0.19	-0.81	-1.47	0.03	0.52	1.75
3	385	0.48	0.28	-0.97	-1.00	0.14	-0.47	-0.48	0.04	0.45	0.48
4	385	0.48	0.43	-1.19	-0.49	0.21	-0.57	-0.23	0.09	0.68	0.11
5	385	0.48	0.59	-1.26	0.15	0.28	-0.61	0.07	0.17	0.77	0.01
6	385	0.48	0.75	-1.17	0.68	0.36	-0.56	0.32	0.27	0.66	0.22
7	385	0.48	0.92	-0.91	0.94	0.44	-0.44	0.45	0.40	0.40	0.42
8	385	0.48	1.08	-0.51	0.88	0.52	-0.24	0.42	0.56	0.12	0.37
9	385	0.48	1.23	0.00	0.54	0.59	0.00	0.26	0.73	0.00	0.14
10	385	0.48	1.38	0.55	0.01	0.66	0.26	0.01	0.91	0.14	0.00
11	385	0.48	1.51	1.10	-0.58	0.73	0.53	-0.28	1.10	0.58	0.16
12	385	0.24	1.64	1.60	-1.14	0.40	0.39	-0.28	0.65	0.62	0.32
$W_e = 7.21 \text{ ton-s}^2/\text{cm} \rightarrow 7076.29 \text{ kN}$					$\Sigma =$	4.60	-2.98	-2.38	4.96	5.07	4.79

Tabla D.4 Peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental en la dirección Y.

D.1.3 Rigideces de cimentaciones someras y con pilotes

Los valores de los resortes elásticos se obtendrán de la tabla A.1 y A.2 del anexo A.

Parámetros del suelo

E_s = Módulo de elasticidad

$$E_s = 2G(1 + \nu)$$

donde:

ν = relación de Poisson

G = Módulo de rigidez medio del suelo de soporte

donde:

γ = peso volumétrico medio del suelo

g = aceleración de la gravedad

H_s = profundidad del estrato firme en el sitio de interés

P_s = periodo fundamental del suelo en el sitio de interés

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{P_s} \right)^2$$

Datos:

$$\nu = 0.45$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$P_s = 2.56 \text{ s}$$

$$\gamma = 22.47 \text{ kN/m}^3$$

$$H_s = 44.49 \text{ m}$$

Resultados:

$$G = 11073 \text{ kN/m}^2$$

$$E_s = 32111 \text{ kN/m}^2$$

Parámetros de la pila

L= longitud de la pila	L=10.00 m	E_p = Módulo de elasticidad
d= diámetro de la pila	d=1.20 m	E_p = 25685188 kN/m ²

Rigideces estáticas para la pila

Rigidez estática horizontal

$$K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} \quad K_x^o = 156845 \text{ kN/m}$$

Rigidez estática vertical

$$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67} \quad K_v^o = 303066 \text{ kN/m}$$

Parámetros para cimentaciones someras

D= profundidad de desplante

D= 2.00 m

R_x = radio para modo de traslación

A = área de la superficie neta de cimentación

$$R_x = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}}$$

A = 2.5 m x 2.5 m = 6.25 m²

R_x = 1.41 m

R_r = radio para modo de rotación

I = momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}}$$

I = 2.5 m x (2.5 m)³/12 = 3.26 m⁴

R_r = 1.43 m

Rigideces estáticas para las cimentaciones con pilas

Rigidez estática horizontal

$$K_x^o = \frac{8 G R_x}{2 - \nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s} \right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x} \right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s} \right) \quad K_x^o = 168244 \text{ kN/m}$$

Rigidez estática vertical

$$K_v^o = \frac{4 G R_v}{1 - \nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v} \right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right] \quad K_v^o = 207834 \text{ kN/m}$$

Rigidez estática cabeceo

$$K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1 - \nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s} \right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r} \right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right) \quad K_r^o = 615335 \text{ kN-m}$$

Estimación de rigideces

Cimentaciones someras $K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta\eta_m c_m)$, donde $m = x, v, r$

Parámetros	Modos de vibración en dirección X			Modos de vibración en dirección Y		
	Horizontal (x)	Vertical (v)	Cabeceo (r)	Horizontal (x)	Vertical (v)	Cabeceo (r)
K_m^o	168244	207834	615335	168244	207834	615335
k_m	1.000	1.000	0.985	1.000	1.000	0.982
ζ	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030
η_m	0.074	0.074	0.074	0.089	0.089	0.089
c_m	0.576	0.000	0.008	0.576	0.000	0.011
K_m	167815 kN/m	207834 kN/m	606245 kN-m	167728 kN/m	207834 kN/m	604377 kN-m

Tabla D.5 Rigideces en ambas direcciones para los diferentes modos de vibración en cimentaciones someras.

Cimentaciones con pilas $K_m = K_m^o k_m$, donde $m = x, v$

Parámetros	Modos de vibración en dirección X		Modos de vibración en dirección Y	
	Horizontal (x)	Vertical (v)	Horizontal (x)	Vertical (v)
K_m^o	156845	303066	156845	303066
k_m	1.000	1.000	1.000	1.000
K_m	156845 kN/m	303066 kN/m	156845 kN/m	303066 kN/m

Tabla D.6 Rigideces en ambas direcciones para los diferentes modos de vibración en cimentaciones con pilas.

D.1.4 Periodos naturales de la estructura si fuera infinitamente rígida y si su base sólo pudiera girar

Por ser una cimentación mixta se sumara la contribución de las zapatas individuales y pilotes mediante las formulas especificadas en la sección A.1.4 del anexo A.

Datos para análisis en dirección X:

$W_e = 7147.10 \text{ kN}$	Rigidez cimentación somera
$H_e = 42.69 \text{ m}$	$K_x = 167815 \text{ kN/m} \times 29$
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$	$K_x = 4866642 \text{ kN/m}$
$D = 2.00 \text{ m}$	Rigidez cimentación con pilas
Número de zapatas aisladas: 29	$K_x = 156845 \text{ kN/m} \times 14$
Número de pilotes: 14	$K_x = 2195832 \text{ kN/m}$
	Rigidez Total K_r
	$K_r = 651652277 \text{ kN-m}$

Se determina el periodo natural de la estructura si fuera infinitamente rígida utilizando la ecuación D.2.
 $P_x = 0.06 \text{ s}$

Se determina el periodo natural de la estructura si su base solo pudiera girar utilizando la ecuación D.3.
 $P_r = 0.30 \text{ s}$

Datos para análisis en dirección Y:

$W_e = 7076.29 \text{ kN}$	Rigidez cimentación somera
$H_e = 42.69 \text{ m}$	$K_x = 167728 \text{ kN/m} \times 29$
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$	$K_x = 4864102 \text{ kN/m}$
$D = 2.00 \text{ m}$	Rigidez cimentación con pilas
Número de zapatas aisladas: 29	$K_x = 156845 \text{ kN/m} \times 14$
Número de pilotes: 14	$K_x = 2195832 \text{ kN/m}$
	Rigidez Total K_r
	$K_r = 568891960 \text{ kN-m}$

Se determina el periodo natural de la estructura si fuera infinitamente rígida utilizando la ecuación D.2.
 $P_x = 0.06 \text{ s}$

Se determina el periodo natural de la estructura si su base solo pudiera girar utilizando la ecuación D.3.
 $P_r = 0.31 \text{ s}$

D.1.5 Periodo efectivo considerando el efecto de interacción suelo-estructura

Para determinar el periodo efectivo del sistema acoplado suelo estructura se utiliza la ecuación D.1.

Periodo efectivo corregido por efectos de interacción suelo-estructura en dirección X.

$$\tilde{P}_e = \sqrt{(1.73^2 + 0.06^2 + 0.30^2)} = 1.76 \text{ s}$$

Periodo efectivo corregido por efectos de interacción suelo-estructura en dirección Y.

$$\tilde{P}_e = \sqrt{(1.44^2 + 0.06^2 + 0.31^2)} = 1.47 \text{ s}$$

D.2 AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento considerando el efecto de interacción suelo-estructura se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{P_e}{\tilde{P}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left(\frac{P_x}{\tilde{P}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{P_r}{\tilde{P}_e} \right)^2 \quad (\text{D.4})$$

Donde:

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{P}_e K_x} \quad (\text{D.5})$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{P}_e K_r} \quad (\text{D.6})$$

Siendo los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_x y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura.

D.2.1 Amortiguamiento de la cimentación

Coeficiente de amortiguamiento para cimentaciones someras

Datos para el análisis en dirección X		Datos para el análisis en dirección Y	
$R_x = 1.41 \text{ m}$	$\zeta = 0.03$	$R_x = 1.41 \text{ m}$	$\zeta = 0.03$
$H_s = 44.49 \text{ m}$	$\nu = 0.45$	$H_s = 44.49 \text{ m}$	$\nu = 0.45$
$P_e = 1.73 \text{ s}$	$D = 2.00 \text{ m}$	$P_e = 1.44 \text{ s}$	$D = 2.00 \text{ m}$
$P_s = 2.56 \text{ s}$		$P_s = 2.56 \text{ s}$	

Los valores de estos amortiguadores viscosos se obtendrán de la tabla A.3 y A.4, aplicando los criterios especificados en la sección A.1.4 del anexo A.

Parámetros de frecuencia:

Formulas :	$\eta_m = \frac{\omega R_x}{V_s}$	$\omega = \frac{2\pi}{P_e}$	$V_s = \frac{4H_s}{T_s}$
Dirección X :	$\eta_m = 0.07$	$\omega = 3.63 \text{ rad/s}$	$V_s = 69.52 \text{ m/s}$
Dirección Y :	$\eta_m = 0.09$	$\omega = 4.37 \text{ rad/s}$	$V_s = 69.52 \text{ m/s}$

Formulas :	$\eta_s = \frac{\pi R_x}{2H_s}$	$\eta_p = \frac{\pi R_r \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}}}{2H_s}$
Dirección X :	$\eta_s = 0.05$	$\eta_p = 0.17$
Dirección Y :	$\eta_s = 0.05$	$\eta_p = 0.17$

Coefficientes de amortiguamiento horizontal

Condiciones : (1) si $\eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} > 1$; $c_x = 0.576$ | (2) si $\eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} \leq 1$; $c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{xs}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{xs}^2}$

Dirección X :	$\eta_{xs} > 1$	$\eta_{xs} = 1.48$	$c_x = 0.576$
Dirección Y :	$\eta_{xs} > 1$	$\eta_{xs} = 1.78$	$c_x = 0.576$

Coefficientes de amortiguamiento vertical

Condiciones: (1) si $\eta_v < \eta_p$; $c_v = 0$ | (2) si $\eta_v \geq \eta_p$; $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}$

Dirección X :	$\eta_v < \eta_p$	$\eta_v = 0.07$ $\eta_p = 0.17$	$c_v = 0$
Dirección Y :	$\eta_v < \eta_p$	$\eta_v = 0.09$ $\eta_p = 0.17$	$c_v = 0$

Coefficientes de amortiguamiento por cabeceo

Condiciones : (1) si $\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1$; $c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{rp}^2}$ | (2) si $\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1$; $c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}$

Dirección X :	$\eta_{rp} \leq 1$	$\eta_{rp} = 0.45$	$c_r = 0.01$
Dirección Y :	$\eta_{rp} \leq 1$	$\eta_{rp} = 0.54$	$c_r = 0.01$

Coeficiente de amortiguamiento para cimentaciones con pilas

Datos para el análisis en dirección X		Datos para el análisis en dirección Y	
$R_x = 1.41 \text{ m}$	$\zeta = 0.03$	$R_x = 1.41 \text{ m}$	$\zeta = 0.03$
$H_s = 44.49 \text{ m}$	$\nu = 0.45$	$H_s = 44.49 \text{ m}$	$\nu = 0.45$
$P_e = 1.73 \text{ s}$	$d = 1.20 \text{ m}$	$P_e = 1.44 \text{ s}$	$d = 1.20 \text{ m}$
$P_s = 2.56 \text{ s}$	$L = 10.00 \text{ m}$	$P_s = 2.56 \text{ s}$	$L = 10.00 \text{ m}$
$E_s = 32111 \text{ kN/m}^2$	$E_p = 25685188 \text{ kN/m}^2$	$E_s = 32111 \text{ kN/m}^2$	$E_p = 25685188 \text{ kN/m}^2$

Parámetros de frecuencia:

Formulas :	$\eta = \frac{\omega d}{V_s}$	$\omega = \frac{2\pi}{P_e}$	$V_s = \frac{4H_s}{P_s}$
Dirección X :	$\eta = 0.06$	$\omega = 3.63 \text{ rad/s}$	$V_s = 69.52 \text{ m/s}$
Dirección Y :	$\eta = 0.08$	$\omega = 4.37 \text{ rad/s}$	$V_s = 69.52 \text{ m/s}$
Formulas :	$\eta_s = \frac{\pi d}{2H_s}$	$\eta_p = \frac{3.4\eta_s}{\pi(1-\nu)}$	
Dirección X :	$\eta_s = 0.04$	$\eta_p = 0.08$	
Dirección Y :	$\eta_s = 0.04$	$\eta_p = 0.08$	

Coeficientes de amortiguamiento horizontal

Condiciones :	(1) si $\eta \leq \eta_s$ $; c_x = 0.80 \zeta$	(2) si $\eta > \eta_s$ $; c_x = 0.80 \zeta + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta$
Dirección X :	$\eta > \eta_s$	$\eta = 0.06$ $\eta_s = 0.04$ $c_x = 0.058$
Dirección Y :	$\eta > \eta_s$	$\eta = 0.08$ $\eta_s = 0.04$ $c_x = 0.065$

Coeficientes de amortiguamiento vertical

Condiciones:	(1) si $\eta \leq \eta_p$; $c_v = 0$	(2) si $\eta > 1.5\eta_p$ $; c_v = \frac{0.413}{1+\nu} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} (1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^{-2}}) \eta^{0.8}$
Dirección X :	$\eta \leq \eta_p$	$\eta = 0.06$ $\eta_p = 0.08$ $c_v = 0$
Dirección Y :	$\eta \leq \eta_p$	$\eta = 0.08$ $\eta_p = 0.08$ $c_v = 0$

Estimación de amortiguamiento

Cimentaciones someras $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$, donde $m = x, v, r$ y ω = frecuencia de interés

Parámetros	Modos de vibración en dirección X			Modos de vibración en dirección Y		
	Horizontal (x)	Vertical (v)	Cabeceo (r)	Horizontal (x)	Vertical (v)	Cabeceo (r)
K_m^o	168244	207834	615335	168244	207834	615335
k_m	1.000	1.000	0.985	1.000	1.000	0.982
ω	3.63 rad/s	3.63 rad/s	3.63 rad/s	4.37 rad/s	4.37 rad/s	4.37 rad/s
ζ	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030
η_m	0.074	0.074	0.074	0.089	0.089	0.089
c_m	0.576	0.000	0.008	0.576	0.000	0.011
C_m	4746 kN s/m	3434 kN s/m	10120 kN-m s	4274 kNs/m	2851 kN s/m	8429 kN-m s

Tabla D.7 Amortiguamiento en ambas direcciones para los diferentes modos de vibración en cimentaciones someras.

Cimentaciones con pilas $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$, donde $m = x, v$ y ω = frecuencia de interés

Parámetros	Modos de vibración en dirección X		Modos de vibración en dirección Y	
	Horizontal (x)	Vertical (v)	Horizontal (x)	Vertical (v)
K_m^o	156845	303066	156845	303066
ω	3.63 rad/s	3.63 rad/s	4.37 rad/s	4.37 rad/s
c_m	0.058	0.000	0.065	0.000
C_m	2513 kN s/m	0 kN/m	2337 kN s/m	0 kN s/m

Tabla D.8 Amortiguamiento en ambas direcciones para los diferentes modos de vibración en cimentaciones con pilas.

D.2.1 Coeficientes de Amortiguamiento del suelo

Por ser una cimentación mixta se sumara la contribución de las zapatas individuales y pilotes mediante las formulas especificadas en la sección A.1.4 del anexo A.

Datos para análisis en dirección X:

$$\tilde{P}_e = 1.76 \text{ s}$$

Número de zapatas aisladas: 29

Numero de pilotes: 14

Amortiguamiento cimentación somera

$$C_x = 4746 \text{ kN s/m} \times 29$$

$$C_x = 137630 \text{ kN s/m}$$

Amortiguamiento cimentación con pilas

$$C_x = 2513 \times 14$$

$$C_x = 35176 \text{ kN s/m}$$

Amortiguamiento Total C_r

$$C_r = 10187667 \text{ kN-m s}$$

Rigidez cimentación somera

$$K_x = 167815 \text{ kN/m} \times 29$$

$$K_x = 4866642 \text{ kN/m}$$

Rigidez cimentación con pilas

$$K_x = 156845 \text{ kN/m} \times 14$$

$$K_x = 2195832 \text{ kN/m}$$

Rigidez Total K_r

$$K_r = 651652277 \text{ kN-m}$$

Se determina el coeficiente de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación (ζ_x) y rotación (ζ_r) utilizando la ecuación D.5 y D.6 respectivamente.

$$\zeta_x = 0.044$$

$$\zeta_r = 0.028$$

Datos para análisis en dirección Y:

$$\tilde{P}_e = 1.47 \text{ s}$$

Número de zapatas aisladas: 29

Numero de pilotes: 14

Amortiguamiento cimentación somera

$$C_x = 4274 \text{ kN s/m} \times 29$$

$$C_x = 123946 \text{ kN s/m}$$

Amortiguamiento cimentación con pilas

$$C_x = 2337 \text{ kN s/m} \times 14$$

$$C_x = 32713 \text{ kN s/m}$$

Amortiguamiento Total C_r

$$C_r = 5114714 \text{ kN-m s}$$

Rigidez cimentación somera

$$K_x = 167728 \text{ kN/m} \times 29$$

$$K_x = 4864102 \text{ kN/m}$$

Rigidez cimentación con pilas

$$K_x = 156845 \text{ kN/m} \times 14$$

$$K_x = 2195832 \text{ kN/m}$$

Rigidez Total K_r

$$K_r = 568891960 \text{ kN-m}$$

Se determina el coeficiente de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación (ζ_x) y rotación (ζ_r) utilizando la ecuación D.5 y D.6 respectivamente.

$$\zeta_x = 0.047$$

$$\zeta_r = 0.019$$

D.2.2 Amortiguamiento efectivo considerando el efecto de interacción suelo-estructura

Para determinar el amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo estructura se utiliza la ecuación D.4. Siendo ζ_e la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable igual a 0.05 para ambas direcciones.

Amortiguamiento efectivo corregido por efectos de interacción suelo-estructura en dirección X.

$$\tilde{\zeta}_e = 0.048$$

Amortiguamiento efectivo corregido por efectos de interacción suelo-estructura en dirección Y.

$$\tilde{\zeta}_e = 0.049$$

D.3 CORTANTE BASAL

Las fuerzas cortantes de la estructura calculadas para la condición de base rígida se multiplicaran por el factor $\tilde{V}_1/V_1$ para obtener la respuesta modificada por interacción.

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura corregida por efecto de interacción con el suelo, se calcula con la expresión:

$$\tilde{V}_1 = \tilde{a}' W_e \quad (D.7)$$

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable, se calcula con la expresión:

$$V_1 = a' W_e \quad (D.8)$$

D.3.1 Ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo-estructura

La ordenada espectral de diseño se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'R} \quad (D.9)$$

Factor de reducción por amortiguamiento suplementario

$\beta = \left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda \rightarrow \tilde{P}_e \leq P_b$	Datos Dirección X	Datos Dirección Y
	$\zeta_e = 0.05$	$\zeta_e = 0.05$
	$\lambda = 0.50$	$\lambda = 0.50$
	$\tilde{\zeta}_e = 0.048$	$\tilde{\zeta}_e = 0.049$
	Factor por amortiguamiento $\beta = 1.01$	Factor por amortiguamiento $\beta = 1.03$

Factor de ductilidad

$\tilde{Q}' = 1 + (Q + 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}$	Dirección X	Dirección Y
	$\beta = 1.01$	$\beta = 1.03 = 0.35$
	$k = 0.35$	$Q = 0.65$
	$Q = 0.73$	$Q = 2$
	Factor de ductilidad $\tilde{Q}' = 3.95$	Factor de ductilidad $\tilde{Q}' = 3.83$
	$Q = \frac{(Q-1)P_e^2}{\tilde{P}_e^2 + 1}$	$Q = \frac{(Q-1)P_e^2}{\tilde{P}_e^2 + 1}$
	$P_e = 1.73 \text{ s}$	$P_e = 1.44 \text{ s}$
	$\tilde{P}_e = 1.76 \text{ s}$	$\tilde{P}_e = 1.47 \text{ s}$
	$Q = 0.73$	$Q = 0.65$

Ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo

Se determina la ordenada espectral de diseño a partir de la ecuación D.9, considerando un coeficiente sísmico de $c = 1.17$ y un factor de reducción por sobrerresistencia de $R = 2$ para ambas direcciones.

Datos Dirección X	Datos Dirección Y
$\tilde{a} = \beta c$	$\tilde{a} = \beta c$
$\tilde{a} = 1.01 \times 1.17 = 1.19$	$\tilde{a} = 1.03 \times 1.17 = 1.20$
$\tilde{Q}' = 3.95$	$\tilde{Q}' = 3.83$
Ordenada espectral	Ordenada espectral
$\tilde{a}' = 0.15$	$\tilde{a}' = 0.16$

D.3.2 Fuerza cortante basal corregida por el efecto de interacción suelo-estructura

Para determinar la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura corregida por efecto de interacción con el suelo, se calcula a partir de la ecuación D.7

Datos Dirección X	Datos Dirección Y
$\tilde{a}' = 0.15$	$\tilde{a}' = 0.16$
$W_e = 7147.10 \text{ kN}$	$W_e = 7076.29 \text{ kN}$
Fuerza cortante basal	Fuerza cortante basal
$\tilde{V}_1 = 1073.72 \text{ kN}$	$\tilde{V}_1 = 1109.27 \text{ kN}$

D.3.3 Ordenada espectral de diseño para el periodo fundamental de la estructura con base rígida

La ordenada espectral de diseño se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$a' = \frac{a}{Q'R} \quad (D.10)$$

Factor de ductilidad

Formula	Dirección X	Dirección Y
	$\beta = 1$	$\beta = 1$
	$k = 0.35$	$k = 0.35$
$Q' = 1 + (Q + 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}$	$Q = 2.00$	$Q = 2.00$
	Factor de ductilidad	Factor de ductilidad
	$Q' = 6.07$	$Q' = 6.07$

Ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo

Se determina la ordenada espectral de diseño a partir de la ecuación D.10, considerando un coeficiente sísmico de $c = 0.32$ y un factor de reducción por sobrerresistencia de $R = 2$ para ambas direcciones.

Datos Dirección X	Datos Dirección Y
$a = \beta c$	$a = \beta c$
$a = 1 \times 0.32 = 0.32$	$a = 1 \times 0.32 = 0.32$
$Q' = 6.07$	$Q' = 6.07$
Ordenada espectral	Ordenada espectral
$a' = 0.03$	$a' = 0.03$

D.3.4 Fuerza cortante basal de la estructura con base rígida

Para determinar la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable, se calcula a partir de la ecuación D.8

Datos Dirección X	Datos Dirección Y
$a' = 0.03$	$a' = 0.03$
$W_e = 7147.10 \text{ kN}$	$W_e = 7076.29 \text{ kN}$
Fuerza cortante basal	Fuerza cortante basal
$V_I = 188.36 \text{ kN}$	$V_I = 186.50 \text{ kN}$

D.3.5 Factor para obtener la respuesta modificada por interacción

Datos Dirección X	Datos Dirección Y
$\tilde{V}_1 = 1073.72 \text{ kN}$	$\tilde{V}_1 = 1109.27 \text{ kN}$
$V_1 = 188.36 \text{ kN}$	$V_1 = 186.50 \text{ kN}$
Factor	Factor
$\tilde{V}_1/V_1 = 5.69$	$\tilde{V}_1/V_1 = 5.94$

El valor de este factor en ningún caso se tomara menor de 0.75, ni mayor que 1.25 de acuerdo a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004) .

Al ser mayor el factor calculado que el máximo permitido se tomara 1.25 como factor para obtener la fuerza cortante modificada por interacción en ambas direcciones.

D.3.6 Fuerzas cortantes por entrepiso corregidas por el efecto de interacción suelo-estructura

Los efectos de interacción se tendrán en cuenta solo en el modo fundamental de vibración; la contribución de los modos superiores se determinara como se establece para estructura sin interacción.

Fuerza cortante por entrepiso para el primer modo considerando el efecto de interacción suelo-estructura

Fuerza cortante para el primer modo en Dirección X					Fuerza cortante para el primer modo en Dirección Y				
$V_1 =$	13955.20	x	1.25	=	17444.00	$V_1 =$	11656.36	x	1.25 = 14570.46
$V_2 =$	14920.47	x	1.25	=	18650.58	$V_2 =$	10315.90	x	1.25 = 12894.87
$V_3 =$	11049.00	x	1.25	=	13811.26	$V_3 =$	10382.90	x	1.25 = 12978.62
$V_4 =$	12660.16	x	1.25	=	15825.20	$V_4 =$	9152.92	x	1.25 = 11441.15
$V_5 =$	11642.50	x	1.25	=	14553.12	$V_5 =$	8455.54	x	1.25 = 10569.43
$V_6 =$	10443.23	x	1.25	=	13054.04	$V_6 =$	7668.70	x	1.25 = 9585.87
$V_7 =$	9100.96	x	1.25	=	11376.21	$V_7 =$	6781.23	x	1.25 = 8476.53
$V_8 =$	9009.19	x	1.25	=	11261.48	$V_8 =$	5798.32	x	1.25 = 7247.90
$V_9 =$	5255.22	x	1.25	=	6569.02	$V_9 =$	4732.70	x	1.25 = 5915.87
$V_{10} =$	4521.32	x	1.25	=	5651.65	$V_{10} =$	3600.30	x	1.25 = 4500.38
$V_{11} =$	2946.30	x	1.25	=	3682.88	$V_{11} =$	2421.31	x	1.25 = 3026.63
$V_{12} =$	1411.40	x	1.25	=	1764.25	$V_{12} =$	1215.45	x	1.25 = 1519.31

Tabla D.9 Fuerza cortante por entrepiso corregidas por el efecto de interacción suelo-estructura para el primer modo de la estructura en ambas direcciones, en kN.

Fuerza cortante por entrepiso para el segundo y tercer modo sin interacción

V_i	Dirección X		Dirección Y	
	Segundo Modo	Tercer Modo	Segundo Modo	Tercer Modo
$V_1 =$	5569.41	2009.95	2890.62	1557.78
$V_2 =$	4922.51	1465.58	1725.98	514.18
$V_3 =$	-1275.42	-2293.92	1215.97	-155.69
$V_4 =$	1115.41	-488.96	626.79	-323.02
$V_5 =$	304.67	-470.17	181.74	-338.60
$V_6 =$	-379.45	-319.76	-200.76	-247.34
$V_7 =$	-880.62	-108.10	-492.14	-109.07
$V_8 =$	-1360.49	111.16	-666.50	21.10
$V_9 =$	-879.38	195.92	-714.19	105.75
$V_{10} =$	-1137.38	259.79	-626.38	131.42
$V_{11} =$	-677.43	199.35	-451.24	106.58
$V_{12} =$	-320.33	97.18	-224.08	53.76

Tabla D.10 Fuerza cortante por entrepiso para el segundo y tercer modo de la estructura sin corregir en ambas direcciones, en kN.

Las diferencias entre los periodos naturales de los tres modos son mayores que un 10 por ciento, por tanto es adecuado estimar la respuesta combinada de todos los modos.

V_i	$\sum (V_{i1}^2 + V_{i2}^2 + V_{i3}^2)$	$V_i = \sqrt{\sum (V_{i1}^2 + V_{i2}^2 + V_{i3}^2)}$
$V_1 =$	$17444.00^2 + 5569.41^2 + 2009.95^2$	18421.49
$V_2 =$	$18650.58^2 + 4922.51^2 + 1465.58^2$	19344.85
$V_3 =$	$13811.26^2 + 1275.42^2 + 2293.92^2$	14058.43
$V_4 =$	$15825.20^2 + 1115.41^2 + 488.96^2$	15872.00
$V_5 =$	$14553.12^2 + 304.67^2 + 470.17^2$	14563.90
$V_6 =$	$13054.04^2 + 379.45^2 + 319.76^2$	13063.47
$V_7 =$	$11376.21^2 + 880.62^2 + 108.10^2$	11410.75
$V_8 =$	$11261.48^2 + 1360.49^2 + 111.16^2$	11343.91
$V_9 =$	$6569.02^2 + 879.38^2 + 195.92^2$	6630.52
$V_{10} =$	$5651.65^2 + 1137.38^2 + 259.79^2$	5770.81
$V_{11} =$	$3682.88^2 + 677.43^2 + 199.35^2$	3749.97
$V_{12} =$	$1764.25^2 + 320.33^2 + 97.18^2$	1795.73

Tabla D.11 Cortantes totales de entrepisos, corregidos por el efecto de interacción suelo-estructura en dirección X, en kN.

V_i	$\sum (V_{i1}^2 + V_{i2}^2 + V_{i3}^2)$	$V_i = \sqrt{\sum (V_{i1}^2 + V_{i2}^2 + V_{i3}^2)}$
$V_1 =$	$14570.46^2 + 2890.62^2 + 1557.78^2$	14935.88
$V_2 =$	$12894.87^2 + 1725.98^2 + 514.18^2$	13020.03
$V_3 =$	$12978.62^2 + 1215.97^2 + 155.69^2$	13036.39
$V_4 =$	$11441.15^2 + 626.79^2 + 323.02^2$	11462.86
$V_5 =$	$10569.43^2 + 181.74^2 + 338.60^2$	10576.41
$V_6 =$	$9585.87^2 + 200.76^2 + 247.34^2$	9591.16
$V_7 =$	$8476.53^2 + 492.14^2 + 109.07^2$	8491.51
$V_8 =$	$7247.90^2 + 666.50^2 + 21.10^2$	7278.51
$V_9 =$	$5915.87^2 + 714.19^2 + 105.75^2$	5959.76
$V_{10} =$	$4500.38^2 + 626.38^2 + 131.42^2$	4545.66
$V_{11} =$	$3026.63^2 + 451.24^2 + 106.58^2$	3061.94
$V_{12} =$	$1519.31^2 + 224.08^2 + 53.76^2$	1536.69

Tabla D.12 Cortantes totales de entresijos, corregidos por el efecto de interacción suelo-estructura en dirección Y, en kN.

D.4 DESPLAZAMIENTO LATERAL

Los desplazamientos laterales de la estructura en la dirección de análisis, corregidos por interacción con el suelo, se determinara con la expresión:

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_1}{V_1} \left[X_i + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right] \quad (D.11)$$

Donde $\tilde{V}_o/V_o$ es el factor para obtener el desplazamiento lateral modificado por interacción, X_i el desplazamiento lateral del i-ésimo nivel de la estructura con base rígida multiplicado por el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, h_i es la altura del entresijo, D es la profundidad de desplante, K_r es la rigidez estática por cabeceo y M_o el momento de volteo.

La fuerza cortante basal estática correspondiente al modo fundamental de la estructura corregida por efecto de interacción con el suelo, se calcula con la expresión:

$$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e \quad (D.12)$$

La fuerza cortante basal estática correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable, se calcula con la expresión:

$$V_o = a'W_o \quad (D.13)$$

D.4.1 Fuerza cortante basal estática corregida por el efecto de interacción suelo-estructura

Para determinar la fuerza cortante basal estática correspondiente al modo fundamental de la estructura corregida por efecto de interacción con el suelo, se calcula a partir de la ecuación D.12.

Datos Dirección X	Datos Dirección Y
$\tilde{a}' = 0.15$	$\tilde{a}' = 0.16$
$a' = 0.03$	$a' = 0.03$
$W_o = 7395.63 \text{ kN}$	$W_o = 7395.63 \text{ kN}$
$W_e = 7147.10 \text{ kN}$	$W_e = 7076.29 \text{ kN}$
Fuerza cortante basal estática	Fuerza cortante basal estática
$\tilde{V}_o = 1080.05 \text{ kN}$	$\tilde{V}_o = 1117.99 \text{ kN}$

D.4.2 Fuerza cortante basal estática de la estructura con base rígida

Para determinar la fuerza cortante basal estática correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable, se calcula a partir de la ecuación D.13.

Datos Dirección X	Datos Dirección Y
$a' = 0.03$	$a' = 0.03$
$W_o = 7395.63 \text{ kN}$	$W_o = 7395.63 \text{ kN}$
Fuerza cortante basal estático	Fuerza cortante basal estático
$V_o = 194.91 \text{ kN}$	$V_o = 194.91 \text{ kN}$

D.4.3 Factor para obtener el desplazamiento lateral modificado por interacción

Datos Dirección X	Datos Dirección Y
$\tilde{V}_o = 1080.05 \text{ kN}$	$\tilde{V}_o = 1117.99 \text{ kN}$
$V_o = 194.91 \text{ kN}$	$V_o = 194.91 \text{ kN}$
Factor	Factor
$\tilde{V}_o/V_o = 5.54$	$\tilde{V}_o/V_o = 5.73$

El valor de este factor en ningún caso se tomara menor de 0.75, ni mayor que 1.25 de acuerdo a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del DF (2004). Al ser mayor el factor calculado que el máximo permitido se tomara 1.25 como factor para obtener el desplazamiento lateral modificado por interacción en ambas direcciones.

D.4.4 Desplazamiento lateral por entrepiso considerando el efecto de interacción suelo-estructura

Se determinan los desplazamientos laterales con la ecuación D.11 siendo $D= 2.00$ m, y $\tilde{V}_o/V_o=1.25$ para ambas direcciones, $K_r = 651652277$ kN-m y 568891960 kN-m para la dirección X y Y respectivamente y el momento de volteo $M_o=V_j (H_i + D)$ donde H_i es la altura del entrepiso a la base de la cimentación y V_j es la fuerza cortante en la dirección de análisis.

Entrepiso	h_i (m)	$\tilde{X}_i$ (m)	V_x (kN)	M_o (kN-m)	$\tilde{X}_l$ (cm)
1	4.38	0.01	-923.36	-5891.06	2.92
2	4.35	0.03	5286.42	56723.24	8.25
3	3.85	0.02	-1813.56	-26441.76	3.88
4	3.85	0.03	1308.10	24108.20	8.74
5	3.85	0.04	1500.43	33429.61	9.45
6	3.85	0.04	1652.72	43185.60	9.70
7	3.85	0.04	66.84	2003.88	9.53
8	3.85	0.04	4713.39	159454.12	9.55
9	3.85	0.03	859.71	32393.82	8.69
10	3.85	0.03	2020.84	83925.56	8.21
11	3.85	0.03	1954.24	88683.40	7.40
12	3.85	0.02	1795.73	88403.58	6.35

Tabla D.13 Desplazamientos laterales de entrepisos, corregidos por el efecto de interacción con el suelo en dirección X.

Entrepiso	h_i (m)	$\tilde{Y}_i$ (m)	V_y (kN)	M_o (kN-m)	$\tilde{Y}_l$ (cm)
1	4.38	0.0080	1915.85	12223.14	2.03
2	4.35	0.0162	-16.36	-175.58	4.04
3	3.85	0.0193	1573.53	22942.10	4.88
4	3.85	0.0224	886.45	16337.26	5.63
5	3.85	0.0243	985.25	21951.33	6.11
6	3.85	0.0252	1099.66	28734.03	6.36
7	3.85	0.0253	1213.00	36365.74	6.40
8	3.85	0.0248	1318.74	44613.12	6.29
9	3.85	0.0238	1414.10	53283.28	6.07
10	3.85	0.0225	1483.72	61618.99	5.76
11	3.85	0.0211	1525.25	69216.01	5.42
12	3.85	0.0196	1536.69	75651.08	5.07

Tabla D.14 Desplazamientos laterales de entrepisos, corregidos por el efecto de interacción con el suelo en dirección Y.

E.1 PLANTAS ESTRUCTURALES



Francisco Damián Díaz Guzmán

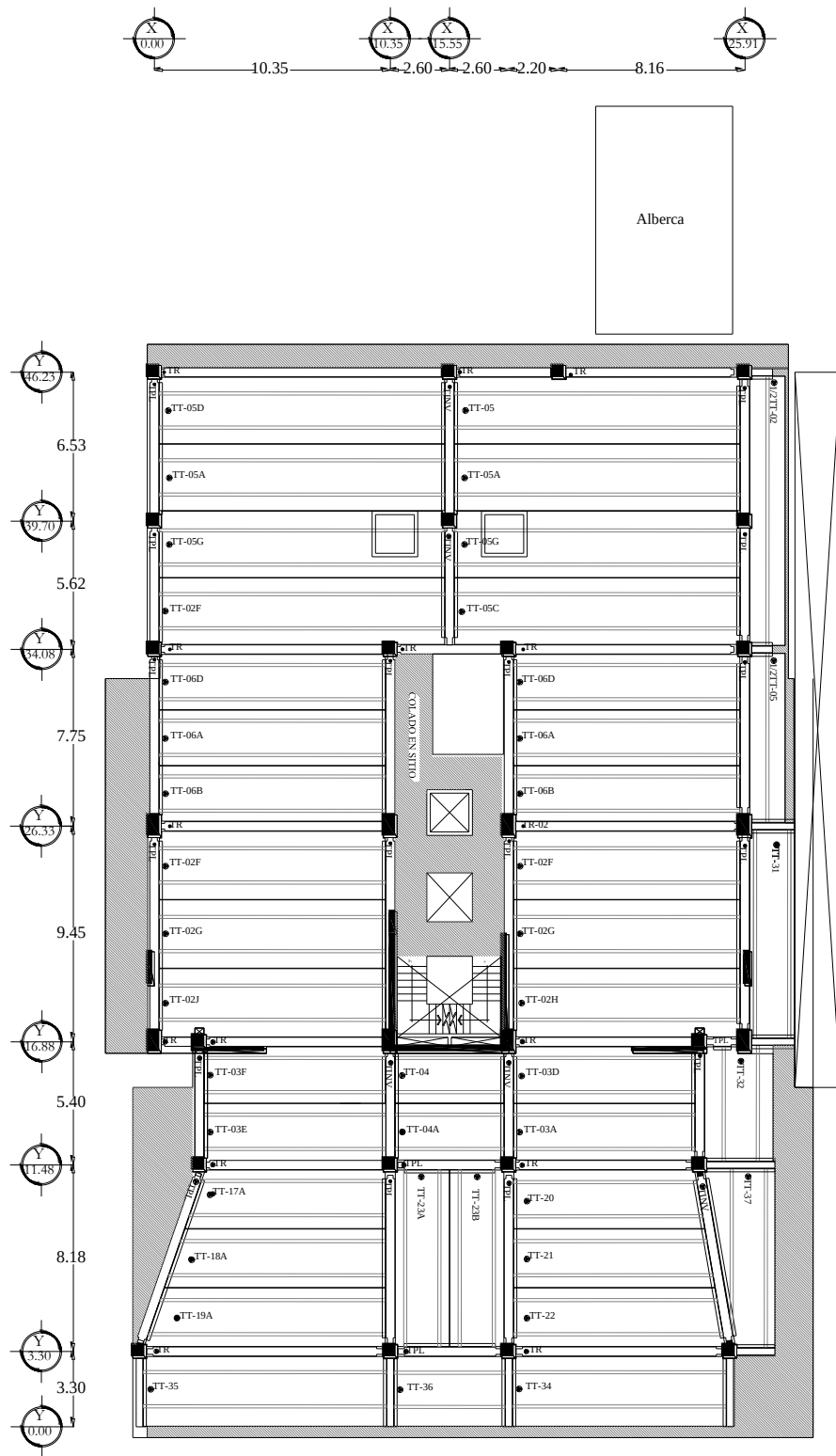


Figura E.2 Planta estructural del segundo nivel, cotas en m.

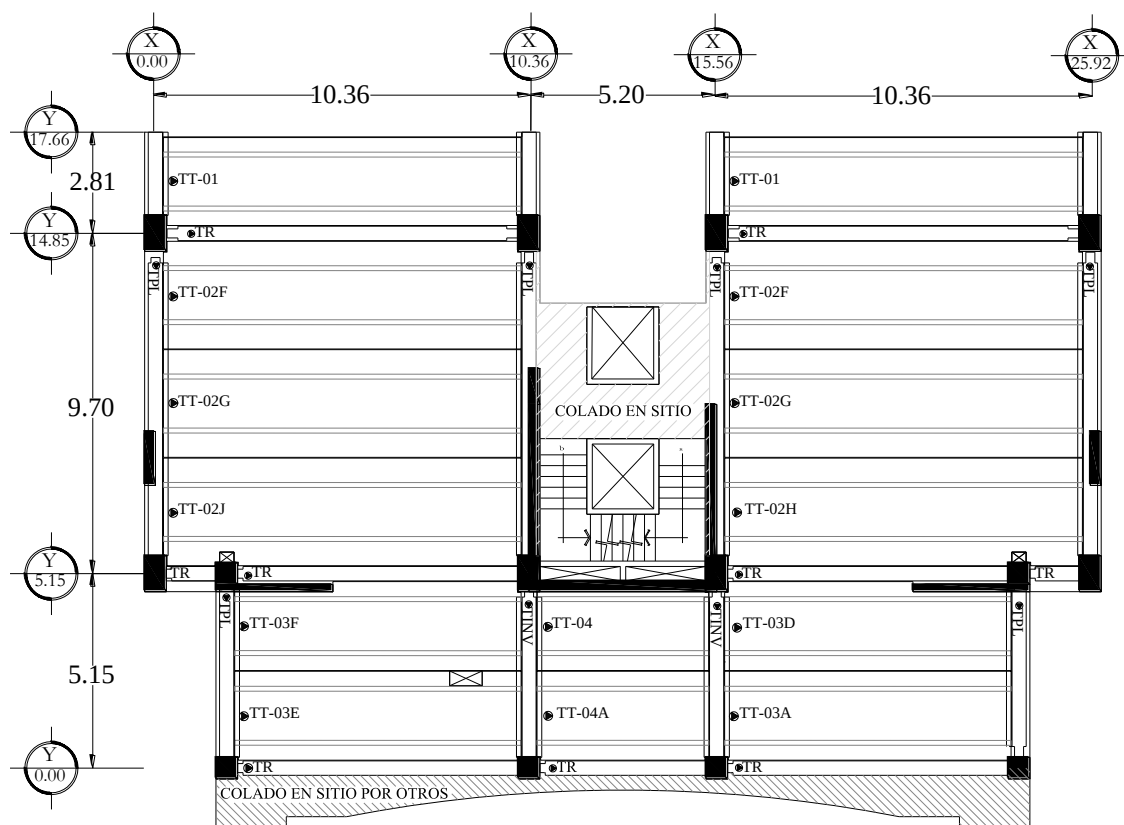


Figura E.3 Planta estructural del tercer al doceavo nivel, cotas en m.

E.2 DETALLES ESTRUCTURALES

Sección	Refuerzo	Varilla	Diámetro
		A B C D E	$\frac{5}{8}$ " 1" $\frac{1}{2}$ " $\frac{3}{8}$ " $\frac{3}{8}$ "

Tabla E.1 Sección y refuerzo para travesas inversas (TINV), cotas en cm.

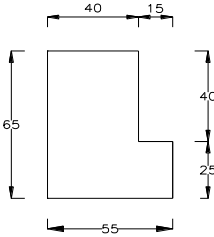
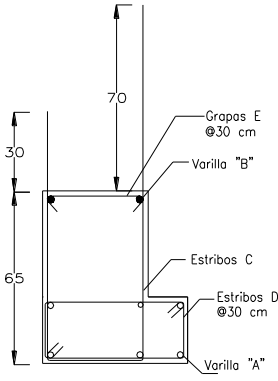
Sección	Refuerzo	Varilla	Diámetro
		A B C D E	$\frac{5}{8}$" 1" $\frac{1}{2}$" $\frac{3}{8}$" $\frac{3}{8}$"

Tabla E.2 Sección y refuerzo para traves tipo "L" (TPL), cotas en cm.

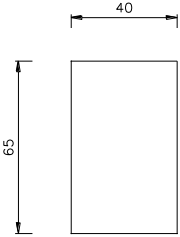
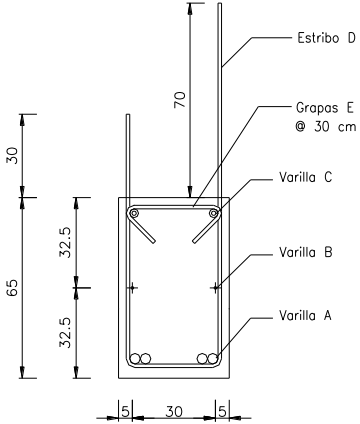
Sección	Refuerzo	Varilla	Diámetro
		A B C D E	$\frac{5}{8}$" $\frac{3}{8}$" 1" $\frac{1}{2}$" $\frac{3}{8}$"

Tabla E.3 Sección y refuerzo para traves (TR), cotas en cm.

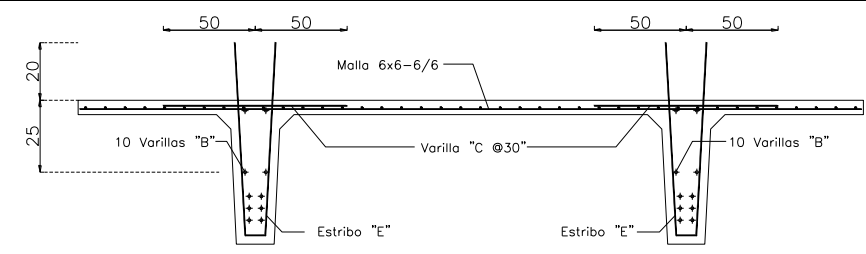
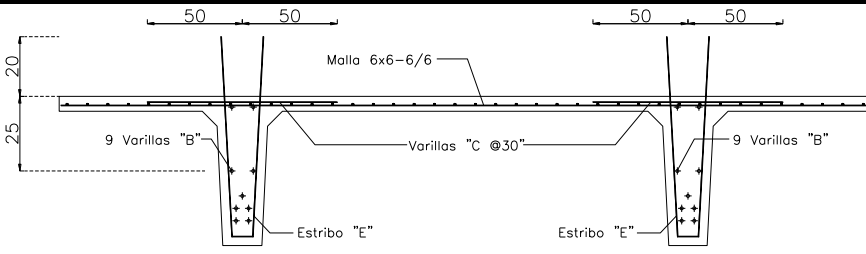
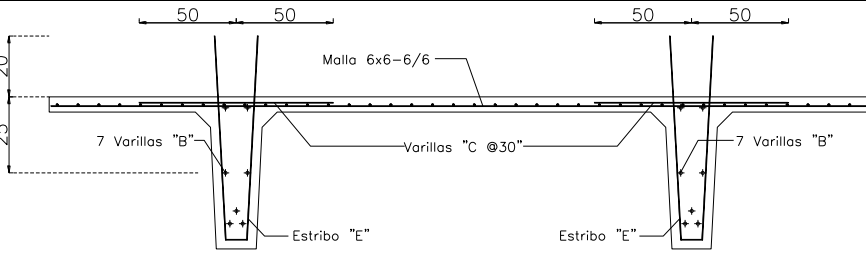
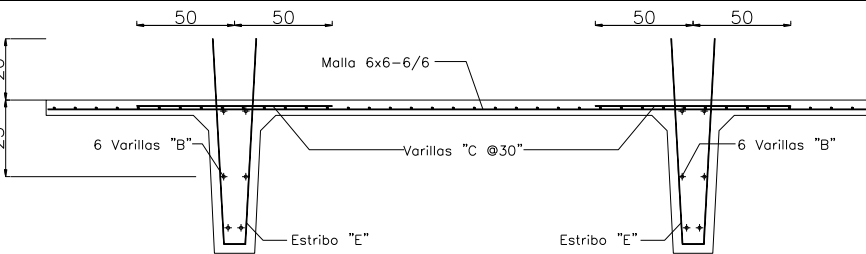
Armado para losas		Varilla	Diámetro
 TT-05, TT-05A, TT-05B, TT-05C, TT-05D, TT-05E, TT-05F, TT-05G, TT-05G		B C E	$\frac{3}{8}$ " $\frac{3}{8}$ " $\frac{3}{8}$ "
 $\frac{1}{2}$ TT-01, $\frac{1}{2}$ TT-01A, $\frac{1}{2}$ TT-02, TT-07, TT-07A, TT-10, TT-10A, TT-11, TT-35		B C E	$\frac{3}{8}$ " $\frac{3}{8}$ " $\frac{3}{8}$ "
 TT-01, TT-06, TT-06A, TT-06B, TT-06C, TT-06D, TT-02, TT-02A, TT-02B, TT-02C, TT-02D, TT-02E, TT-02F, TT-02G, TT-02H, TT-02J, TT-02K, TT-09, TT-09A, TT-12, TT-13, TT-15, TT-15A, TT-15B, TT-16, TT-16A, TT-16B, TT-18, TT-18A, TT-19, TT-19A, TT-22, TT-31, TT-31A, TT-34		B C E	$\frac{3}{8}$ " $\frac{3}{8}$ " $\frac{3}{8}$ "
 $\frac{1}{2}$ TT-04, $\frac{1}{2}$ TT-05, $\frac{1}{2}$ TT-05A, TT-03, TT-03A, TT-03B, TT-03C, TT-03D, TT-03E, TT-03F, TT-04, TT-04A, TT-14, TT-14A, TT-14B, TT-17, TT-17A, TT-20, TT-21, TT-23, TT-23A, TT-23B, TT-23C, TT-24, TT-24A, TT-25, TT-25A, TT-32, TT-32A, TT-32B, TT-36, TT-37		B C E	$\frac{3}{8}$ " $\frac{3}{8}$ " $\frac{3}{8}$ "

Tabla E.4 Refuerzo para losas (TT), cotas en cm.

REFERENCIAS

Aguirre G.J., Mijares A.H., Briones R.E., Mares F.E., (2003). Aplicación del Método SPAC para Estudios Geotécnicos Caso Texcoco. Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, artículo III-04, Guanajuato, México, pp. 38-47.

Architectural Institute of Japan (Editor), (1993). Earthquake Motion and Ground Conditions in Commemoration of the 20th Anniversary of the Research Subcommittee on Earthquake Ground Motion, the Architectural Institute of Japan. Maruzen Press, Tokio, Japón.

Avilés J., (1991). Respuesta Sísmica de un Sistema Suelo-Estructura. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 7, No. 1, España, pp.29-43.

Avilés J., Pérez-Rocha L.E., (2004). Bases para las Nuevas Disposiciones Reglamentarias sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 71, México, junio, pp. 1-36.

Avilés J., Pérez-Rocha L.E., (1997). Efectos de Sitio e Interacción Suelo-Estructura en el Valle de México. Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México, pp. 1215-1225.

Bard P. Y., (1997). Local effects on Strong Ground Motion: Basic Physical Phenomena and Estimation Method for Microzoning Studies. Proceeding of the Advanced Study Course on Seismic Risk “SERINA- Seismic Risk: An Integrated Seismological, Geotechnical and Structural Approach”, Thessaloniki, Grecia.

Bazán E., Meli R., (2002). Diseño Sísmico de Edificios. Editorial Limusa, México, 317 pp.

Botero C., Jaramillo D., Rochel R., (2004). Evaluación de los Efectos Inerciales de Interacción Dinámica Suelo-Estructura Para Edificaciones Ubicadas en Medellín. Revista Universidad EAFIT, Colombia, No. 134 pp. 90-104.

Chen W. y Scawthorn C., (2003). Earthquake Engineering Handbook. Sección II, Capítulo 10, Estados Unidos de América, pp.10-1 a 10-29.

Cruz C. A., Camargo J., Murià D., Aldama B. D., (2006). Método para Calcular las Rigideces y los Amortiguamientos Asociados a los Efectos de Interacción Suelo-Estructura de Construcciones Cimentadas con Pilotes de Fricción. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural en Jalisco, México.

Díaz F.D., Espinoza F., Huerta C.I., Sánchez R., (2008). Antecedentes y Justificación para Determinar el Efecto de Interacción Dinámica Suelo-Estructura en el Diseño Sísmico de un Edificio en Ensenada. III Congreso Internacional de Ingeniería, “Vértice 2008”, Universidad Autónoma de Baja California (UABC), Baja California, México.

Espinoza F., (1999). Determinación de Características Dinámicas de Estructuras. Tesis Doctoral de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos y Puertos Universidad Politécnica de Cataluña, España, 170 pp. Sitio Web: www.tesisenxarxa.net

García A., (2006). Interacción Suelo-Estructura en el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras de Mampostería no Reforzada. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural en Jalisco, México.

Google, Digital Globe, NASA, LeadDog Consulting, GeoEye, (2008). Imágenes. Software Google Earth. Sitio Web: [//earth.google.com/](http://earth.google.com/)

Grupo RESNOM, (2006). Boletín de la Red Sísmica del Noroeste de México (Periodo Enero a Diciembre de 2005). Boletín Informativo de la Unión Geofísica Mexicana, GEOS, Volumen 25, No. 3, México.

Instituto Nacional de Estadística Geografía e Información, (2005). II Conteo de Población y Vivienda, 2005. Sistemas Nacionales Estadístico y de Información Geográfica. Sitio Web: www.cuentame.inegi.gob.mx

Kanai K. y Tanaka T., (1961). On Microtremors. VIII Bulletin of the Earthquake Research Institute, Volumen 39, pp. 97-114.

Khalil L., Sadek M. y Shahrour I., (2007). Influence of the Soil-structure Interaction on the Fundamental Period of Building. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volumen 36, pp. 2445-2453.

Muriá D., González R., Espinosa J. M., (1993). Efecto de Interacción Suelo-Estructura en la Respuesta Sísmica de un Edificio Instrumentado. Series del Instituto de Ingeniería UNAM, Volumen 565, México, 118 pp.

Muriá D., Taborda R., Macías M. A. y Escobar J.A., (2002). Instrumentación de un Edificio Alto en la Ciudad de Acapulco. Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile.

Nakamura Y., (1989). A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface Using Microtremors on the Ground Surface. QR of R.T.R., 30-1.

NTCDC-RCDF, (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, Décima Cuarta Época, Distrito Federal, México, Octubre, pp. 88-194.

NTCDE-RCDF, (2004). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-Bis, Décima Cuarta Época, Distrito Federal, México, Octubre, pp. 2-10.

NTCDS-RCDF, (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-Bis, Décima Cuarta Época, Distrito Federal, México, Octubre, pp. 55-74.

Park H., Eom T. y Lee H., (2007). Factored Modal Combination for Evaluation of Earthquake Load Profiles. Journal of Structural Engineering and Structural Dynamics, Volumen 133, No. 7, pp. 956-968.

Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, (1992). Requisitos Estructurales Parte 2. Tomo XCIX, Sección I, Publicado en el Periódico Oficial No. 21, de Fecha 30 de Junio de 1992, Mexicali, Baja California, México, 341 pp.

Roesset J. M., (2003). Interacción Suelo Estructura- Un Estado del Arte. Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guanajuato, México.

Romo M.P., Bárcena A., (1994). Interacción Dinámica Suelo-Estructura y su Impacto en la Ingeniería de Cimentaciones. Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica en Jalisco, México, pp. 669-679.

Romo M.P., Bárcena A., (1993). Análisis de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en la Ciudad de México. Series del Instituto de Ingeniería UNAM, Volumen 565, México, 87 pp.

Rosenblueth E., (1992). Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos. IMCYC Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C, México, 420 pp.

Sánchez V. R., (2007). Análisis y Diseño no Lineal de Edificio de Tres Niveles con Estructura de Concreto para 12 Aulas. Tesis de Maestría de la Facultad de Ingeniería Ensenada, Universidad Autónoma de Baja California, México, 124 pp.

Safina S., López O., (2005). Desarrollo de una Metodología Simplificada para Evaluar los Efectos de Interacción Suelo-Estructura sobre las Propiedades Dinámicas de Edificaciones Regulares. Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo IV-02, México.

Safina S., (1996). Relationship Soil-Structure Upon Fundamental Dynamic Properties of Ordinary Buildings. Proceeding Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 1951. Acapulco, México.

SAP2000 v9, (2004). Structural Analysis Software. Berkeley, CA: Computers and Structures Inc.

Seo K., (1995). A Joint Research on Microtremor Measurements in Kushiro City Related to the 1993 Kushiro-Oki (Hokkaido, Japan) Earthquake. Report of The Research Group on Microtremor Joint Measurements Related to the Kushiro-oki (Hokkaido, Japan) Earthquake. Proceedings 5th International Conference on Seismic Zonation, Volumen III, pp. 2271-2278.

Soriano A., (1989). Interacción Suelo-Estructura, Modificación del Movimiento. Revista Física de la Tierra, No. 1 pp. 287-308. Ed. Univ. Compl. Madrid, España. Sitio Web: www.ucm.es

SSN, (2008). Regiones Sísmicas en México. Servicio Sismológico Nacional (SSN), Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México. Sitio Web: www.ssn.unam.mx

Taborda R., Pérez R., Muriá-Vila D. y Macías M. A., (2002). Efecto de Interacción Suelo-Estructura en un Edificio de Acapulco. Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural en Puebla, México.

Tapia R., Díaz F.D., Espinoza F., Huerta C.I., Sánchez R., (2008). Aplicación del Método H/V para la Estimación del Período Fundamental del Suelo para Estimar el Efecto de Interacción Suelo-Estructura en el Diseño Sísmico de un Edificio en Ensenada BC. Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural en Veracruz, México.

Wakabayashi M., Martínez E., (1988). Diseño de Estructuras Sismorresistentes. Editorial McGraw-Hill, México, 418 pp.

Wolf J. P., (1994). Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models. Editorial Prentice Hall, New Jersey, Estados Unidos de América, 445 pp.