



**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD
AUTÓNOMA DE PUEBLA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE DOS EDIFICIOS
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN
DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA SEGÚN EL CÓDIGO
REGLAMENTARIO PARA EL MUNICIPIO DE PUEBLA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA CON OPCIÓN TERMINAL
EN ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

HUGO FERNANDO DUEÑAS FOMPEROSA

TUTOR:

DR. LUCIANO ROBERTO FERNÁNDEZ SOLA



BUAP

Oficio SIEP No. 427/ 2016

ING. HUGO FERNANDO DUEÑAS FOMPEROSA

Maestría en Ingeniería, opción terminal Estructuras
Presente.

Por medio del presente, el suscrito Dr. Alejandro Bautista Hernández, Secretario de Investigación y Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DE DOS EDIFICIOS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA SEGÚN EL CÓDIGO REGLAMENTARIO PARA EL MUNICIPIO DE PUEBLA”**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Asesor de Tesis al Dr. Luciano Roberto Fernández Sola.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

ATENTAMENTE

“PENSAR BIEN. PARA VIVIR MEJOR”

Puebla, Puebla a 8 de Diciembre de 2016

DR. ALEJANDRO BAUTISTA HERNÁNDEZ

SECRETARIO DE INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS DE POSGRADO

C.c.p. Dr. Luciano Roberto Fernández Sola, Asesor de Tema Tesis.
C.c.p. Archivo.

ABH*MCF*dsm.



60
AÑOS DE
AUTONOMÍA
UNIVERSITARIA

Facultad
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. ING 4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
01 (222) 229 55 00 Ext. 7610

M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería
BUAP
Presente

El que suscribe Dr. Luciano Roberto Fernández Sola, asesor del trabajo de titulación del Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa, bajo la modalidad de Tesis con el título siguiente: *"Análisis comparativo de dos edificios considerando los efectos de interacción dinámica suelo estructura según el Código Reglamentario para el municipio de Puebla"*, mediante oficio No. 4228/2015; informo a usted, por este medio, que después de revisar el contenido del documento, la metodología empleada, así como la redacción del mismo, no tengo inconveniente en autorizar su impresión, a fin de que el estudiante de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras, continúe su proceso de titulación.

Se extiende el presente oficio para su conocimiento y los efectos legales a que haya lugar.

Sin otro particular, quedo de usted.

Puebla, Pue., a 12 de diciembre de 2016

Atentamente



Dr. Luciano Roberto Fernández Sola



c.c.p. Archivo.
c.c.p. M.I. Martín Castillo Flores, Coordinador de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras
c.c.p. Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa

Dr. Alejandro Bautista Hernández
Secretario de Investigación y Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería
BUAP
Presente

Apreciable Dr. Bautista

El que suscribe Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa, le solicito me sea otorgado el cambio de revisor de tesis en función de que mi Asesor autorizado el Dr. Javier Avilés López, se encuentra con problemas de salud que le impiden continuar con el proceso de revisión. Hago de su conocimiento que el Dr. Luciano Roberto Fernández Sola, después de haber revisado de manera preliminar el trabajo de titulación, bajo la modalidad de Tesis con el título: *"Análisis comparativo de dos edificios considerando los efectos de interacción dinámica suelo estructura según el Código Reglamentario para el municipio de Puebla"*, ha aceptado dar continuidad al proceso de dicha Tesis, habiendo recibido el tema con un avance del 98%.


Se extiende el presente oficio para su conocimiento y los efectos legales a que haya lugar.

Sin otro particular, quedo de usted.



Puebla, Pue., a 07 de diciembre de 2016

Atentamente


Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa
Estudiante de Maestría

c.c.p. Archivo.
c.c.p. M.I. Martín Castillo Flores, Coordinador de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras
c.c.p. Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa

Puebla, Pue., 07 de diciembre de 2016

Dr. Alejandro Bautista Hernández
Secretario de Investigación y Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería
BUAP
Presente

Apreciable Dr. Bautista

Aprovecho la oportunidad para enviarle un cordial saludo, y al mismo tiempo hago de su conocimiento que, debido a condiciones de salud que me imposibilitan continuar con las revisiones del Tema de tesis de Maestría autorizado al Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa e intitulado *"Análisis comparativo de dos edificios considerando los efectos de interacción dinámica suelo estructura según el Código Reglamentario para el municipio de Puebla"*, le solicito le sea autorizado al Dr. Luciano Roberto Fernández Sola, continuar con las revisiones pertinentes y los trámites que continúen para la terminación y titulación del tema de Tesis de Maestría citado.

En espera de su atención y de verme favorecido con la presente solicitud de aprobación y sirviendo esta para los fines que el Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa requiera para la terminación de su Tesis y defensa de la misma, le reitero mi agradecimiento.

Atentamente

JAL

Dr. Javier Avilés López



c.c.p. Archivo.
c.c.p. M.I. Martín Castillo Flores, Coordinador de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras
c.c.p. Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa
c.c.p. Dr. Luciano Roberto Fernández Sola

M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería
BUAP
Presente

El que suscribe Dr. Luciano Roberto Fernández Sola, después de haber revisado de manera preliminar el trabajo de titulación del Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa, bajo la modalidad de Tesis con el título: *"Análisis comparativo de dos edificios considerando los efectos de interacción dinámica suelo estructura según el Código Reglamentario para el municipio de Puebla"*, informo a usted por este medio, que me es grato y acepto ser el asesor de dicha Tesis, habiendo recibido el tema con un avance del 98%. Lo anterior, a fin de que el estudiante de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras, continúe su proceso de titulación.

Se extiende el presente oficio para su conocimiento y los efectos legales a que haya lugar.

Sin otro particular, quedo de usted.

Puebla, Pue., a 12 de diciembre de 2016
Atentamente



Dr. Luciano Roberto Fernández Sola



c.c.p. Archivo.
c.c.p. M.I. Martín Castillo Flores, Coordinador de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras
c.c.p. Ing. Hugo Fernando Dueñas Fomperosa

AGRADECIMIENTOS

Si un hombre no está agradecido por lo que tiene, es probable que no sea agradecido por lo que tendrá. (Frank A. Clark, escritor y político americano)

Mis primeros agradecimientos son para mi universidad, la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla y su Facultad de Ingeniería. Por el gran apoyo que representa la Universidad pública y por el gran talento existente en sus aulas y laboratorios.

Mis más profundos agradecimientos están dirigidos al Dr. Javier Avilés López, por la confianza depositada en mí para la realización de este trabajo, por sus palabras y consejos. Gracias por el basto material de investigación que usted ha generado, siempre con la finalidad de dar un aporte teórico y práctico a la ingeniería moderna.

Agradezco al Dr. Luciano Roberto Fernández Sola, por su apoyo y comprensión para finiquitar este proyecto.

Al Maestro Edgar Iram Villagrán por haber sido uno de los culpables de mi gusto por las estructuras. Al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui por tus consejos y ayuda; a Filiberto y a Ricardo por permanecer ahí después de todo.

A mis padres, por ser unas personas capaces de entender y guiar a un niño impulsivo, a un adolescente atrevido e insolente, a un joven emprendedor y a un adulto que lo que ahora espera, es tener el tiempo basto para demostrarles el amor y devoción que les tengo. Te amo mamá. Te amo papá.

A mi hermano Daniel, gracias porque aún sin darte cuenta, fuiste una gran figura a seguir y ahora un gran aliado de las decisiones de mi vida.

A Hermes y Agustín, hermanos míos por elección y cómplices de juventud.

A Daniel Dueñas[†] y Dora Dueñas[†]. Siempre están aquí, siempre siguen aquí.

A Fernando y Evan.

Perdón por el tiempo no dado, por las mañanas de trabajo, por las tardes de cansancio no entregado y por las noches de sueño no abrazados. Gracias por ser los impulsores de mi vida y de quienes aprendo lecciones a cada instante. Los amo.

Especialmente a ti.

Porque eres una parte complementaria, mía y de mis actos, quien me alienta en todo momento, quien me apresura cuando casi duermo y quien me calma cuando mas requiero.

Eres quien ha reído a mi lado y quien me da su hombro cuando he llorado. Gracias por el tiempo robado, por estar conmigo desde siempre y desde siempre apoyarme.

Gracias por ser una maravillosa esposa, llena de sabiduría para entenderme.

Gracias por ser una grandiosa madre, guía de lo que más amo en el universo.

Gracias Ivonne. Te amo profundamente.

RESUMEN

En el presente documento se estudian los efectos de la Interacción Suelo Estructura en dos prototipos de edificio, considerando una diferencia considerable en altura entre ellos, así como considerando los efectos en suelo tipo I y en suelo Tipo II, con la finalidad de evaluar de manera paramétrica la factibilidad de analizar la interacción suelo estructura, dependiendo de la altura del edificio, del tipo de suelo de desplante y la vecindad del mismo.

Se observará la información que establece parámetros de análisis de ISE contenidos en el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla y se aplicará el procedimiento establecido por dicho código a cada uno de los modelos.

ÍNDICE

| | |
|-------------------------------------|-----|
| RESUMEN | vii |
| ÍNDICE | ix |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN | 4 |

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

| | |
|---|----|
| 1.1 Antecedentes Históricos | 5 |
| 1.2 Que es la Interacción Suelo-Estructura | 8 |
| 1.3 Marco Normativo para la Interacción Suelo-Estructura | 17 |
| 1.3.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño Por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal | 17 |
| 1.3.2 Código Reglamentario para el Municipio de Puebla 1999..... | 20 |

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

| | |
|---|----|
| 2.1 Descripción de modelos de edificios seleccionados | 22 |
| 2.1.1 Prototipo 15-A..... | 22 |
| 2.1.2 Prototipo 7-A..... | 24 |
| 2.2 Criterios de Diseño Estructural | 25 |
| 2.2.1 Especificaciones | 25 |
| 2.2.2 Catálogo de Cargas | 30 |
| 2.3 Análisis y Diseño de Edificios modelados | 33 |
| 2.3.1 Caracterización del sitio | 33 |

| | | |
|-------|--|----|
| 2.3.2 | Espectro de Diseño | 34 |
| 2.3.3 | Secciones estructurales consideradas | 38 |
| 2.3.4 | Resultados del Análisis Estructural | 41 |

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

| | | |
|-------|---|-----|
| 3.1 | Procedimiento propuesto por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004..... | 46 |
| 3.2 | Procedimiento propuesto por el Código Reglamentario Para el Municipio de Puebla..... | 48 |
| 3.3 | Estudio de sitio | 51 |
| 3.4 | Cálculo de periodos y amortiguamientos efectivos | 55 |
| 3.5 | Cálculo de rigideces y amortiguamiento de la cimentación | 58 |
| 3.6 | Análisis de Interacción Suelo Estructura | 61 |
| 3.6.1 | Prototipo 15-A considerando terreno Tipo II..... | 62 |
| 3.6.2 | Prototipo 7-A considerando terreno Tipo II | 69 |
| 3.6.3 | Prototipo 15-A considerando terreno Tipo III..... | 76 |
| 3.6.4 | Prototipo 7-A considerando terreno Tipo III | 89 |
| 3.7 | Cálculo del Factor de Interacción | 102 |
| 3.7.1 | Factor de Interacción para Prototipo 15-A considerando terreno Tipo II..... | 103 |
| 3.7.2 | Factor de Interacción para Prototipo 7-A considerando terreno Tipo II | 104 |
| 3.7.3 | Factor de Interacción para Prototipo 15-A considerando terreno Tipo III..... | 105 |
| 3.7.4 | Factor de Interacción para Prototipo 7-A considerando terreno Tipo III..... | 106 |

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE RESULTADOS

| | | |
|--------------------|--|-----|
| 4.1 | Gráficos de comparativa de resultados para Prototipo 15-A considerando terreno Tipo II | 107 |
| 4.2 | Gráficos de comparativa de resultados para Prototipo 7-A considerando terreno Tipo II | 109 |
| 4.3 | Gráficos de comparativa de resultados para Prototipo 15-A considerando terreno Tipo III | 110 |
| 4.4 | Gráficos de comparativa de resultados para Prototipo 7-A considerando terreno Tipo III | 112 |
| 4.5 | Resumen de resultados | 114 |
| CONCLUSIONES | | 115 |
| REFERENCIAS | | 117 |

INTRODUCCIÓN

El estudio de los sismos y sus acciones, tienen ya centenares de años de haberse iniciado, se conoce información de sismos ocurridos en China hace 3000 años, en Japón se tienen datos de ocurrencia de éste fenómeno de hace aproximadamente 1600 años, así como en el Mediterráneo desde hace unos 1500 años. Comparando con los datos anteriores, el estudio técnico y científico de la ocurrencia y naturaleza del fenómeno sísmico es muy corta para el género humano.

Como es ahora bien estudiado, la ocurrencia de los sismos es imposible de evitar e imposible de predecir, pero se han generado bases teóricas para reducir los efectos que generan los movimientos sobre las estructuras construidas por el hombre.

La construcción de edificios altos en la ciudad de Puebla, comenzó a tener auge en la primera década de este siglo. Considerando la ubicación de la Ciudad de Puebla, se tiene que la ocurrencia de eventos sísmicos importantes es recurrente, debido a las fuentes sísmicas cercanas y a la zona de subducción en el Pacífico mexicano, por lo que es de esperarse sismos de gran magnitud en la Ciudad de Puebla que provocarán fuerzas laterales considerable en las estructuras, así como momentos de volteo de suma importancia. También, se debe tomar en cuenta que las estructuras se comportan como un péndulo invertido con gran parte de su masa en la parte superior, por lo que el diseño de estructuras debe considerar un análisis sísmico óptimo, utilizando los valores normativos de los espectros de diseño, o bien, haciendo trabajos de investigación para obtener los parámetros para un espectro de sitio y en caso dado considerar los efectos de la Interacción Suelo-Estructura (ISE).

INTRODUCCIÓN

El conocimiento de las modificaciones que sufren los sismos como consecuencia de las características de los suelos, de las estructuras que se desplantan sobre ellos y de las condiciones topográficas, es decisivo para el diseño sísmo resistente de las estructuras, ya que dependiendo de cómo actúe el terreno ante estas cargas, las solicitaciones que se transmiten a la estructura son muy diferentes, pudiendo haber en algunas ocasiones, un diseño estructural conservador por no decir sobre reforzado, o un diseño deficiente en el peor de los escenarios, que puede llevar a la estructura a daños generalizados o hasta el colapso.

El trabajo de un proyectista estructural recurrentemente no considera la ISE, pues se basan en que el desplante de la estructura se da sobre un terreno estable y prácticamente indeformable, por lo que los métodos para el análisis de ISE no son muy utilizados. En ocasiones esta forma de diseño estructural puede, como se comentó antes, ser deficiente o en exceso conservadora.

Si se considera que la excitación sísmica en la base de la estructura es igual al movimiento de campo libre, es decir el movimiento que se tendría en el suelo en ausencia de la estructura, el efecto de interacción proviene entonces de la inercia y flexibilidad del sistema. Este efecto se conoce como interacción inercial y está controlado por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo.

El análisis completo de interacción requiere, sin embargo, introducir un efecto adicional debido a la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base, el cual puede ser importante para cimentaciones enterradas. Este efecto se origina porque la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, generándose un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo

INTRODUCCIÓN

en la proximidad del cimiento. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas por el cimiento provoca un movimiento de entrada para la cimentación diferente del movimiento de campo libre. Este efecto se conoce como interacción cinemática y depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica.

Para fines de diseño, los efectos de interacción suelo-estructura suelen tenerse en cuenta exclusivamente en el modo fundamental de vibración (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). La contribución de los modos superiores se determina como se establece para estructuras sin interacción.

Los modelos estructurales que se evaluarán en este documento, pretenden encontrar la importancia del estudio de la ISE, considerando el desplante de los edificios en suelos con características diferentes. Para el caso de las estructuras desplantadas o cimentadas sobre roca, los efectos de la ISE son poco relevantes, pues para estos, el movimiento inducido por los sismos en la superficie de contacto del edificio con el terreno es similar al movimiento del suelo en ausencia de estructura. Por lo anterior, la evaluación referida en este estudio, se concentrará en la comparación en el diseño estructural de dos edificios de alturas diferentes a construirse en terreno tipo 2 y/o tipo 3, con ISE y sin ella, comparando los elementos mecánicos en las bases de los edificios así como el diseño de sus secciones y desplazamientos finales.

OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Como objetivo general para el presente documento, se busca determinar las diferencias en el diseño estructural considerando los efectos de la interacción suelo-estructura para dos modelos de diferente altura y desplantados en suelos con diferentes características dinámicas.

Se pretende establecer de manera paramétrica la factibilidad de analizar la interacción suelo estructura, dependiendo de la altura del edificio, del tipo de suelo de desplante y la vecindad del mismo. Y finalmente comparar los valores de desplazamientos y elementos mecánicos en la base de los edificios entre los modelos estudiados.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

1.1 Antecedentes Históricos

Gregory .P. Tschebotarioff, fue un ingeniero geotécnico ampliamente reconocido, quien para sus investigaciones, dispuso de una buena parte de su vida a la patología de estructuras. Determinó que el 80% de sus resultados consideraba que las fallas analizadas habían sido causadas principalmente por uno de los siguientes factores: a) Los diseñadores estructurales y los constructores tenían conocimientos inadecuados sobre los problemas de la mecánica de suelos. b) Los ingenieros de suelos no tomaban en cuenta los efectos estructurales, y c) Los ingenieros encargados de la toma de decisiones carecían de una suficiente comprensión de los anteriores campos de la ingeniería.

Los diferentes enfoques con que se desempeñan los ingenieros geotécnicos y estructuristas, las diferentes metodologías con que los ingenieros de estas dos áreas de la ingeniería afrontan la resolución de problemas, y la tendencia a una especialización en cada área sin considerar los enfoques de la otra, han frenado la realización de investigaciones conjuntas para resolver y estudiar los problemas inherentes a las dos áreas.

Como ejemplo típico del proceso de desarrollo de un proyecto de construcción, el ingeniero estructural calcula las fuerzas internas a que

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

estará sujeta la estructura sin considerar el desplazamiento de los apoyos, pues los considera prácticamente indeformables, y el ingeniero de suelos estima los asentamientos sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura. El análisis de la ISE se reduce a encontrar los efectos que en el suelo se generan cuando existe una estructura sobre ella y por el contrario, los efectos que se producen en la estructura por el hecho de estar desplantada sobre un estrato deformable, es decir, los efectos de tomar en cuenta la compatibilidad de deformaciones para el diseño de la estructura.

Cuando existen cimentaciones sobre terrenos deformables, la distribución de reacciones del suelo incide de manera importante en los valores de los elementos mecánicos con que se diseñan las estructuras.

Winkler, en 1867, presenta la hipótesis que la distribución de presiones es proporcional al asentamiento, definiéndose el factor de proporcionalidad como módulo de reacción del terreno o coeficiente de balasto, el cual es constante en toda la superficie de contacto. En la realidad, lo anterior debe verse como una aproximación al problema, debido principalmente a dos razones: 1) El módulo de reacción no es constante aún para una viga de sección constante y suelo isotrópico y homogéneo, y 2) El considerar que los resortes son independientes entre sí de tal forma que la presión que se ejerce en cualquiera de ellos no afecta los resortes vecinos, despreciando el efecto de medio continuo del suelo, en que la presión aplicada en un punto es transmitida a los puntos vecinos. Esto puede considerarse como una limitante y podría aceptarse sólo en el caso en el que exista una suficiente separación de los elementos de cimentación para poder ignorar su interacción, como puede suceder en las zapatas aisladas. Aún la implementación de coeficientes variables a lo largo de la cimentación, (Bowles, 1988) y (García ,1991),

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

no puede considerar el hecho de que el coeficiente de Balasto no es una propiedad del suelo, sino que depende en gran parte de la estructura.

Samuel Chamecki, profesor de ingeniería de la Universidad de Paraná en Brasil, expuso en 1956, un método para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura aplicable a vigas y marcos, en el cual establece una compatibilidad de las deformaciones entre estructura y suelo. El método sin embargo, era de aplicación limitada a marcos apoyados en zapatas aisladas.

Otro procedimiento es el de Flores Victoria (1968), en el que para resolver el problema de la interacción suelo – estructura , establece ecuaciones matriciales, sin embargo, comenta que dicho método no es del todo compatible con suelos compresibles como el de la ciudad de México o para cimentaciones excesivamente rígidas.

El profesor Kausel, propuso en la década de los años 70, el principio de superposición, demostrando que el problema de la Interacción Suelo-Estructura se puede descomponer en dos partes, la cinemática y la inercial. En donde para la parte cinemática no se consideran las masas de la estructura ni del cimiento, pero si considera la excitación sísmica., en la parte inercial se considera la masa de la estructura y el cimiento pero ahora ya no se toma la excitación sísmica.

El Dr. Luis Esteva, et al., (1977) propone un procedimiento basado en aproximaciones sucesivas, que consiste en suponer inicialmente que la distribución de presiones en el terreno es igual al de las cargas aplicadas sobre el sistema estructural. El mismo autor, expone otro método que es un procedimiento incremental aproximado, que consiste en aplicar gradualmente la carga total sobre el suelo.

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

El Dr. Leonardo Zeevaert (1973, 1980, 1983) trabajó profundamente en el desarrollo de métodos de interacción suelo – estructura. El método que utilizó consiste en formar la ecuación matricial de asentamientos o hundimientos, que relaciona los asentamientos del suelo en función de las cargas aplicadas en la superficie.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), así como el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla (2013), disponen una metodología para tomar los efectos de Interacción Suelo Estructura, justificando el análisis en función de una limitante, donde intervienen la velocidad media de cortante, el periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable y la altura efectiva de la estructura.

1.2 Que es la Interacción Suelo-Estructura

Existe la tendencia generalizada de que los efectos del fenómeno de Interacción Suelo-Estructura perjudican a la estructura por aumentos en la respuesta estructural. Sin embargo, no necesariamente es así, en la mayoría de los casos los efectos en la estructura al considerar el fenómeno son favorables, pues al evaluar la deformación en la cimentación a causa de considerar la rigidez del suelo, la distorsión estructural es menor.

Para una mejor comprensión del efecto de Interacción, es necesario considerar lo que sucede en una estructura desplantada sobre un suelo con gran rigidez o directamente sobre el basamento rocoso. La respuesta estructural ante eventos sísmicos de una estructura cimentada sobre roca, es igual o prácticamente igual al movimiento en campo libre ante la ausencia de la estructura. Para casos con estas características, el

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

análisis sismo-resistente se limita al análisis de la estructura con base empotrada o indeformable. De tal manera que, para el caso de estructuras desplantadas sobre un suelo con bajos niveles de rigidez o deformables como lo serían suelos tipo 2 y 3, la respuesta estructural no es tan simple, pues el movimiento en el suelo se ve modificado por la presencia de la estructura.

Se conoce como Interacción Suelo-Estructura a la Modificación del movimiento de suelo en la base de la estructura provocado por la presencia de la misma. Dicha interacción crece o decrece en función de algunos factores como:

- Peso de la estructura
- Rigidez lateral de la estructura
- Altura de la estructura
- Tipo de cimentación
- Relación de esbeltez de la estructura
- Geometría de la cimentación
- Rigidez de la cimentación
- Propiedades dinámicas del suelo
- Estratigrafía del suelo
- Profundidad de enterramiento de la cimentación
- Excitación sísmica

La interacción del suelo, modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo en la vecindad de la cimentación, en general, dicho conjunto de efectos se manifiestan como un incremento en el periodo fundamental de la estructura, incremento en los efectos de volteo o cabeceo de los elementos de cimentación, así

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

como en una reducción en el cortante basal máximo debido a la refracción y difracción de ondas. Cuando el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se acerca al dominante del suelo, tiene lugar el fenómeno de resonancia, haciendo que la respuesta estructural sea excepcionalmente elevada.

El problema de Interacción Suelo-Estructura puede ser estático o dinámico.

- La interacción estática, se refiere a los efectos en la estructura y cimentación al imponer condiciones de compatibilidad de deformaciones y esfuerzos entre ésta y el suelo ante cargas estáticas, considerando las deformaciones del suelo a corto y largo plazos.
- La interacción dinámica, se refiere a los efectos cinemáticos, es decir, La modificación del movimiento de campo libre alrededor de la cimentación e inerciales que considera la modificación del periodo y amortiguamiento de la estructura con base fija, debidos a la deformabilidad del suelo ante excitación sísmica.

En la interacción dinámica intervienen tres conceptos que son, el fenómeno accidental o sismo, los efectos cinemáticos que refieren a la modificación del movimiento en campo libre y los efectos inerciales que modifican el periodo del sistema y su amortiguamiento y con esto modifica las propiedades de la estructura.

Para la solución del problema dinámico puede recurrirse a métodos de elementos discretos caracterizando el fenómeno con elementos barra y resortes que refieren a la rigidez, así como métodos continuos que suelen ser mas complejos, pues pueden ser mediante diferencias finitas,

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

elementos finitos o procedimientos mas refinados, dependiendo del grado de precisión deseada.

También pueden utilizarse dentro de los métodos discretos, métodos directos o de superposición.

En los métodos directos, el sistema suelo-estructura se analiza completo ante la excitación sísmica dada en un punto de control seleccionado en la superficie del terreno o en el basamento rocoso. Esto es factible cuando la cimentación es suficientemente rígida como para considerarla como cuerpo rígido y evitar que se deforme súbitamente de manera diferencial , así, basta con condensar todos los puntos que se consideren en el modelado en un nudo maestro para conocer el movimiento de toda la cimentación en cualquier zona de ésta. Este tipo de metodología es la que se lleva a cabo cuando para determinar los efectos del fenómeno, se realiza un modelado en programas computacionales, donde ya no es necesario pasar por procesos intermedios, pues se modela de manera general la estructura, la cimentación y el suelo considerando su rigidez y amortiguamiento.

Para los métodos de superposición, la solución del problema se descompone conceptualmente en dos partes: 1) la interacción cinemática, definida por la estructura supuesta sin masa y sujeta a la excitación sísmica; y 2) la interacción inercial, definida por la estructura con masa sometida a las fuerzas de inercia que resultan de considerar la aceleración cinemática. (Kausel 19..). La interacción inercial solo compromete de manera directa al modo fundamental de la estructura.

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

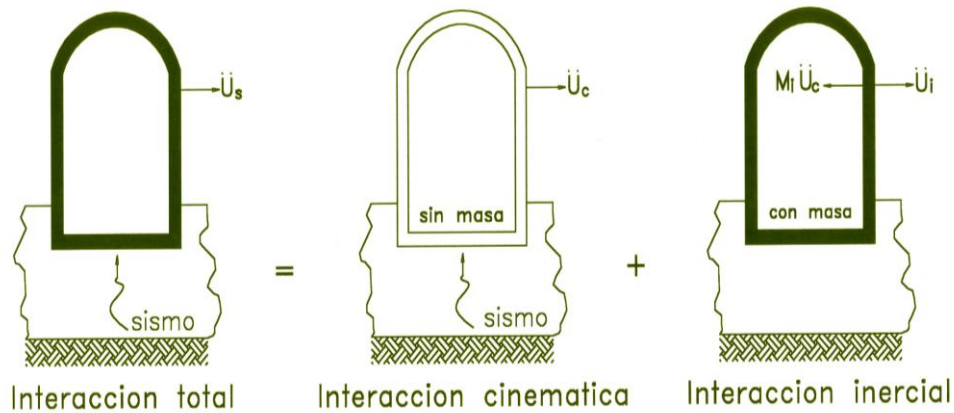


Figura 1.1. Interacción dinámica por superposición (Kausel 19..)

El principio de superposición establece que la interacción total es la suma de la interacción cinemática más la interacción inercial:

$$U_s = U_c \text{ (cinemática)} + U^i \text{ (inercial)}$$

$$M_s = M_c \text{ (sin masa de estructura)} + M_i \text{ (sin masa de suelo)}$$

- U_c resulta de aplicar la excitación sísmica suponiendo que la estructura y su cimentación carecen de masa, por lo que no se generan fuerzas de inercia.
- U_i resulta de cargar la estructura con las fuerzas de inercia definidas por la aceleración cinemática.

Ecuación de equilibrio del sistema típicamente es la siguiente:

$$M_s \ddot{U}_s + C_s \dot{U}_s + K_s U_s = -M_s \ddot{U}_g$$

- Ecuaciones equivalentes:

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

$$M_c \ddot{U}_c + C_s \dot{U}_c + K_s U_c = -M_s \ddot{U}_g \quad + \quad M_s \ddot{U}_i + C_s \dot{U}_i + K_s U_i = -M_i \ddot{U}_c$$

Los grados de libertad del suelo pueden eliminarse mediante condensación estática. Esto permite descomponer la solución en tres pasos:

- 1) Interacción cinemática: Determinación de los movimientos de entrada, suponiendo que la cimentación es rígida y sin masa.
- 2) Funciones de impedancia: Determinación de las rigideces dinámicas del suelo (resortes y amortiguadores), suponiendo que la cimentación es rígida y sin masa.
- 3) Interacción inercial: Análisis de la estructura apoyada sobre los resortes y amortiguadores del paso 2 y excitada en su base por los movimientos de entrada del paso 1.

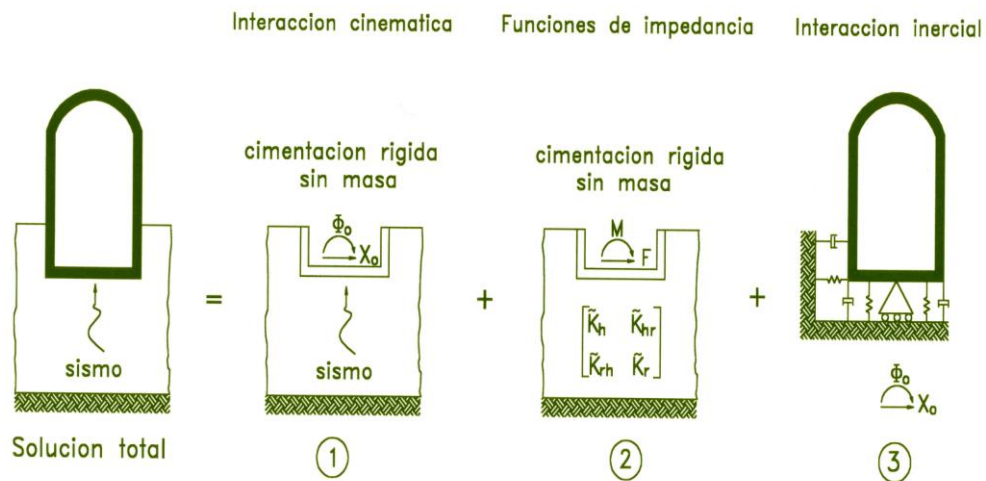


Figura 1.2. Solución de superposición con elementos discretos en tres pasos (Kausel 19..)

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Con rigor, la Interacción Suelo-Estructura, depende del contraste de rigideces. Como se ha comentado antes, cuando se desprecian los efectos de ISE, la rigidez del suelo se toma como si la estructura estuviera desplantada sobre el basamento rocoso y la excitación sísmica se toma con espectros en la superficie del sistema. Cuando se toman en cuenta los efectos de la ISE, las rigideces que se consideran, dependen del suelo en dirección vertical y horizontal, y de la profundidad de la cimentación, por lo que entonces la excitación sísmica no puede ser en la superficie.

Al considerar la profundidad del enterramiento, se generan movimientos no solo de traslación, sino también movimientos de rotación que provocan efectos de cabeceo. Se entiende entonces, que mientras mas enterrada sea la cimentación, los efectos de volteo disminuyen.

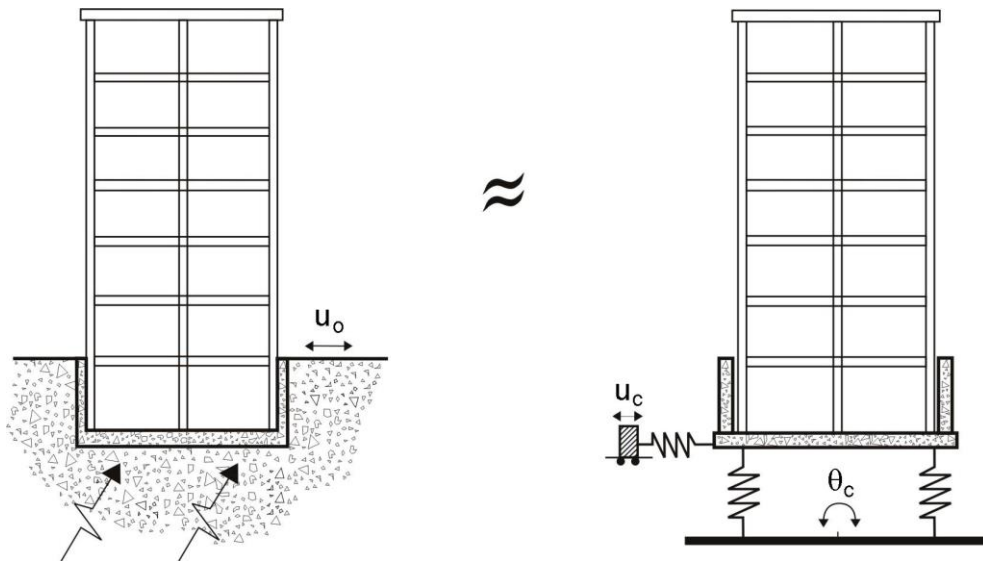


Figura 1.3. Modelo de la Interacción Suelo Estructura (Avilés 19..)

donde:

- u_o = movimiento de campo libre (superficie)
- u_c = movimiento efectivo de traslación (base)
- θ_c = movimiento efectivo de rotación (base)

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Para considerar los efectos de la excitación en la base de desplante a la profundidad de enterramiento del sistema, se hace uso de funciones de transferencia para efectos de rotación y de traslación.

$$\text{Traslación: } H_u(\omega) = \frac{u_c}{u_o} = \begin{cases} \cos\left(\frac{\pi}{2} \frac{\omega}{\omega_c}\right); & \omega \leq 0.7\omega_c \\ 0.453; & \omega > 0.7\omega_c \end{cases}$$

$$\text{Rotación: } rH_\theta(\omega) = \frac{r\theta_c}{u_o} = \begin{cases} 0.257 \left[1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} \frac{\omega}{\omega_c}\right) \right]; & \omega \leq \omega_c \\ 0.257; & \omega > \omega_c \end{cases}$$

donde: $\omega_c = \pi V_s / 2D$

Frecuencia fundamental de los estratos de suelo desde la superficie hasta el desplante.

$D = \text{Profundidad}$

El concepto de rigidez en el suelo, es el mismo que se tiene ampliamente estudiado, sin embargo la rigidez dinámica del suelo aunque es el mismo concepto, difiere en la manera de obtenerla, pues consta de una parte compleja que considera el amortiguamiento del suelo y una real que es lineal (resorte). Las rigideces dinámicas del suelo se pueden calcular con las formulas generales siguientes:

Rigidez compleja: $K_m = K_m^o [k_m(\eta) + i\eta c_m(\eta)](1 + i2\zeta_s)$

Resorte lineal: $K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta_s \eta c_m)$

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Amortiguador viscoso: $C_m = K_m^o(\eta c_m + 2\zeta_s k_m)/\omega$

donde: $\eta = \omega r/V_s$ Frecuencia adimensional

Como los resortes y amortiguadores del suelo dependen de la frecuencia de excitación, para determinar la respuesta del sistema se utiliza el método de la respuesta compleja en la frecuencia en conjunto con la síntesis de Fourier.

La ecuación de equilibrio del sistema completo está dada por:

$$[\mathbf{K}_s + i\omega\mathbf{C}_s - \omega^2\mathbf{M}_s]\mathbf{U}_s(\omega) = \omega^2\mathbf{U}_g(\omega)\mathbf{M}_s\{\mathbf{q}_u H_u(\omega) + \mathbf{q}_\theta H_\theta(\omega)\}$$

Los amortiguadores del suelo no permiten que el sistema tenga modos clásicos de vibración. Por ello, los modos y frecuencias naturales del sistema no pueden tratarse como un problema estándar de valores característicos. Por lo tanto los ensambles de las matrices quedan de la siguiente forma:

Matriz de Masa:

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_e & \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x & \mathbf{M}_e \mathbf{I}_\theta \\ \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e & \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x + M_c & \mathbf{I}_x^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_\theta + M_c E \\ \mathbf{I}_\theta^T \mathbf{M}_e & \mathbf{I}_\theta^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_x + M_c E & \mathbf{I}_\theta^T \mathbf{M}_e \mathbf{I}_\theta + J_c + M_c E^2 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigidez:

$$\mathbf{K}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_e & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0}^T & K_h & K_{hr} \\ \mathbf{0}^T & K_{hr} & K_r \end{bmatrix}$$

Matriz de Amortiguamiento:

$$\mathbf{C}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_e & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0}^T & C_h & C_{hr} \\ \mathbf{0}^T & C_{hr} & C_r \end{bmatrix}$$

En términos generales, existirá una mayor interacción inercial entre mas deficiente sea la capacidad portante del suelo, entre mas esbelta sea la estructura, entre mayor masa tenga la estructura y entre mas superficial sea su cimentación. Por lo que los efectos principales de considerar la ISE serán la introducción de un incremento en la flexibilidad del sistema que conducirá a un periodo fundamental más largo y el incremento del amortiguamiento que generará modificaciones en las formas modales de vibrar de la estructura.

1.3 Marco Normativo para la Interacción Suelo-Estructura

1.3.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004

Ante la ocurrencia del sismo de 1985, cientos de edificios en la ciudad de México colapsaron y miles más presentaron fallas estructurales. La mayoría de los edificios colapsados tenían entre 12 y 15 niveles, por lo que en datos gruesos, sus periodos dominantes estaban en el rango de 1.2 a 1.5 segundos. Las edades de construcción de la mayoría de dichos edificios era tal que habían soportado la ocurrencia de fenómenos sísmicos anteriores que habrían degradado a las estructuras y alargado su periodo fundamental, también, la interacción del suelo habría sin lugar a dudas aumentado su periodo. Estas causas seguramente posicionarían en el momento del sismo a dichas estructuras, con un periodo dominante cercano a los 2 segundos, el cuál es un valor muy cercano a la media del periodo dominante del suelo del Valle de México, induciendo el fenómeno de resonancia y provocando el daño y colapso de los edificios.

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

En las Normas generadas después del sismo de 1985, llamadas coloquialmente normas de emergencia, se introdujeron por primera vez en México, referencias respecto a los efectos de la Interacción Suelo-Estructura.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal publicadas en 2004, en el Apéndice A, se consideran parámetros relevantes y estipulan de manera literal que: “...será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo–estructura...”

Los efectos de interacción inercial son debidos a la flexibilidad del suelo y radiación de ondas; en la práctica se consideran cuando:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} < 2.5$$

donde:

T_e = periodo fundamental de la estructura

H_e = altura efectiva de la estructura

T_s = periodo dominante del suelo

H_s = profundidad del basamento rocoso

Cuando se utilicen métodos estáticos o aproximados, la altura y el periodo efectivos se tomarán como el 70% de su valor total. Para análisis dinámicos la altura efectiva estará en función de:

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i}$$

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

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Los efectos de interacción cinemática son debidos a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación; en la práctica se consideran cuando:

$$\frac{T_s}{\tau_v} < 12 \qquad \frac{D}{r} > 0.5$$

donde:

$$\begin{aligned} D &= \text{profundidad de desplante} \\ r &= \text{radio equivalente de la cimentación} \\ \tau_v &= D/V_s, \text{ tiempo de tránsito} \\ V_s &= 4H_s/T_s, \text{ velocidad efectiva del suelo} \end{aligned}$$

A su vez, las NTC estipulan principios para la modificación de cortante y desplazamiento.

$$\text{Cortante Basal:} \qquad \nabla_o = V_o - (a' - \bar{a}')W_o; \quad V_o = a'W_o$$

$$\text{Resistencia con interacción:} \qquad \bar{a}' = \frac{a}{RQ'}$$

$$\text{Resistencia sin interacción:} \qquad a' = \frac{a}{RQ'}$$

$$\text{Desplazamiento lateral:} \qquad X_i = \frac{\nabla_o}{V_o} \left[X_i + \frac{V_o}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right]$$

Limitando cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la

condición de base rígida se multiplicará por el factor $\frac{V_o}{V_o}$ para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_o = a'W_o$ 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.

1.3.2 Código Reglamentario para la el Municipio de Puebla 1999

En la normativa local vigente contenida en el Código Reglamentario para la el Municipio de Puebla publicada en 1999 y reformada en su capítulo 17 en 2013, se justifica tomar en cuenta los efectos de la ISE, solo cuando se cumple la condición de:

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$$

donde:

β_s = *velocidad media de ondas de cortante en el sitio*

T_e = *periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable*

H_e = *altura efectiva de la estructura la cual se tomará como 0.7 de su altura total, excepto para estructuras en que su peso está concentrado en un solo nivel donde se tomará igual a la altura de ese nivel*

Así como, cuando se conozca el modo fundamental de vibración de la estructura, la altura efectiva de ésta se podrá calcular como:

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

$$H_e = \frac{\sum_i W_i X_i h_i}{\sum_i W_i X_i}$$

donde:

W_i = peso del nivel i

X_i = amplitud del desplazamiento modal en el nivel i

h_i = altura del nivel i sobre el desplante

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

El factor $\frac{V_o}{V_o}$ para obtener la respuesta modificada por interacción, según el Código Reglamentario para la el Municipio de Puebla, en ningún caso se tomará menor que 0.8, no indicando explícitamente el límite superior.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

2.1 Descripción de modelos de edificios seleccionados

Se consideraron 2 modelos generales denominados prototipo 15-A y prototipo 7-A, que a su vez serán modelados terreno tipo I y en Terreno tipo II para su análisis sísmico.

2.1.1 Prototipo 15-A

El prototipo denominado 15-A se trata de un edificio con 15 niveles y una configuración regular en planta en sus dos direcciones ortogonales principales en todos sus niveles. El sistema estructural propuesto es mediante marcos rígidos de concreto reforzado soportando un sistema de pisos y losas de vigueta de patín precolado y bovedilla de concreto ligero.

La planta tipo del edificio consta de 5 crujiás en cada dirección con una separación entre columnas de 6 m entre ejes. La planta baja tiene una altura de 6 m y las plantas superiores 4 m con una altura total de 62 m sobre el nivel de banqueta. Cuenta con un cubo central en planta, donde se considera la colocación de elevadores y una escalera en las dos esquinas posteriores al acceso.

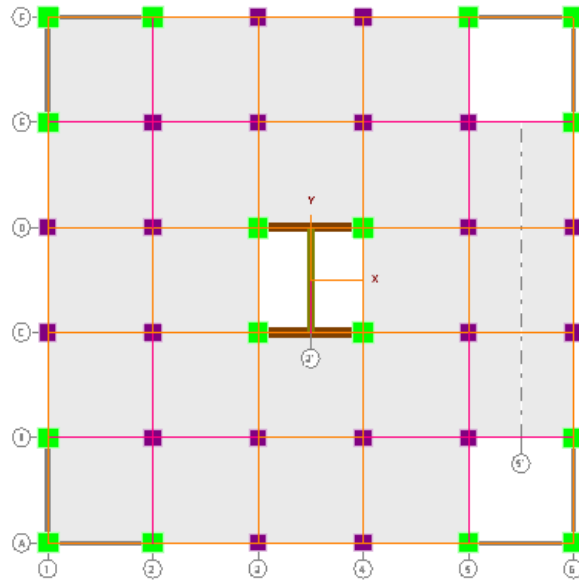


Figura 2.1. Planta arquitectónica tipo A-15.

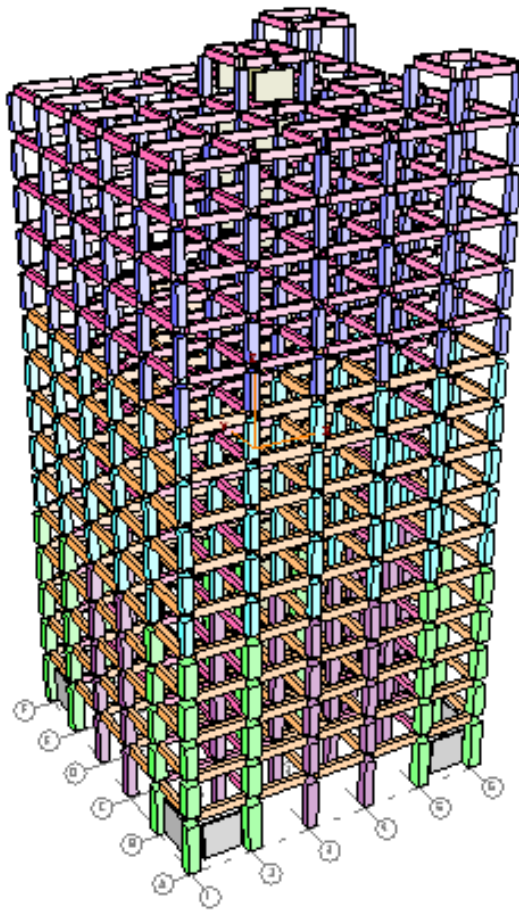


Figura 2.2. Modelo General A-15

2.1.2 Prototipo 7-A

El prototipo denominado 7-A se trata de un edificio con 7 niveles y una configuración regular en planta en sus dos direcciones ortogonales principales en todos sus niveles. El sistema estructural propuesto es mediante marcos rígidos de concreto reforzado soportando un sistema de pisos y losas de viga de patín precolado y bovedilla de concreto ligero.

La planta tipo del edificio consta de 5 crujiás en cada dirección con una separación entre columnas de 6 m entre ejes. La planta baja tiene una altura de 6 m y las plantas superiores 4 m con una altura total de 62 m sobre el nivel de banqueta. Cuenta con un cubo central en planta, donde se considera la colocación de elevadores y una escalera en las dos esquinas posteriores al acceso.

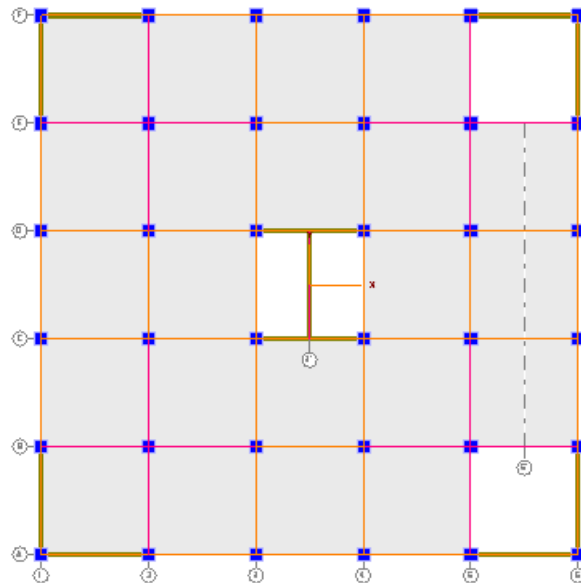


Figura 2.3. Planta arquitectónica tipo A-7.

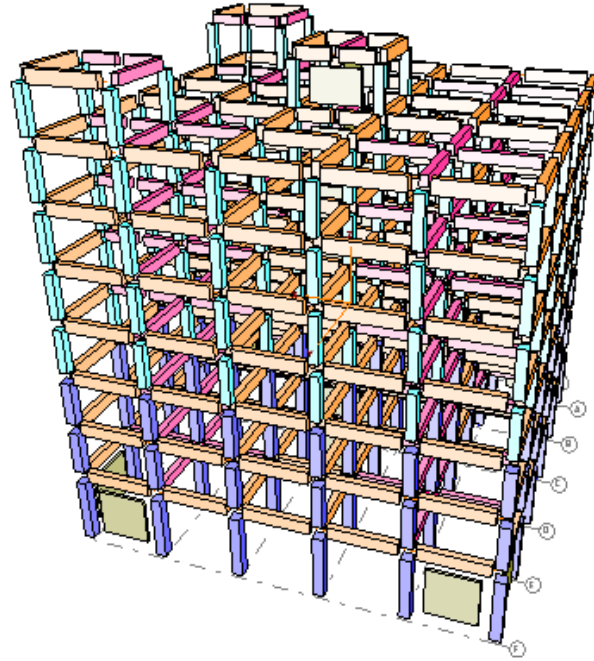


Figura 2.4. Modelo General A-7

Como se puede observar, la configuración estructural de ambos edificios es simétrica en planta y en altura, así como con dimensiones iguales en planta entre ellos. Para ambos modelos, se consideró un apéndice superior como acceso a azotea como ocurre regularmente en este tipo de edificios.

2.2 Criterios de Análisis y Diseño Estructural

2.2.1 Especificaciones

Se consideraron las siguientes calidades de los materiales y con los esfuerzos especificados que fueron los tomados para el análisis estructural.

Concreto:

Debido al tipo de estructura donde los elementos portantes son marcos rígidos de concreto, de conformidad con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y al Código Reglamentario para el Municipio de Puebla, el concreto debe ser fabricado con cemento Portland y agregados de peso normal con tamaño máximo de 19 mm, libres de impurezas y sustancias extrañas, al igual el agua que se use para hacer la mezcla.

- Para Prototipo 15-A

Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$

Resistencias

| | | |
|-----------------------|-------|--------------------|
| $f'_c =$ | 500 | kg/cm ² |
| $f^*c = 0.8 * f'_c$ | 400 | kg/cm ² |
| $f''c = 0.85 * f^*c$ | 340 | kg/cm ² |
| $f_{y\text{acero}} =$ | 4,200 | kg/cm ² |

$$\beta_1 = 0.85 ; \quad \text{si } f_c^* \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65; \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

| | | |
|--|---------|-------------------------------------|
| | β | |
| $\text{si } f^*c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ | 0.85 | |
| $\text{si } f^*c > 280 \text{ kg/cm}^2$ | 0.76 | OK, pasar a siguiente condicionante |

Por lo tanto:

$$\beta = 0.7642857$$

Porcentajes para refuerzo

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = 0.00373$$

$$P_{\max} = 0.75 \cdot P_b = 0.02730$$

$$P_b = \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \left(\frac{f'c}{f_y} \right) = 0.03639$$

Módulo de Elasticidad

Tipo de concreto: Clase 1

Para Concreto Clase 1

$4\,400 \sqrt{f'_c}$, en MPa ($14\,000 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm²)
para concretos con agregado grueso calizo, y

$3\,500 \sqrt{f'_c}$, en MPa ($11\,000 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm²)
para concretos con agregado grueso basáltico.

kg/cm²

Ec= 313,049.52 con agregado grueso calizo

Ec= 245,967.48 con agregado grueso basáltico

- Para Prototipo 7-A

Resistencias

| | | |
|----------------------|-------|--------------------|
| $f'c =$ | 350 | kg/cm ² |
| $f^*c = 0.8 * f'c$ | 280 | kg/cm ² |
| $f''c = 0.85 * f^*c$ | 238 | kg/cm ² |
| $fy_{acero} =$ | 4,200 | kg/cm ² |

$$\beta_1 = 0.85 ; \quad \text{si } f_c^* \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65; \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

si $f^*c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

si $f^*c > 280 \text{ kg/cm}^2$

| |
|---------|
| β |
| 0.85 |
| 0.85 |

OK, pasar a siguiente condicionante

Por lo tanto:

$$\beta = 0.85$$

Porcentajes para refuerzo

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} = 0.00312$$

$$P_{\max} = 0.75 \cdot Pb = 0.02125$$

$$Pb = \frac{6000 \beta_1}{6000 + fy} \left(\frac{f''c}{fy} \right) = 0.02833$$

Módulo de Elasticidad

Tipo de concreto: Clase 1

Para Concreto Clase 1

$4\,400 \sqrt{f_c'}$, en MPa ($14\,000 \sqrt{f_c'}$, en kg/cm²)
para concretos con agregado grueso calizo, y
 $3\,500 \sqrt{f_c'}$, en MPa ($11\,000 \sqrt{f_c'}$, en kg/cm²)
para concretos con agregado grueso basáltico.

kg/cm²

$E_c =$ 261,916.02 con agregado grueso calizo

$E_c =$ 205,791.16 con agregado grueso basáltico

Barras de acero de refuerzo:

Comúnmente en la práctica constructiva nacional, se utilizan diferentes calidades de acero para refuerzo que pueden generalizarse para varilla corrugada de grado duro y malla electro soldada o armaduras para castillos de alambre estirado en frío. Para el caso del análisis y diseño de los elementos estructurales de los prototipos A-15 y A-7, se tomaron con las siguientes características:

Varilla corrugada de grado R-42

Esfuerzo de fluencia, mínimo garantizado por proveedor

$f_y = 4,200$ kg/cm²

El Módulo de Elasticidad del acero se tomó igual a: $E = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

2.2.2 Catálogo de cargas

Cargas muertas:

Los pesos de los materiales con que se construyen los elementos estructurales y las cargas muertas provenientes de otros elementos constructivos fueron calculados a partir de los siguientes pesos volumétricos:

| | |
|-----------------------------|-------------------------|
| Concreto fresco | 2,200 kg/m ³ |
| Concreto reforzado, clase 1 | 2,400 kg/m ³ |
| Tabiques de barro | 1,600 kg/m ³ |
| Mortero | 1,800 kg/m ³ |
| Yeso | 1,600 kg/m ³ |
| Piso (cerámico) | 2,200 kg/m ³ |

Carga viva:

La carga viva, que representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente, se toma en cuenta en la forma que se especifica en el apartado relativo a Cargas Vivas del Código Reglamentario para el Municipio de Puebla.

| | |
|---|-----------------------|
| Carga viva máxima (W_m) en entrepiso para oficinas | 250 kg/m ² |
| Carga viva instantánea (W_a) en entrepiso para oficinas | 180 kg/m ² |

Para nuestro caso en el software se afectó la carga viva máxima por 0.72, para obtener la carga viva instantánea que utiliza el software para el análisis sísmico

| | |
|--------------------------------------|-----------------------|
| Carga viva máxima uniforme en azotea | 100 kg/m ² |
|--------------------------------------|-----------------------|

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

Análisis de cargas para prototipos

Tipo de losa: Vigueta y Bovedilla

| | | | | |
|------------------------------|----------|----|-----|----|
| Peralte: | 26 | cm | | |
| Vigueta de patín precolado | 20 | cm | | |
| Bovedilla de concreto ligero | 70-20-20 | | | |
| Dimensiones del módulo: | 70 | 26 | 100 | cm |

Análisis de cargas Losa por módulo

| | | | | |
|--------------------|--------|-------------------|-----------|--|
| | | kg | | |
| Capa de compresión | | 77 | | |
| Nervio | | 50.4 | | |
| Aristas | | 10.78 | | |
| Bovedilla | | 75 | | |
| | Total | 213.18 | Kg/modulo | |
| W/m2= | 304.54 | kg/m ² | | |

Losa de azotea

| | | | | |
|---|-----|-------------------|-------------------|--|
| | | kg/m ² | | |
| Impermeabilizante | | 5 | | |
| Mortero | | 44 | | |
| Relleno | | 75 | | |
| Losa de | 26 | 304.54 | | |
| Yeso | | 24 | | |
| Carga muerta adicional por losa colada en sitio | | 40 | | |
| | CM= | 492.54 | kg/m ² | |

Carga viva para destino azotea con pendiente no mayor al 5%

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

| | | | |
|---|-----|--------|-------------------|
| | CV= | 100 | kg/m ² |
| | | | |
| Losa de entrepiso | | | kg/m ² |
| | | | |
| Piso | | 33 | |
| Mortero | | 33 | |
| Losa de 26 | | 304.54 | |
| Yeso | | 24 | |
| Carga muerta adicional por losa colada en sitio | | 40 | |
| Consideración de cargas por muros divisorios | | 100 | |
| | CM= | 534.54 | kg/m ² |
| | | | |
| Carga viva para destino de oficinas | | | |
| | CV= | 250 | kg/m ² |
| | | | |
| Muros | | | |
| | | | |
| Tabique rojo de la región y juntas | | 192 | kg/m ² |
| Recubrimiento | | 72 | kg/m ² |
| Muro | | 264 | kg/m ² |
| | | | |
| Altura por nivel tipo 4 m | | | |
| | | | |
| Peso por metro de muro / entrepiso | | 1056 | kg/ml |
| Peso por metro de pretilas de 1 m | | 264 | kg/ml |

Las combinaciones de carga consideradas están apegadas a los lineamientos considerados por las NTCDF 2004 y por el Código local, y

son básicamente una combinación de cargas de gravedad ($1.4 C_M + 1.4 C_{Vm}$) y 33 combinaciones que involucran acciones sísmicas en ambas direcciones ortogonales principales ($1.1 C_M + 1.1 C_{Vi} \pm 1.1 S_x \pm 0.33 S_y$; $1.1 C_M + 1.1 C_{Vi} \pm 0.33 S_x \pm 1.1 S_y$)

2.3 Análisis y Diseño de Edificios modelados

Para realizar el análisis y evaluación de las condiciones de la estructura se hicieron modelos matemáticos tridimensionales con ayuda del software de Análisis y Diseño de Edificios de Concreto ECOgcW Ver.2.32, para determinar el comportamiento, y así, obtener los valores del periodo fundamental de la estructura en base rígida que serán requeridos para el posterior análisis de Interacción Suelo Estructura propuesto por la legislación actual. En los modelos de análisis se definieron las propiedades geométricas de las secciones y las calidades de los materiales para evaluar el comportamiento de la estructura.

2.3.1 Caracterización del sitio

Por la importancia de la construcción, y considerando lo dispuesto por el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla, la estructura se clasificó como del Grupo B, que se definen según el código como: “*Edificaciones destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A*”, tomando en consideración también, un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, consistente con los lineamientos aplicables por el tipo de estructuración de marcos rígidos de concreto reforzado según las normas vigentes.

En referencia a la práctica profesional actual, se utilizó el mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana del Manual de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad (MDOC) 1993.



Figura 2.5. Regionalización sísmica MDOC sismo CFE 1993

El tipo de suelo se consideró como Tipo II y posteriormente como Tipo III, para observar las diferencias en el comportamiento del edificio ante el análisis sísmo resistente.

2.3.2 Espectro de diseño

El espectro de diseño es la base para la determinación de las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura. Según las Normas Técnicas Complementarias de Distrito Federal 2004, las ordenadas espectrales están dadas por las siguientes expresiones:

$$, a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b,$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r; \quad \text{si } T > T_b$$

El Código Reglamentario del Municipio de Puebla reformado en el año 2013, considera las mismas expresiones en su artículo 998.

donde:

- a_o = coeficiente de aceleración del terreno
- c = coeficiente sísmico
- T_a = límite inferior de la meseta espectral
- T_b = límite superior de la meseta espectral
- r = exponente que controla la caída del espectro

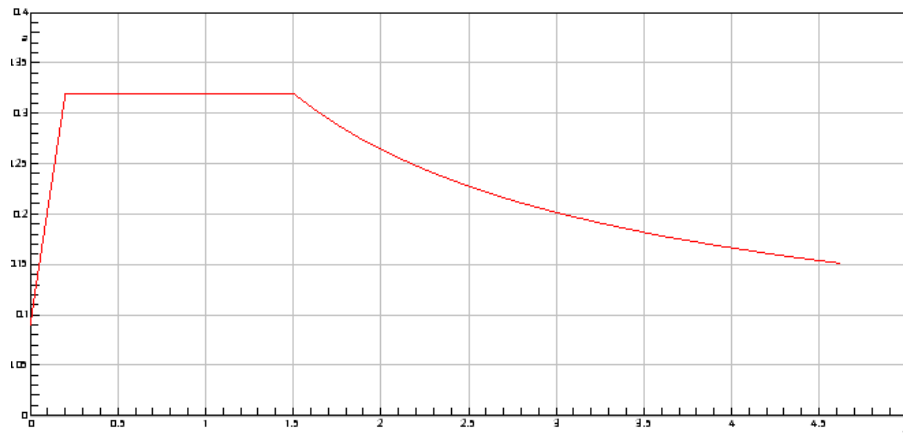


Figura 2.6. Espectro de diseño para estructuras del Grupo B, Zona B, tipo de suelo II.

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

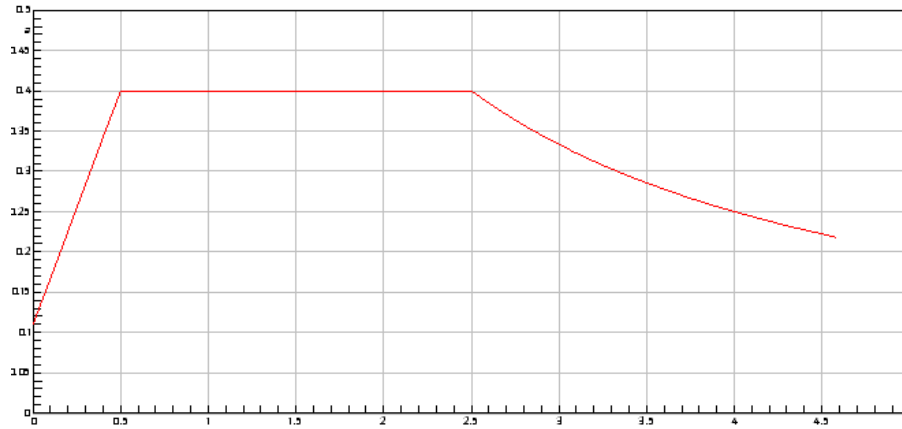


Figura 2.7. Espectro de diseño para estructuras del Grupo B, Zona B, tipo de suelo III.

Del análisis dinámico de la estructura se obtienen el cortante basal y el momento de volteo. Según el reglamento, el valor del cortante basal no puede tomarse menor que:

$$V_o = 0.8 \times \frac{a(T_1)W_o}{Q'(T_1)}$$

A su vez, el momento de volteo aproximado puede estimarse como:

$$M_o = 0.8 \times \frac{2}{3} H_t \times \frac{a(T_1)W_o}{Q'(T_1)}$$

donde:

- W = Peso total de la construcción para sismo
- Q' = factor de reducción por ductilidad
- H_t = altura de la construcción desde el desplante
- T_1 = periodo fundamental del edificio
- $a(T_1)$ = ordenada espectral para T_1

El software utilizado, realiza un análisis dinámico considerando el acoplamiento entre modos de vibración, revisando que el cortante basal mínimo sea del 80% de cortante basal estático, el cálculo de fuerzas

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

sísmicas se realiza considerando el edificio empotrado en su base lo que es congruente con el procedimiento antes comentado.

| | |
|---------------|-------|
| QX | 2.000 |
| QY | 2.000 |
| kQ | 1.000 |
| ex.accidental | 0.100 |
| Ts | |
| c | 0.320 |
| a0 | 0.090 |
| Ta | 0.200 |
| Tb | 1.500 |
| r | 0.667 |

Figura 2.8. Parámetros Sísmicos para suelo Tipo II.

| | |
|---------------|-------|
| QX | 2.000 |
| QY | 2.000 |
| kQ | 1.000 |
| ex.accidental | 0.100 |
| Ts | |
| c | 0.400 |
| a0 | 0.110 |
| Ta | 0.500 |
| Tb | 2.500 |
| r | 1.000 |

Figura 2.9. Parámetros Sísmicos para suelo Tipo III.

Con estos datos de análisis y una vez definidas las características y propiedades de los materiales, se puede generar el diseño estructural del refuerzo de las secciones, sin embargo, para el desarrollo de este tema, solo se mencionan las secciones finales de los elementos estructurales de manera general.

2.3.3 Secciones estructurales consideradas

Suelo tipo II:

Para el prototipo 15-A considerando las acciones sísmicas con un suelo tipo II, las columnas son de sección cuadrada y van desde 0.80 m hasta 1.20 m, salvo las columnas centrales que confinan los muros de concreto del cubo de elevadores que son de sección rectangular en los primeros 2 niveles de 1 x 1.8 m. En el caso de las trabes, estas tienen secciones de 0.50 m de base y peralte de 0.70 m y 0.90 m, el concreto para este caso fue $f'c=500 \text{ kg/cm}^2$

Para el prototipo 7-A considerando las acciones sísmicas con un suelo tipo II, las columnas son de sección cuadrada y van desde 0.65 m hasta 0.75 m. En el caso de las trabes, estas tienen secciones de 0.50 m de base y peralte de 0.70 m, el concreto para este caso fue $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$

Suelo tipo III:

Para el prototipo 15-A considerando las acciones sísmicas con un suelo tipo III, algunas columnas se observan en porcentajes de acero de refuerzo superior al 4%, por lo que las secciones deben ser incrementadas para un diseño adecuado. Este proceso no se realizará en este trabajo, pero se observará el comportamiento después de considerar los efectos de la Interacción Suelo Estructura.

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

Para el prototipo 7-A considerando las acciones sísmicas con un suelo tipo III, las columnas se mantienen dentro de rangos de cantidades de acero de refuerzo aceptables, pero superiores al análisis previo. De igual manera se observará el comportamiento después de considerar los efectos de la Interacción Suelo Estructura.

Los efectos antes descritos se eran dados como correctos antes del análisis, puesto que las fuerzas sísmicas son aumentadas al considerar un suelo más blando.

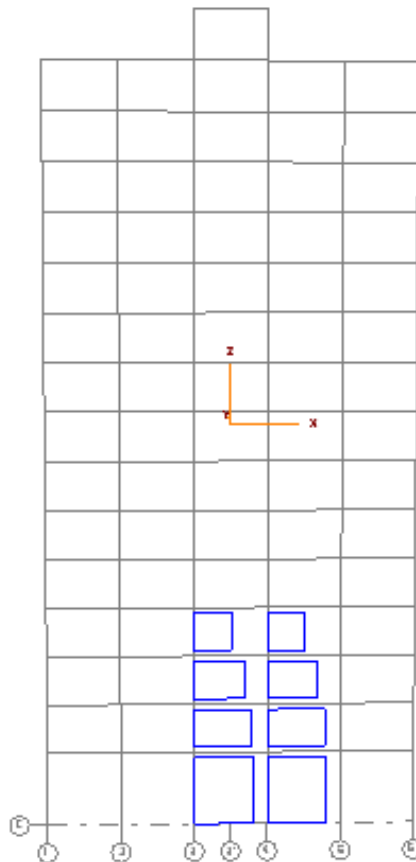


Figura 2.10. Columnas con un porcentaje de acero de refuerzo mayor que 2.6% pero menor que 4% en eje central de prototipo 15-A considerando suelo tipo II para el análisis sísmico.

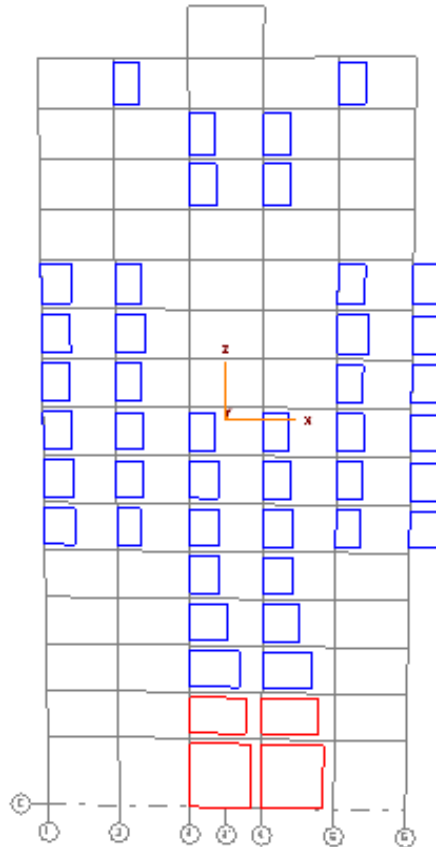


Figura 2.11. Columnas con un porcentaje de acero de refuerzo mayor que 2.6% pero menor que 4% en eje central, así como columnas que superan el 4% de acero de refuerzo, de prototipo 15-A considerando suelo tipo III para el análisis sísmico.

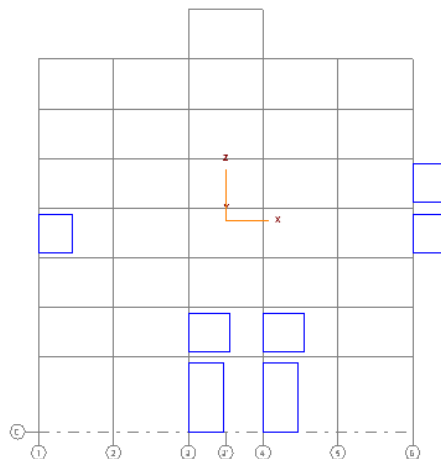


Figura 2.12. Columnas con un porcentaje de acero de refuerzo mayor que 2.6% pero menor que 4% en eje central de prototipo 7-A considerando suelo tipo II para el análisis sísmico.

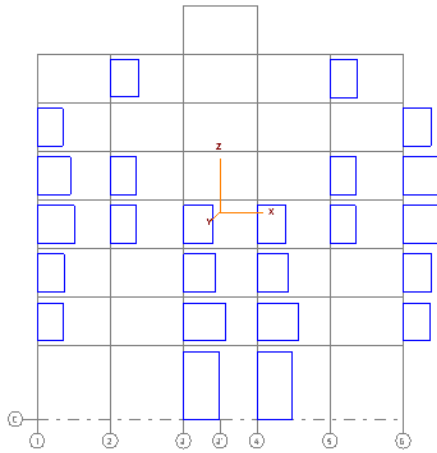


Figura 2.13. Columnas con un porcentaje de acero de refuerzo mayor que 2.6% pero menor que 4% en eje central, de prototipo 7-A considerando suelo tipo III para el análisis sísmico.

2.3.4 Resultados del Análisis Estructural

Al realizar el análisis de los prototipos 15-A y 7-A, considerando para su análisis sísmico un terreno tipo II con ayuda del Software para Análisis y Diseño de Edificios de Concreto ECOgcW versión 2.32, los resultados obtenidos de acuerdo a las secciones de los elementos estructurales y propiedades de los materiales planteadas en los modelos, fueron revisados y comparados con la normativa correspondiente para verificar el comportamiento adecuado ante las cargas solicitadas, considerando además, los efectos $P\Delta$ en columnas.

El cálculo del acero transversal se realiza con el cortante máximo y la torsión que lo acompaña. Para el diseño del acero transversal, el software toma en cuenta las limitantes reglamentarias que se expresan en función del diámetro de las varillas longitudinales, las dimensiones de las columnas y la altura de entrepiso. De la misma manera, fueron revisados las deformaciones relativas de entrepiso

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

considerando el límite establecido por la normativa vigente del Distrito Federal en su apartado de Diseño por Sismo y en el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla en su artículo 1003, para las condiciones de desplazamientos relativos, donde establece que cuando los elementos como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de la estructura de marcos rígidos, el límite en cuestión será de 0.012. Los desplazamientos relativos de entrepiso máximos son del orden de 0.0067, incluso para el caso más desfavorable donde el análisis sísmico fue realizado con un espectro de diseño compatible con terreno tipo III y en el nivel número 7 del prototipo 15-A.

Tabla 2.1. Desplazamientos relativos de entrepiso máximos son del orden de 0.0067.

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS

| Columna | EC | Dir | NiX (cm) | NjX (cm) | Rx (cm) | NiY (cm) | NjY (cm) | Ry | RxX+0.3*RyX RyY+0.3*RyY | *Q/H |
|-------------------------------|-------|-----|-------------|-------------|------------|-------------|-------------|-------|----------------------------|---------|
| 1+A/6-7 [Q'/H x:0.5 y:0.5] | SIFx1 | X | 2.804 | 3.478 | 0.674 | 1.057 | 1.291 | 0.234 | | |
| | SIFx2 | X | 4.920 | 6.063 | 1.142 | -1.057 | -1.291 | 0.234 | 1.217 | 0.00608 |
| | SIFy1 | Y | 1.130 | 1.379 | 0.249 | 3.795 | 4.577 | 0.782 | | |
| | SIFy2 | Y | -1.143 | -1.391 | 0.248 | 6.066 | 7.345 | 1.279 | 1.349 | 0.00674 |
| 1+B/6-7 [Q'/H x:0.5 y:0.5] | SIFx1 | X | 3.227 | 3.995 | 0.767 | 1.057 | 1.291 | 0.234 | | |
| | SIFx2 | X | 4.497 | 5.546 | 1.049 | -1.057 | -1.291 | 0.234 | 1.093 | 0.00547 |
| | SIFy1 | Y | 0.678 | 0.827 | 0.149 | 3.795 | 4.577 | 0.782 | | |
| | SIFy2 | Y | -0.686 | -0.835 | 0.149 | 6.066 | 7.345 | 1.279 | 1.349 | 0.00674 |
| 1+C/6-7 [Q'/H x:0.5 y:0.5] | SIFx1 | X | 3.651 | 4.512 | 0.861 | 1.057 | 1.291 | 0.234 | | |
| | SIFx2 | X | 4.074 | 5.029 | 0.955 | -1.057 | -1.291 | 0.234 | 0.970 | 0.00485 |
| | SIFy1 | Y | 0.226 | 0.276 | 0.050 | 3.795 | 4.577 | 0.782 | | |
| | SIFy2 | Y | -0.229 | -0.278 | 0.050 | 6.066 | 7.345 | 1.279 | 1.349 | 0.00674 |
| 1+D/6-7 [Q'/H x:0.5 y:0.5] | SIFx1 | X | 4.074 | 5.029 | 0.955 | 1.057 | 1.291 | 0.234 | 0.970 | 0.00485 |
| | SIFx2 | X | 3.651 | 4.512 | 0.861 | -1.057 | -1.291 | 0.234 | | |
| | SIFy1 | Y | -0.226 | -0.276 | 0.050 | 3.795 | 4.577 | 0.782 | | |
| | SIFy2 | Y | 0.229 | 0.278 | 0.050 | 6.066 | 7.345 | 1.279 | 1.349 | 0.00674 |
| 1+E/6-7 [Q'/H x:0.5 y:0.5] | SIFx1 | X | 4.497 | 5.546 | 1.049 | 1.057 | 1.291 | 0.234 | 1.093 | 0.00547 |
| | SIFx2 | X | 3.227 | 3.995 | 0.767 | -1.057 | -1.291 | 0.234 | | |
| | SIFy1 | Y | -0.678 | -0.827 | 0.149 | 3.795 | 4.577 | 0.782 | | |
| | SIFy2 | Y | 0.686 | 0.835 | 0.149 | 6.066 | 7.345 | 1.279 | 1.349 | 0.00674 |
| 1+F/6-7 [Q'/H x:0.5 y:0.5] | SIFx1 | X | 4.920 | 6.063 | 1.142 | 1.057 | 1.291 | 0.234 | 1.217 | 0.00608 |
| | SIFx2 | X | 2.804 | 3.478 | 0.674 | -1.057 | -1.291 | 0.234 | | |
| | SIFy1 | Y | -1.130 | -1.379 | 0.249 | 3.795 | 4.577 | 0.782 | | |
| | SIFy2 | Y | 1.143 | 1.391 | 0.248 | 6.066 | 7.345 | 1.279 | 1.349 | 0.00674 |

Como se ha mencionado, nos enfocaremos en el análisis modal generado mediante el software especializado para obtener los valores de los cortantes basales estáticos y dinámicos, así como para conocer el periodo fundamental de las estructuras analizada. Dichos datos se muestran a continuación para suelo tipo II.

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

Tabla 2.2. Datos de salida del prototipo 15-A. donde se muestran los periodos y los cortantes basales

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO [PUE1999]

| Modo | Período (seg) | Aceleración espectral | Coef.Participación | | Q'x | Q'y |
|------|---------------|-----------------------|--------------------|--------|-------|-------|
| | | | x | y | | |
| 1 | 1.275 | 0.320 | 0.000 | 42.175 | 2.000 | 2.000 |
| 2 | 1.175 | 0.320 | 41.346 | 0.000 | 2.000 | 2.000 |
| 3 | 1.084 | 0.320 | 0.000 | -0.505 | 2.000 | 2.000 |
| 4 | 0.449 | 0.320 | 0.000 | 17.844 | 2.000 | 2.000 |
| 5 | 0.405 | 0.320 | 0.000 | 0.877 | 2.000 | 2.000 |
| 6 | 0.386 | 0.320 | -19.290 | 0.000 | 2.000 | 2.000 |
| 7 | 0.246 | 0.320 | 0.000 | 11.654 | 2.000 | 2.000 |
| 8 | 0.231 | 0.320 | 0.000 | 0.770 | 2.000 | 2.000 |
| 9 | 0.195 | 0.314 | 12.571 | 0.000 | 1.974 | 1.974 |
| 10 | 0.164 | 0.278 | 0.000 | -7.175 | 1.818 | 1.818 |
| 11 | 0.159 | 0.272 | 0.000 | -3.763 | 1.793 | 1.793 |
| 12 | 0.123 | 0.231 | 0.000 | -4.671 | 1.615 | 1.615 |

PESO TOTAL EN SISMO 24236.48 T

CORTANTES BASALES

| | | |
|-------------------|-----------|---------------|
| estático total X: | 3877.84 T | |
| Y: | 3877.84 T | |
| aWt/Q' X: | 3877.84 T | |
| Y: | 3877.84 T | |
| a0*Wt: | 2181.28 T | |
| mínimo X: | 3102.27 T | [factor: 0.8] |
| Y: | 3102.27 T | |

Tabla 2.3. Datos de salida del prototipo 7-A. donde se muestran los periodos y los cortantes basales

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO [PUE1999]

| Modo | Período (seg) | Aceleración espectral | Coef.Participación | | Q'x | Q'y |
|------|---------------|-----------------------|--------------------|---------|-------|-------|
| | | | x | y | | |
| 1 | 0.687 | 0.320 | 0.035 | 27.713 | 2.000 | 2.000 |
| 2 | 0.623 | 0.320 | 27.266 | -0.732 | 2.000 | 2.000 |
| 3 | 0.620 | 0.320 | 5.059 | 3.758 | 2.000 | 2.000 |
| 4 | 0.222 | 0.320 | -0.015 | -10.983 | 2.000 | 2.000 |
| 5 | 0.208 | 0.320 | -0.084 | 4.165 | 2.000 | 2.000 |
| 6 | 0.188 | 0.306 | -12.684 | -0.015 | 1.941 | 1.941 |
| 7 | 0.138 | 0.249 | 0.001 | 3.575 | 1.690 | 1.690 |
| 8 | 0.134 | 0.244 | -0.001 | 3.926 | 1.668 | 1.668 |
| 9 | 0.131 | 0.240 | -0.175 | 0.000 | 1.653 | 1.653 |
| 10 | 0.127 | 0.236 | 4.421 | 0.003 | 1.634 | 1.634 |
| 11 | 0.116 | 0.223 | -0.020 | 5.478 | 1.580 | 1.580 |
| 12 | 0.104 | 0.209 | 0.047 | 2.678 | 1.519 | 1.519 |

PESO TOTAL EN SISMO 10337.00 T

CORTANTES BASALES

| | | |
|-------------------|-----------|---------------|
| estático total X: | 1653.92 T | |
| Y: | 1653.92 T | |
| aWt/Q' X: | 1653.92 T | |
| Y: | 1653.92 T | |
| a0*Wt: | 930.33 T | |
| mínimo X: | 1323.14 T | [factor: 0.8] |
| Y: | 1323.14 T | |

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

Tabla 2.4. Datos de salida del prototipo 15-A. donde se muestran los pesos modales, momentos de volteo, cortantes basales por modo analizado y la estimación de rigideces de entrepiso.

| Modo | Peso modal efectivo | | % de peso total | |
|------|---------------------|----------|-----------------|-------|
| | x (T) | y (T) | x | y |
| 1 | 0.00 | 17449.50 | 0.00 | 72.00 |
| 2 | 16770.46 | 0.00 | 69.20 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | 2.50 | 0.00 | 0.01 |
| 4 | 0.00 | 3123.59 | 0.00 | 12.89 |
| 5 | 0.00 | 7.55 | 0.00 | 0.03 |
| 6 | 3650.17 | 0.00 | 15.06 | 0.00 |
| 7 | 0.00 | 1332.26 | 0.00 | 5.50 |
| 8 | 0.00 | 5.82 | 0.00 | 0.02 |
| 9 | 1550.18 | 0.00 | 6.40 | 0.00 |
| 10 | 0.00 | 505.00 | 0.00 | 2.08 |
| 11 | 0.00 | 138.90 | 0.00 | 0.57 |
| 12 | 0.00 | 214.04 | 0.00 | 0.88 |
| Suma | 21970.81 | 22779.16 | 90.65 | 93.99 |

| Modo | Cortantes basales | | | Alturas efectivas | | Momentos de volteo | |
|------|-------------------|---------|-----------|-------------------|--------|--------------------|-----------|
| | Vx (T) | Vy (T) | Mz (T*m) | Hx (m) | Hy (m) | Mx (T*m) | My (T*m) |
| 1 | 0.00 | 2791.92 | 0.94 | 0.000 | 43.345 | 0.00 | 121014.69 |
| 2 | 2683.27 | 0.00 | 0.00 | 44.104 | 0.000 | 118342.20 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | 0.40 | 335719.32 | 0.000 | 6.522 | 0.00 | 2.61 |
| 4 | 0.00 | 499.77 | 828.48 | 0.000 | 3.557 | 0.00 | 1777.77 |
| 5 | 0.00 | 1.21 | 63718.40 | 0.000 | 2.613 | 0.00 | 3.16 |
| 6 | 584.03 | 0.00 | 0.00 | 7.137 | 0.000 | 4168.12 | 0.00 |
| 7 | 0.00 | 213.16 | 2.42 | 0.000 | 8.211 | 0.00 | 1750.34 |
| 8 | 0.00 | 0.93 | 19505.01 | 0.000 | 7.214 | 0.00 | 6.72 |
| 9 | 246.60 | 0.00 | 0.00 | 8.433 | 0.000 | 2079.50 | 0.00 |
| 10 | 0.00 | 77.27 | 5307.57 | 0.000 | 3.791 | 0.00 | 292.91 |
| 11 | 0.00 | 21.10 | 12108.30 | 0.000 | 4.196 | 0.00 | 88.53 |
| 12 | 0.00 | 30.67 | 1118.10 | 0.000 | 6.983 | 0.00 | 214.20 |
| Comb | 2762.08 | 2852.19 | 343592.19 | | | 118464.64 | 121060.47 |

ESTIMACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO

| Nivel | C o r t a n t e | | Desplaz. C.Masa | | Desplaz.Relativo | | Rigidez de Entrepiso | |
|-------|-----------------|---------|-----------------|---------|------------------|---------|----------------------|------------|
| | X (T) | Y (T) | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m) | X (T/m) | Y (T/m) |
| 16 | 80.64 | 76.94 | 0.08490 | 0.09543 | 0.00485 | 0.00384 | 16612.89 | 20017.90 |
| 15 | 354.38 | 339.89 | 0.08005 | 0.09159 | 0.00459 | 0.00377 | 77200.13 | 90256.47 |
| 14 | 703.83 | 684.11 | 0.07546 | 0.08782 | 0.00516 | 0.00476 | 136469.65 | 143810.79 |
| 13 | 1009.99 | 993.04 | 0.07030 | 0.08306 | 0.00565 | 0.00577 | 178885.25 | 172013.88 |
| 12 | 1279.04 | 1269.99 | 0.06465 | 0.07729 | 0.00610 | 0.00661 | 209726.56 | 192054.01 |
| 11 | 1517.63 | 1517.80 | 0.05855 | 0.07068 | 0.00626 | 0.00678 | 242281.73 | 223749.27 |
| 10 | 1744.49 | 1754.19 | 0.05229 | 0.06390 | 0.00608 | 0.00642 | 286710.45 | 273040.44 |
| 9 | 1951.94 | 1972.54 | 0.04621 | 0.05747 | 0.00629 | 0.00681 | 310538.77 | 289606.22 |
| 8 | 2134.49 | 2167.97 | 0.03992 | 0.05066 | 0.00638 | 0.00719 | 334754.80 | 301669.65 |
| 7 | 2291.78 | 2339.37 | 0.03354 | 0.04347 | 0.00635 | 0.00748 | 360943.80 | 312665.87 |
| 6 | 2424.72 | 2485.32 | 0.02719 | 0.03599 | 0.00617 | 0.00763 | 393049.06 | 325860.67 |
| 5 | 2538.98 | 2609.98 | 0.02102 | 0.02836 | 0.00558 | 0.00712 | 454806.34 | 366818.70 |
| 4 | 2633.84 | 2713.21 | 0.01544 | 0.02125 | 0.00522 | 0.00698 | 504127.96 | 388728.15 |
| 3 | 2702.43 | 2788.25 | 0.01022 | 0.01427 | 0.00459 | 0.00645 | 589384.98 | 432234.83 |
| 2 | 2743.44 | 2832.96 | 0.00563 | 0.00782 | 0.00347 | 0.00499 | 790758.78 | 567540.11 |
| 1 | 2762.08 | 2852.19 | 0.00216 | 0.00283 | 0.00216 | 0.00283 | 1276761.98 | 1008813.70 |

CAPÍTULO 2: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PROTOTIPOS

Tabla 2.5. Datos de salida del prototipo 7-A. donde se muestran los pesos modales, momentos de volteo, cortantes basales por modo analizado y la estimación de rigideces de entrepiso.

| Modo | Peso modal efectivo | | % de peso total | |
|------|---------------------|---------|-----------------|-------|
| | x (T) | y (T) | x | y |
| 1 | 0.01 | 7533.97 | 0.00 | 72.88 |
| 2 | 7293.11 | 5.26 | 70.55 | 0.05 |
| 3 | 251.11 | 138.52 | 2.43 | 1.34 |
| 4 | 0.00 | 1183.39 | 0.00 | 11.45 |
| 5 | 0.07 | 170.20 | 0.00 | 1.65 |
| 6 | 1578.20 | 0.00 | 15.27 | 0.00 |
| 7 | 0.00 | 125.36 | 0.00 | 1.21 |
| 8 | 0.00 | 151.23 | 0.00 | 1.46 |
| 9 | 0.30 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 191.75 | 0.00 | 1.85 | 0.00 |
| 11 | 0.00 | 294.35 | 0.00 | 2.85 |
| 12 | 0.02 | 70.37 | 0.00 | 0.68 |
| Suma | 9314.58 | 9672.66 | 90.11 | 93.57 |

| Modo | Cortantes basales | | Mz (T*m) | Alturas efectivas | | Momentos de volteo | |
|------|-------------------|---------|-----------|-------------------|--------|--------------------|----------|
| | Vx (T) | Vy (T) | | Hx (m) | Hy (m) | Mx (T*m) | My (T*m) |
| 1 | 0.00 | 1205.44 | 1908.51 | 23.722 | 22.493 | 0.05 | 27113.37 |
| 2 | 1166.90 | 0.84 | 4370.98 | 22.625 | 19.495 | 26400.96 | 16.42 |
| 3 | 40.18 | 22.16 | 12811.90 | 22.563 | 19.332 | 906.55 | 428.47 |
| 4 | 0.00 | 189.34 | 6670.07 | 0.000 | 2.528 | 0.00 | 478.66 |
| 5 | 0.01 | 27.23 | 27060.21 | 4.981 | 3.037 | 0.06 | 82.71 |
| 6 | 249.14 | 0.00 | 0.41 | 3.908 | 0.000 | 973.66 | 0.00 |
| 7 | 0.00 | 18.45 | 593.32 | 0.000 | 7.461 | 0.00 | 137.66 |
| 8 | 0.00 | 22.09 | 192.80 | 0.000 | 7.699 | 0.00 | 170.07 |
| 9 | 0.04 | 0.00 | 0.00 | 5.583 | 0.000 | 0.24 | 0.00 |
| 10 | 27.68 | 0.00 | 0.00 | 6.497 | 0.000 | 179.81 | 0.00 |
| 11 | 0.00 | 41.61 | 1840.47 | 0.000 | 6.484 | 0.00 | 269.80 |
| 12 | 0.00 | 9.70 | 8987.10 | 5.026 | 4.830 | 0.02 | 46.84 |
| Comb | 1234.39 | 1238.58 | 137900.96 | | | 27329.02 | 27347.12 |

ESTIMACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO

| Nivel | C o r t a n t e | | Desplaz. C.Masa | | Desplaz.Relativo | | Rigidez de Entrepiso | |
|-------|-----------------|---------|-----------------|---------|------------------|---------|----------------------|-----------|
| | X (T) | Y (T) | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m) | X (T/m) | Y (T/m) |
| 8 | 78.16 | 72.66 | 0.02406 | 0.02683 | 0.00280 | 0.00211 | 27866.08 | 34492.33 |
| 7 | 317.21 | 304.32 | 0.02126 | 0.02472 | 0.00269 | 0.00233 | 117968.99 | 130863.40 |
| 6 | 595.68 | 582.99 | 0.01857 | 0.02239 | 0.00321 | 0.00327 | 185653.61 | 178442.38 |
| 5 | 815.60 | 811.06 | 0.01536 | 0.01913 | 0.00359 | 0.00417 | 227218.67 | 194645.02 |
| 4 | 986.64 | 991.17 | 0.01177 | 0.01496 | 0.00378 | 0.00479 | 261106.07 | 206735.76 |
| 3 | 1115.40 | 1122.80 | 0.00799 | 0.01017 | 0.00344 | 0.00448 | 324049.32 | 250611.12 |
| 2 | 1198.96 | 1206.12 | 0.00455 | 0.00569 | 0.00294 | 0.00386 | 407917.87 | 312454.50 |
| 1 | 1234.39 | 1238.58 | 0.00161 | 0.00183 | 0.00161 | 0.00183 | 767345.05 | 678277.28 |

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

3.1 Procedimiento propuesto por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004

Como ya se mencionó, en las Normas generadas después del sismo de 1985, se introdujeron por primera vez en México, referencias respecto a los efectos de la Interacción Suelo-Estructura.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal publicadas en 2004, en el Apéndice A, se consideran parámetros relevantes y estipulan de manera literal que: "...será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo–estructura..." Pero el Reglamento, se ha limitado a considerar los efectos de interacción inercial en sistemas simétricos. Asimismo, los efectos de interacción cinemática han sido despreciados porque son relativamente menos importantes. No obstante, la influencia del ángulo de incidencia y el tipo de ondas sísmicas puede estimarse de forma práctica como se propone en Avilés et al (2002). Aunque seguramente habrá situaciones en que los efectos de interacción en la respuesta torsional sean dignos de considerarse, aquí no se han tomado en cuenta.

CONCLUSIONES

Esto obedece a que todavía no se dispone de criterios fidedignos para cuantificarlos en estructuras diseñadas conforme al reglamento. Lo mismo sucede con los efectos de interacción entre estructuras adyacentes, así como la influencia de flexibilidad de la cimentación. Actualmente se encuentran en proceso algunas investigaciones tendientes a dilucidar estos efectos a fin de que puedan incluirse explícitamente en futuras revisiones de las Normas.

Para fines de diseño, los efectos de Interacción Suelo-Estructura suelen tenerse en cuenta exclusivamente en el modo fundamental de vibración (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). La contribución de los modos superiores se determina como se establece como ya se ha realizado en el análisis de los prototipos 15-A y 7-A para estructuras sin interacción.

El parámetro que refleja las características dinámicas más relevantes del subsuelo es el periodo predominante del sitio, T_s , el cual puede medirse directamente en campo, o mediante la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)}$$

donde:

$x_0 = 0$ (en la base)

x_i ($i=1, 2, \dots, N$) está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i d_j / G_j}{\sum_{j=1}^N d_j / G_j}$$

CONCLUSIONES

Siendo d_i , G_i y γ_i el espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente. Para la aplicación de este criterio es necesario que la profundidad de exploración del subsuelo se efectúe hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, de lo contrario se estará excluyendo la influencia de la deformabilidad del subsuelo que se encuentra por debajo del nivel de exploración alcanzado.

$$H_s = \sum_{i=1}^N d_i$$

3.2 Procedimiento propuesto por el Código Reglamentario Para El Municipio de Puebla (Reformado en Junio de 2009)

El Código Reglamentario para el Municipio de Puebla en su artículo 1004, establece que en el diseño sísmico de construcciones ubicadas en terreno tipo II ó III se admitirá tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda, se aplicarán los métodos estáticos y dinámicos de análisis sísmico, estipulados en sus artículos 1003 y 1004 respectivamente.

El periodo dominante del sitio se puede establecer mediante exploraciones en sitio o en su caso el Código establece la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s}$$

CONCLUSIONES

Siendo H_s es la profundidad de exploración del subsuelo, la cual será hasta el nivel de terreno firme.

$$H_s = \sum_i h_i$$

El Código establece además, que todas las construcciones pertenecientes al grupo A y las no clasificadas como ligeras o medianas requerirán de los estudios del subsuelo conducentes a determinar el tipo de terreno de cimentación. Cuando no se realicen estos estudios, se considerará que el predio de interés corresponde al tipo de terreno que conduzca a los efectos más desfavorables para la estructura que se va a construir. Entendiendo por construcción ligera o mediana aquélla que consta de menos de tres niveles y cuya área construida por nivel no excede de 300 m². Cuando se trate de conjuntos habitacionales con más de 600 m² de área total construida, las construcciones individuales del conjunto no podrán clasificarse como ligeras o medianas.

La clasificación del sitio se complementará con la decisión del técnico responsable de la obra, quien basará su juicio en la inspección visual del lugar y sus alrededores y en la obtención de información sobre la experiencia que exista en la zona, incluyendo estudios del subsuelo que se hayan realizado para construcciones cercanas. En particular, se indagarán aspectos como la proximidad a ríos o lagunas, la topografía local, la existencia de cavernas, rellenos o depósitos lacustres y aluviales y el afloramiento de la roca basal. Para normar el criterio de clasificación del sitio se usará la siguiente descripción del tipo de terreno. La información puede complementarse mediante la perforación de pozos a cielo abierto hasta la profundidad que el responsable de la obra juzgue suficiente y/o un Estudio Geotécnico y Geofísico

CONCLUSIONES

- Tipo I Roca, o suelos de consistencia de muy firme a dura para limos y arcillas o de compactos a muy compactos para materiales granulares. Suelos de origen eólico volcánico.
- Tipo II Suelos de consistencia de blanda a firme para limos y arcillas o depósitos arenosos de compacidad media, o bien capas intercaladas de estos materiales.
- Tipo III Suelos de consistencia de muy blanda a blanda para limos y arcillas o depósitos arenosos de compacidad suelta. Depósitos lacustres y aluviales.

Los efectos de interacción se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental; la contribución de los modos superiores se determinará como en el caso de estructuras sin interacción. Para considerar estos efectos, cualquier respuesta estructural calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor \bar{V}_1/V_1 , donde V_1 es el cortante basal sin interacción en el modo fundamental. Este factor en ningún caso se tomará menor que 0.80, y a diferencia de las NTC DF, el Código Reglamentario no indica un límite superior. Asimismo, el valor calculado para el amortiguamiento efectivo ζ_e en ninguna situación se tomará menor que 0.05. En el caso en estudio se estimará el amortiguamiento según sea calculado para fines teóricos y comparativos.

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 los mismos criterios que se especifican para estructuras con base indeformable a fin de obtener la respuesta total.

CONCLUSIONES

Para el caso en cuestión de este trabajo, acotaremos el alcance hasta la obtención del factor V_1/V_1 para definir si es favorable o no considerar los efectos de Interacción Suelo Estructura desde el punto de vista del estructurista y/o del constructor.

3.3 Estudios de sitio

Para el desarrollo del presente análisis, se tuvo acceso a un Estudio de “Diseño Sísmico de sitio para un proyecto ubicado en San José Chiapa”, suministrado por la empresa ROCCA Consultores, que aunque no se encuentra dentro del municipio de Puebla, los valores son reales de un sitio y bastos para el presente estudio.

Con objeto de establecer las características y propiedades dinámicas del terreno, en el estudio al que se tuvo acceso, se realizaron en sitio estudios de tipo dinámico consistentes en ejecutar tres ensayos de Cross Hole (Pozos cruzados). Estos estudios permiten determinar la variación de la velocidad de propagación de ondas con la profundidad, mediante pruebas de baja deformación realizadas in situ.

Para la realización de los ensayos de Cross Hole (CH), que realizaron en el sitio, se hicieron perforaciones además hasta una profundidad máxima de 30.0 m. Cada ensayo de CH se realizó generando una excitación en uno de los barrenos mediante el uso de una escopeta sísmica. La perturbación generada en el suelo fue registrada a través de un geófono de pozo, colocado a la misma profundidad en el barreno paralelo. El geófono registra el movimiento y envía la señal a un sismógrafo donde es amplificada y digitalizada para posteriormente ser

CONCLUSIONES

almacenadas en una computadora portátil. Durante la ejecución del ensaye, el geófono y el sismógrafo son activados simultáneamente al momento de inducirse la excitación. Esta condición permite obtener las señales de donde se determina el arribo de las ondas. Las mediciones de los CH se realizaron a cada metro, desde la superficie y hasta una profundidad de 30.0 m.

Se destaca que con la técnica de CH se obtienen parámetros dinámicos confiables del suelo para el desarrollo de estudios relacionados con la respuesta dinámica del terreno.

Los resultados de los ensayos geosísmicos se emplean para la construcción de modelos geodinámicos que caracterizan al sitio, necesarios para establecer la respuesta dinámica del terreno.

Con el interés de definir la profundidad a la que se ubica el basamento local del sitio, se efectuó un Sondeo Eléctrico Vertical (SEV). Para realizaron un tendido de exploración geoelectrica con el fin de alcanzar una profundidad de investigación de aproximadamente 200.0 m.

Las mediciones de resistividad del SEV se efectuaron en la superficie del terreno y a diferentes aberturas interelectrónicas con electrodos no igualmente espaciados llamado arreglo Schlumberger con el fin de determinar el número de capas presentes en cada sitio.

Los métodos eléctricos de resistividad, consisten en inyectar corriente al terreno mediante dos electrodos que son clavados en el mismo. El campo eléctrico así generado se monitorea a través de mediciones de diferencias de potencial entre dos electrodos adicionales. El cociente de la corriente inyectada entre la diferencia de potencia, multiplicado por la constante geométrica del arreglo, determina el valor

CONCLUSIONES

del parámetro medio conocido como resistividad aparente, en unidades Ohm-m, y que físicamente representa la dificultad que encuentra la corriente eléctrica para fluir a través de un material.

Para establecer las funciones de transferencia representativas del terreno en estudio, utilizaron las propiedades dinámicas que obtuvieron de los ensayos de CH, así como la composición estratigráfica proporcionada de los sondeos geotécnicos y del SEV. Sin embargo, para considerar las posibles variaciones en las propiedades establecidas, utilizaron modelos estadísticos que permiten determinar la respuesta sísmica de un medio estratificado. Éste, se trata de un modelo teórico de propagación de ondas con que se calcula la respuesta sísmica de un medio con estratificación horizontal de extensión lateral infinita, sujeto a la incidencia vertical de ondas de cortante en la base. Cada estrato se caracteriza por su espesor, velocidad de ondas de corte, densidad de masa y amortiguamiento. El semiespacio se representa con su velocidad de propagación de ondas de corte y su densidad de masa.

El periodo dominante de vibración del sitio fue establecido a partir de la forma que presentan las funciones de transferencia, mediante el inverso de la frecuencia de vibración asociada al máximo nivel de amplificación.

CONCLUSIONES

Tabla 3.1. Datos dinámicos del sitio obtenidos del estudio (Chávez Bandala, ROCCA Consultores)

| <i>Descripción estratigráfica</i> | <i>Profundidad (m)</i> | <i>Velocidades de onda</i> | | <i>Peso Vol (t/m³)</i> | <i>Relación de Poisson</i> | <i>Módulos dinámicos</i> | |
|---------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|---|--------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | <i>V_p (m/s)</i> | <i>V_s (m/s)</i> | | | <i>E (t/m²)</i> | <i>G (t/m²)</i> |
| Arena limosa | 1.0 | 728.2 | 180.2 | 1.450 | 0.47 | 14088.9 | 4800.7 |
| | 2.0 | 863.2 | 190.7 | 1.637 | 0.47 | 17893.6 | 6068.3 |
| | 3.0 | 1601.6 | 231.0 | 1.637 | 0.49 | 26520.7 | 8903.3 |
| | 4.0 | 1924.9 | 497.0 | 1.637 | 0.46 | 120697.1 | 41213.5 |
| | 5.0 | 1701.2 | 455.6 | 1.637 | 0.46 | 101217.4 | 34630.8 |
| | 6.0 | 1872.1 | 479.0 | 1.637 | 0.46 | 112166.1 | 38282.5 |
| | 7.0 | 1872.1 | 449.1 | 1.637 | 0.47 | 98900.4 | 33651.6 |
| | 8.0 | 1990.3 | 602.1 | 1.637 | 0.45 | 175365.1 | 60485.8 |
| | 9.0 | 1990.3 | 607.4 | 1.637 | 0.45 | 178374.5 | 61565.8 |
| | 10.0 | 1907.0 | 364.4 | 1.637 | 0.48 | 65650.9 | 22163.7 |
| | 11.0 | 1722.7 | 356.5 | 1.637 | 0.48 | 62682.5 | 21210.5 |
| | 12.0 | 1744.7 | 232.6 | 1.637 | 0.49 | 26911.5 | 9024.9 |
| | 13.0 | 1990.3 | 275.5 | 1.637 | 0.49 | 37759.4 | 12669.0 |
| Arena limosa y limo arenoso | 14.0 | 1990.3 | 252.3 | 1.600 | 0.49 | 30978.6 | 10382.7 |
| | 15.0 | 1855.2 | 309.4 | 1.600 | 0.49 | 46403.0 | 15616.6 |
| | 16.0 | 1872.1 | 263.5 | 1.600 | 0.49 | 33743.1 | 11324.0 |
| | 17.0 | 1640.0 | 267.8 | 1.600 | 0.49 | 34770.1 | 11696.8 |
| | 18.0 | 1872.1 | 272.2 | 1.600 | 0.49 | 36004.0 | 12088.4 |
| | 19.0 | 1822.2 | 220.9 | 1.640 | 0.49 | 24352.5 | 8158.1 |
| | 20.0 | 1822.2 | 215.1 | 1.640 | 0.49 | 23097.6 | 7735.6 |
| | 21.0 | 1872.1 | 214.3 | 1.640 | 0.49 | 22935.4 | 7679.1 |
| | 22.0 | 1673.5 | 210.3 | 1.640 | 0.49 | 22052.9 | 7390.5 |
| | 23.0 | 1640.0 | 198.7 | 1.640 | 0.49 | 19710.7 | 6603.0 |
| | 24.0 | 1640.0 | 199.4 | 1.640 | 0.49 | 19844.5 | 6648.1 |
| | 25.0 | 1673.5 | 212.3 | 1.640 | 0.49 | 22486.6 | 7536.6 |
| | 26.0 | 1907.0 | 274.4 | 1.640 | 0.49 | 37505.1 | 12590.5 |
| | 27.0 | 1744.7 | 285.1 | 1.640 | 0.49 | 40397.6 | 13590.2 |
| | 28.0 | 1924.9 | 260.3 | 1.640 | 0.49 | 33775.2 | 11328.7 |
| | 29.0 | 1990.3 | 247.6 | 1.640 | 0.49 | 30581.7 | 10247.6 |
| | 30.0 | 1990.3 | 267.8 | 1.640 | 0.49 | 35746.7 | 11989.3 |

CONCLUSIONES

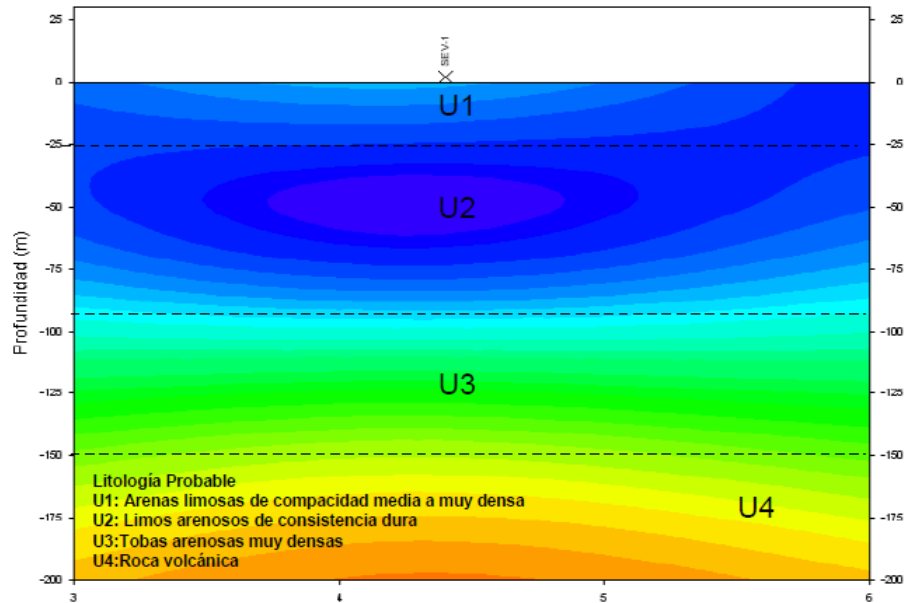


Figura 3.1 Configuración estratigráfica profunda obtenidos del estudio (Chávez Bandala, J., ROCCA Consultores)

La profundidad del basamento rocoso, determinado por el estudio de resistividad, se encuentra a 150 m de profundidad respecto del nivel del terreno natural, como se observa en la figura 3.1 y los datos de las velocidades de onda de cortante se aprecian en la tabla 3.1.

Considerando ahora un suelo hipotético para hacer más evidentes los efectos de la interacción Suelo Estructura, se tomará una profundidad de 30 m, que es hasta donde se conocen los datos dinámicos del suelo.

3.4 Cálculo de periodos y amortiguamiento efectivos

El periodo efectivo T_e del sistema suelo-estructura se determinará de acuerdo con la expresión:

$$T_e = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2}$$

CONCLUSIONES

donde:

T_e = periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable, y;

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left(\frac{W_e}{K_h} \right)^{1/2}$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left(\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r} \right)^{1/2}$$

son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o balancearse, respectivamente. Los parámetros K_h y K_r representan las rigideces de la cimentación; K_h es la rigidez lateral definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de dicha fuerza, mientras que K_r es la rigidez de rotación definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria en la dirección de dicho momento. Los valores de estos resortes elásticos pueden obtenerse utilizando las expresiones de la Tabla A-2 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del DF, para el caso del Código Reglamentario para el Municipio de Puebla, indica que se pueden utilizar los datos de la tablas especificadas en el Manual de Diseño por Sismo de CFE, la cual consta de los mismos datos que las NTC DF.

El amortiguamiento efectivo ζ_e del sistema suelo-estructura se calculará según la expresión

CONCLUSIONES

$$\zeta_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{T_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{T_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{T_e} \right)^2$$

donde:

ζ_e = fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, en tanto que:

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{T_e K_h}$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{T_e K_r}$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_h y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en traslación y rotación, respectivamente. Los valores de estos amortiguadores viscosos pueden obtenerse utilizando las expresiones y tablas que se presentan en las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del DF.

CONCLUSIONES

Tabla 3.2. Tabla A-2 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del DF

Tabla A.2 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes

| | | | |
|----------------------------------|--|---|---|
| CIMENTACIONES SOMERAS | $K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$; $m = x, v, r$ $\omega =$ frecuencia de interés | Parámetros de frecuencia: | $\eta_m = \omega R_m / V_s$; donde $V_s = 4H_s / T_s$ y $R_v = R_x$ $\eta_s = \pi R_x / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \pi R_r / 2H_s$ |
| Modo de Vibración | Rigidez Estática | Coefficiente de Rigidez | Coefficiente de Amortiguamiento |
| Horizontal | $K_x^o = \frac{8 G R_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x}\right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s}\right)$ | $k_x = 1$ | $c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{xs}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{xs}^2}$; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s > 1$ |
| Vertical | $K_v^o = \frac{4 G R_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left[1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right] \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right]$ | $k_v = 1$ | $c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$ |
| Cabeceo | $K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$ | $k_r = 1 - 0.2 \eta_r$ | $c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$ |
| CIMENTACIONES CON PILOTES | $K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$; $m = x, v$ $\omega =$ frecuencia de interés | Parámetros de frecuencia: | $\eta = \omega d / V_s$; donde $V_s = 4 H_s / T_s$ $\eta_s = \pi d / 2 H_s$ $\eta_p = 3.4 \eta_s / \pi (1-\nu)$ |
| Modo de Vibración | Rigidez Estática | Coefficiente de Rigidez | Coefficiente de Amortiguamiento |
| Horizontal | $K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$ | $k_x = 1$ | $c_x = 0.8 \zeta$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p/E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_s$ |
| Vertical | $K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$ | $k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$ | $c_v = 0$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33}}{1+\nu} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2}\right)^{0.8}$; si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$ |

Parámetros del suelo: $\zeta =$ amortiguamiento histerético, $\nu =$ relación de Poisson y $E_s = 2 G (1+\nu) =$ módulo de elasticidad

Parámetros del pilote: $L =$ longitud, $d =$ diámetro y $E_p =$ módulo de elasticidad

3.5 Cálculo de rigideces y amortiguamiento de la cimentación

Los resortes y amortiguadores que se usan para el análisis en sustitución del suelo, no solo dependen de las propiedades del subsuelo, sino 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, $\omega = 2 \pi / T_e$ siguiendo los criterios que se detallan en las Normas.

CONCLUSIONES

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:

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

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

donde:

A = *área de la superficie neta de cimentación; e*

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.*

Cuando se trata de estructuras suficientemente rígidas y resistentes, es decir, aquellas 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:

$$K_x = \sum K_{xi} \quad ; \quad K_r = \sum x_i^2 K_{vi}; \quad C_x = \sum C_{xi} \quad ; \quad C_r = \sum x_i^2 C_{vi}$$

CONCLUSIONES

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.

Cuando se trata de cimentaciones apoyadas sobre pilotes de fricción, la influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se establece por las Normas, 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:

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43 G R_r^3} + \frac{1}{\sum x_i^2 K_{vi}}}$$

en la que K_{vi} es la rigidez axial del i -ésimo pilote calculada como si su punta no se desplazara verticalmente y siendo G el módulo de rigidez medio del suelo de soporte, que se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. Cuando no existen dichas pruebas para determinar de manera experimental el módulo de rigidez, se permite se tomarlo igual a:

CONCLUSIONES

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

donde γ es el peso volumétrico medio del suelo. Los valores de γ y H_s , así como los del amortiguamiento histerético y la relación de Poisson del suelo, 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), $\zeta=0.05$, $\nu=0.45$.

3.6 Análisis de Interacción Suelo-Estructura

Dado que se ha abundado en la teoría y fórmulas para evaluar los efectos del fenómeno de Interacción Suelo Estructura, se muestra a continuación el desarrollo analítico del proceso.

Se generó un proceso de análisis en Excel, con la finalidad de crear un documento que ayude y facilite el análisis de los Efectos de Interacción Suelo Estructura por parte de los ingenieros de la práctica.

El proceso de cálculo que se genera en la hoja de Excel, es un proceso iterante hasta que convergen los periodos dominantes del suelo y de la estructura ya con interacción. La iteración se realiza de manera automática en el análisis, pero para fines de observar el comportamiento se generará un reporte por cada iteración para este documento.

CONCLUSIONES

3.6.1 Prototipo 15-A considerando Terreno Tipo II

Primera iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|--------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 303.08 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.275 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 8.36 \quad \text{Si se justifica analizar ISE}$$

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|-------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 35670 | t |
| Peso equivalente de la estructura W_e | | = | 24969 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.28 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 2,545.26 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

CONCLUSIONES

Parámetros de la cimentación:

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 53.20 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s}$$

El periodo dominante del sitio se calculará como: = 0.40 s

| | | | | |
|---|------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 0.40 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45$ | | = | 0.488 | |

Velocidad media de ondas de cortante en sitio = 303.08 m/s

$$V_s = 4H_s/T_s$$

Masa del suelo = 0.17 t-s²/m⁴

$$\rho_s = \gamma_s/9.81$$

Módulo de rigidez medio del suelo = 15,329.24 t/m²

$$G_s = \rho_s * V_s^2$$

Rigideces estáticas de la cimentación:

CONCLUSIONES

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - v_s)] (1 + 0.5R_h / H_s) (1 + 0.67D / R_h) (1 + 1.25D / H_s) = 2,900,210.61 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - v_s)] (1 + 0.17R_r / H_s) (1 + 2D / R_r) (1 + 0.71D / H_s) = \frac{929,887,250.}{80} \text{ t-m}$$

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = 1.2750 \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\eta_s = \pi R_h / 2H_s = 0.886$$

$$\eta_p = (\pi R_r / 2H_s) [2(1 - v_s) / (1 - 2v_s)]^{1/2} = 5.856$$

$$\omega = 2\pi / T_{efe} = 4.928 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \omega R_h / V_s = 0.275$$

$$\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s = 0.311$$

$$\eta_r = \omega R_r / V_s = 0.278$$

$$\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p = 0.048$$

$$k_h = 1$$

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \text{ (} v_s \geq 0.45 \text{)} = 0.944$$

If $\eta_{hs} \leq 1$, then $c_h = 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2)$, else $c_h = 0.576$ = 0.011

If $\eta_{rp} \leq 1$, then $c_r = 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2)$, else $c_r = 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$ = 0.001

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 2,899,328.52 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = \frac{878,080,697.}{26} \text{ t-m}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$T_h = (\pi(M_e / K_h))^{1/2} = 0.186 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 0.569 \text{ s}$$

$$T_{efe} = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.408602 \text{ s} \quad T_{efe \text{ final}}$$

$$\omega C_h = K_h^0 (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 298,842.00 \text{ t/m}$$

$$\omega C_r = K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = \frac{88,119,464.4}{8} \text{ t-m}$$

$$\zeta_h = \omega C_h / 2K_h = 0.052$$

CONCLUSIONES

$$\begin{aligned}\zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.050 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &\quad + \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = 0.0461\end{aligned}$$

ζ_{efe}
final

Hacer una nueva iteración iniciando con el valor de Tefe final

CONCLUSIONES

Segunda iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$$

| | | | | |
|--|-----------|---|--------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 303.08 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.275 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 8.36 \quad \text{Si se justifica analizar ISE}$$

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|-------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 35670 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 24969 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.28 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 2,545.26 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

Parámetros de la cimentación:

CONCLUSIONES

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 53.20 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s}$$

El periodo dominante del sitio se calculará como: = 0.40 s

| | | | | |
|---|-------------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 0.40 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson | $\nu_s \geq 0.45$ | = | 0.488 | |

Velocidad media de ondas de cortante en sitio = 303.08 m/s

$$V_s = 4H_s/T_s$$

Masa del suelo = 0.17 t-s²/m⁴

$$\rho_s = \gamma_s/9.81$$

Módulo de rigidez medio del suelo = 15,329.24 t/m²

$$G_s = \rho_s * V_s^2$$

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h/H_s) (1 + 0.67D/R_h) (1 + 1.25D/H_s) = 2,900,210.61 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - \nu_s)] (1 + 0.17R_r/H_s) (1 + 2D/R_r) (1 + 0.71D/H_s) = 929,887,250.80 \text{ t-m}$$

CONCLUSIONES

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = 1.4080 \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \pi R_h / 2H_s = 0.886 \\ \eta_p &= (\pi R_r / 2H_s) [2(1-v_s) / (1-2v_s)]^{1/2} = 5.856 \\ \omega &= 2\pi / T_{efe} = 4.462 \text{ rad/s} \\ \eta_h &= \omega R_h / V_s = 0.249 \\ \eta_{hs} &= \eta_h / \eta_s = 0.281 \\ \eta_r &= \omega R_r / V_s = 0.252 \\ \eta_{rp} &= \eta_r / \eta_p = 0.043 \\ k_h &= 1 \\ k_r &= 1 - 0.2\eta_r \quad (v_s \geq 0.45) = 0.950 \\ \text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h &= 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.010 \\ \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2), \text{ else } \\ c_r &= 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) = 0.001 \\ K_h &= K^0_h (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 2,899,499.46 \text{ t/m} \\ K_r &= K^0_r (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 882,977,002.58 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned} T_h &= (\pi(M_e / K_h))^{1/2} = 0.186 \text{ s} \\ T_r &= 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 0.568 \text{ s} \\ T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.4080 \text{ s} \quad T_{efe \text{ final}} \\ \omega C_h &= K^0_h (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 297,132.60 \text{ t/m} \\ \omega C_r &= K^0_r (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = 88,552,951.02 \text{ t-m} \\ \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.051 \\ \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.050 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &+ \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = 0.0461 \quad \zeta_{efe \text{ final}} \end{aligned}$$

CONCLUSIONES

3.6.2 Prototipo 7-A considerando Terreno Tipo II

Primera iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|--------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 303.08 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.687 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.28 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 8.94 \quad \text{Si se justifica analizar ISE}$$

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|-------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 15310 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 10717 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.69 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.28 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

CONCLUSIONES

$$M_e = W_e/g = 1,092.46 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

Parámetros de la cimentación:

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 30.28 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s}$$

El periodo dominante del sitio se calculará como: = 0.40 s

| | | | | |
|--|------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 0.40 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés H_s | | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45$ | | = | 0.488 | |

Velocidad media de ondas de cortante en sitio = 303.08 m/s

$$V_s = 4H_s/T_s$$

Masa del suelo = 0.17 t-s²/m⁴

$$\rho_s = \gamma_s/9.81$$

Módulo de rigidez medio del suelo = 15,329.24 t/m²

$$G_s = \rho_s * V_s^2$$

CONCLUSIONES

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h / H_s) (1 + 0.67D / R_h) (1 + 1.25D / H_s) = 2,900,210.61 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - \nu_s)] (1 + 0.17R_r / H_s) (1 + 2D / R_r) (1 + 0.71D / H_s) = \frac{929,887,250.}{80} \text{ t-m}$$

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = \boxed{0.6870} \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\eta_s = \pi R_h / 2H_s = 0.886$$

$$\eta_p = (\pi R_r / 2H_s) [2(1 - \nu_s) / (1 - 2\nu_s)]^{1/2} = 5.856$$

$$\omega = 2\pi / T_{efe} = 9.146 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \omega R_h / V_s = 0.511$$

$$\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s = 0.576$$

$$\eta_r = \omega R_r / V_s = 0.517$$

$$\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p = 0.088$$

$$k_h = 1$$

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \quad (\nu_s \geq 0.45) = 0.897$$

If $\eta_{hs} \leq 1$, then $c_h = 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2)$, else $c_h = 0.576$ = 0.027

If $\eta_{rp} \leq 1$, then $c_r = 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2)$, else = 0.002

$$c_r = 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$$

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 2,896,252.99 \text{ t/m}$$

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = \frac{833,690,211.}{39} \text{ t-m}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$T_h = (\pi(M_e / K_h))^{1/2} = 0.122 \text{ s}$$

$$T_r = 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 0.218 \text{ s}$$

$$T_{efe} = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = \boxed{0.7310} \text{ s} \quad T_{efe \text{ final}}$$

CONCLUSIONES

$$\begin{aligned}\omega C_h &= K_h^o (\eta_h C_h + 2\zeta_s k_h) = 329,597.26 \text{ t/m} \\ \omega C_r &= K_r^o (\eta_r C_r + 2\zeta_s k_r) = 84,446,943.24 \text{ t-m} \\ \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.057 \\ \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.051 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &\quad + \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = 0.0476\end{aligned}$$

ζ_{efe}
final

Hacer una nueva iteración iniciando con el valor de Tefe final

CONCLUSIONES

Segunda iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|--------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 303.08 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.687 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.28 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 8.94 \quad \text{Si se justifica analizar ISE}$$

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|-------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 15310 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 10717 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.69 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.28 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 1,092.46 \frac{t}{s^2/m}$$

CONCLUSIONES

Parámetros de la cimentación:

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 30.28 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

El periodo dominante del sitio se calculará como: $T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} = 0.40 \text{ s}$

| | | | | |
|---|------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 0.40 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45$ | | = | 0.488 | |

$$\text{Velocidad media de ondas de cortante en sitio} = 303.08 \text{ m/s}$$

$$V_s = 4H_s/T_s$$

$$\text{Masa del suelo} = 0.17 \text{ t-s}^2/\text{m}^4$$

$$\rho_s = \gamma_s/9.81$$

$$\text{Módulo de rigidez medio del suelo} = 15,329.24 \text{ t/m}^2$$

$$G_s = \rho_s * V_s^2$$

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h/H_s) (1 + 0.67D/R_h) (1 + 1.25D/H_s) = 2,900,210.61 \text{ t/m}$$

CONCLUSIONES

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1-v_s)](1+0.17R_r/H_s)(1+2D/R_r)(1+0.71D/H_s) = \frac{929,887,250}{80} \text{ t-m}$$

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = 0.731 \text{ s}$$

Valor para iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \pi R_h / 2H_s = 0.886 \\ \eta_p &= (\pi R_r / 2H_s) [2(1-v_s) / (1-2v_s)]^{1/2} = 5.856 \\ \omega &= 2\pi / T_{efe} = 8.595 \text{ rad/s} \\ \eta_h &= \omega R_h / V_s = 0.480 \\ \eta_{hs} &= \eta_h / \eta_s = 0.542 \\ \eta_r &= \omega R_r / V_s = 0.486 \\ \eta_{rp} &= \eta_r / \eta_p = 0.083 \\ k_h &= 1 \\ k_r &= 1 - 0.2\eta_r \text{ (} v_s \geq 0.45 \text{)} = 0.903 \\ \text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h &= 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.024 \\ \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2), \text{ else } \\ c_r &= 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) = 0.002 \\ K_h &= K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 2,896,880.86 \text{ t/m} \\ K_r &= K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = \frac{839,486,572}{12} \text{ t-m} \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned} T_h &= (\pi(M_e/K_h))^{1/2} = 0.122 \text{ s} \\ T_r &= 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 0.217 \text{ s} \\ T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = 0.731 \text{ s} \quad T_{efe \text{ final}} \\ \omega C_h &= K_h^0 (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 323,318.57 \text{ t/m} \\ \omega C_r &= K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = \frac{84,899,937.4}{2} \text{ t-m} \\ \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.056 \\ \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.051 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &+ \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = 0.0475 \quad \zeta_{efe \text{ final}} \end{aligned}$$

CONCLUSIONES

3.6.3 Prototipo 15-A considerando Terreno Tipo III

Los datos de las características dinámicas del suelo, fueron supuestos, considerando los parámetros estimados en el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla para terreno tipo III, siendo estas:

Tipo III (Terreno blando) Formación de suelo con $T_s > 1.0$ s o bien con $0.4 \leq T_s \leq 1.0$ s y $\beta_s < 150$ m/s, o en su defecto $N_s < 15$ para suelos granulares o $S_s < 2.5$ ton/m² para suelos cohesivos.

Para los ejemplos siguientes, se consideró $\beta_s = 75$ m/s Y considerando una profundidad media al basamento rocoso de 30 m.

Primera iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|-------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 75.00 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.171 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 1.90$$

Si se justifica analizar ISE

CONCLUSIONES

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|-------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 35670 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 24969 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.171 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 2,545.26 \frac{t}{s^2/m}$$

Parámetros de la cimentación:

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$
$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 53.20 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

El periodo dominante del sitio se calculará como: $T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} = 1.60 \text{ s}$

Periodo dominante del sitio $T_s = 1.60 \text{ s}$

CONCLUSIONES

| | | | | |
|---|------------|---|-------|------------------|
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45$ | | = | 0.488 | |

| | | | | |
|---|--------------------------|---|--------|--------------------------------------|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | | = | 75.00 | m/s |
| | $V_s = 4H_s/T_s$ | | | |
| Masa del suelo | | = | 0.17 | t- s ² /m ⁴ |
| | $\rho_s = \gamma_s/9.81$ | | | |
| Módulo de rigidez medio del suelo | | = | 938.70 | t/m ² |
| | $G_s = \rho_s * V_s^2$ | | | |

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h/H_s) (1 + 0.67D/R_h) (1 + 1.25D/H_s) = 177,597.77 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - \nu_s)] (1 + 0.17R_r/H_s) (1 + 2D/R_r) (1 + 0.71D/H_s) = \frac{56,942,727.}{16} \text{ t-m}$$

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = 1.171 \text{ s}$$

Valor para iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\eta_s = \pi R_h / 2H_s = 0.886$$

$$\eta_p = (\pi R_r / 2H_s) [2(1 - \nu_s) / (1 - 2\nu_s)]^{1/2} = 5.856$$

$$\omega = 2\pi / T_{efe} = 5.366 \text{ rad/s}$$

$$\eta_h = \omega R_h / V_s = 1.211$$

$$\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s = 1.366$$

$$\eta_r = \omega R_r / V_s = 1.225$$

$$\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p = 0.209$$

$$k_h = 1$$

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \text{ (}\nu_s \geq 0.45\text{)} = 0.755$$

$$\text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h = 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.576$$

CONCLUSIONES

$$\begin{aligned}
 \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5 \zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{rp}^2), \text{ else} &= & 0.005 \\
 c_r &= 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) \\
 K_h &= K^0_h (k_h - 2 \zeta_s \eta_h c_h) &= & 165,210.72 \text{ t/m} \\
 K_r &= K^0_r (k_r - 2 \zeta_s \eta_r c_r) &= & 42,954,458.80 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned}
 T_h &= (\pi (M_e / K_h))^{1/2} &= & 0.780 \text{ s} \\
 T_r &= 2\pi (M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} &= & 2.573 \text{ s} \\
 T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} &= & \boxed{2.933} \text{ s} \quad T_{efe} \text{ final} \\
 \omega C_h &= K^0_h (\eta_h c_h + 2 \zeta_s k_h) &= & 141,630.31 \text{ t/m} \\
 \omega C_r &= K^0_r (\eta_r c_r + 2 \zeta_s k_r) &= & 4,678,960.66 \text{ t-m} \\
 \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h &= & 0.429 \\
 \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r &= & 0.054 \\
 \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2 \zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 &= & \boxed{0.0670} \quad \zeta_{efe} \text{ final} \\
 &+ \zeta_r / (1 + 2 \zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2
 \end{aligned}$$

Hacer una nueva iteración iniciando con el valor de Tefe final

CONCLUSIONES

Segunda iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|-------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 75.00 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.171 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 1.90 \quad \text{Si se justifica analizar ISE}$$

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|-------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 35670 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 24969 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.171 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 2,545.26 \frac{t}{s^2/m}$$

CONCLUSIONES

Parámetros de la cimentación:

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 53.20 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

El periodo dominante del sitio se calculará como: $T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} = 1.60 \text{ s}$

| | | | | |
|---|------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 1.60 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45$ | | = | 0.488 | |

| | | | |
|---|---|--------|--------------------------------------|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | = | 75.00 | m/s |
| $V_s = 4H_s/T_s$ | | | |
| Masa del suelo | = | 0.17 | t- s ² /m ⁴ |
| $\rho_s = \gamma_s/9.81$ | | | |
| Módulo de rigidez medio del suelo | = | 938.70 | t/m ² |
| $G_s = \rho_s * V_s^2$ | | | |

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h/H_s) (1 + 0.67D/R_h) (1 + 1.25D/H_s) = 177,597.77 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - \nu_s)] (1 + 0.17R_r/H_s) (1 + 2D/R_r) (1 + 0.71D/H_s) = \frac{56,942,727.}{16} \text{ t-m}$$

Rigideces dinámicas de la cimentación:

CONCLUSIONES

$$T_{efe \text{ inicial}} = \boxed{2.933} \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \pi R_h / 2H_s = 0.886 \\ \eta_p &= (\pi R_r / 2H_s) [2(1-\nu_s) / (1-2\nu_s)]^{1/2} = 5.856 \\ \omega &= 2\pi / T_{efe} = 2.142 \text{ rad/s} \\ \eta_h &= \omega R_h / V_s = 0.483 \\ \eta_{hs} &= \eta_h / \eta_s = 0.546 \\ \eta_r &= \omega R_r / V_s = 0.489 \\ \eta_{rp} &= \eta_r / \eta_p = 0.084 \\ k_h &= 1 \\ k_r &= 1 - 0.2\eta_r \quad (\nu_s \geq 0.45) = 0.902 \\ \text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h &= 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.024 \\ \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2), \text{ else } \\ c_r &= 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) = 0.002 \\ K_h &= K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 177,389.86 \text{ t/m} \\ K_r &= K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = \frac{51,367,221.34}{34} \text{ t-m} \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned} T_h &= (\pi(M_e/K_h))^{1/2} = 0.753 \text{ s} \\ T_r &= 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 2.353 \text{ s} \\ T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = \boxed{2.734} \text{ s} \quad T_{efe \text{ final}} \\ \omega C_h &= K_h^0 (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 19,838.85 \text{ t/m} \\ \omega C_r &= K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = \frac{5,195,818.1}{2} \text{ t-m} \\ \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.056 \\ \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.051 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &+ \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = \boxed{0.0454} \quad \zeta_{efe \text{ final}} \end{aligned}$$

Hacer una nueva iteración iniciando con el valor de Tefe final

CONCLUSIONES

Tercera iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|-------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 75.00 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.171 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 1.90$$

Si se
justifica
analizar ISE

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|-------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 35670 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 24969 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.171 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 2,545.26 \frac{t}{s^2/m}$$

CONCLUSIONES

Parámetros de la cimentación:

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 53.20 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

El periodo dominante del sitio se calculará como: $T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} = 1.60 \text{ s}$

| | | | | |
|---|------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 1.60 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45$ | | = | 0.488 | |

$$\text{Velocidad media de ondas de cortante en sitio} = 75.00 \text{ m/s}$$

$$V_s = 4H_s/T_s$$

$$\text{Masa del suelo} = 0.17 \text{ t-s}^2/\text{m}^4$$

$$\rho_s = \gamma_s/9.81$$

$$\text{Módulo de rigidez medio del suelo} = 938.70 \text{ t/m}^2$$

$$G_s = \rho_s * V_s^2$$

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h/H_s) (1 + 0.67D/R_h) (1 + 1.25D/H_s) = 177,597.77 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - \nu_s)] (1 + 0.17R_r/H_s) (1 + 2D/R_r) (1 + 0.71D/H_s) = \frac{56,942,727.}{16} \text{ t-m}$$

CONCLUSIONES

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = 2.734 \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \pi R_h / 2H_s = 0.886 \\ \eta_p &= (\pi R_r / 2H_s) [2(1-\nu_s) / (1-2\nu_s)]^{1/2} = 5.856 \\ \omega &= 2\pi / T_{efe} = 2.298 \text{ rad/s} \\ \eta_h &= \omega R_h / V_s = 0.519 \\ \eta_{hs} &= \eta_h / \eta_s = 0.585 \\ \eta_r &= \omega R_r / V_s = 0.525 \\ \eta_{rp} &= \eta_r / \eta_p = 0.090 \\ k_h &= 1 \\ k_r &= 1 - 0.2\eta_r \quad (\nu_s \geq 0.45) = 0.895 \\ \text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h &= 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.027 \\ \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2), \text{ else } \\ c_r &= 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) = 0.002 \\ K_h &= K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 177,344.52 \text{ t/m} \\ K_r &= K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 50,960,933.00 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned} T_h &= (\pi(M_e / K_h))^{1/2} = 0.753 \text{ s} \\ T_r &= 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 2.362 \text{ s} \\ T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = 2.742 \text{ s} \quad T_{efe \text{ final}} \\ \omega C_h &= K_h^0 (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 20,292.29 \text{ t/m} \\ \omega C_r &= K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = 5,164,170.1_1 \text{ t-m} \\ \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.057 \\ \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.051 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &+ \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = 0.0456 \quad \zeta_{efe \text{ final}} \end{aligned}$$

Hacer una nueva iteración iniciando con el valor de Tefe final

CONCLUSIONES

Cuarta iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|-------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 75.00 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.171 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 1.90$$

Si se justifica analizar ISE

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|-------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 35670 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 24969 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 1.171 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 46.20 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 2,545.26 \frac{t}{s^2/m}$$

CONCLUSIONES

Parámetros de la cimentación:

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 53.20 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

El periodo dominante del sitio se calculará como: $T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} = 1.60 \text{ s}$

| | | | | |
|---|------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 1.60 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45$ | | = | 0.488 | |

$$\text{Velocidad media de ondas de cortante en sitio} = 75.00 \text{ m/s}$$

$$V_s = 4H_s/T_s$$

$$\text{Masa del suelo} = 0.17 \text{ t-s}^2/\text{m}^4$$

$$\rho_s = \gamma_s/9.81$$

$$\text{Módulo de rigidez medio del suelo} = 938.70 \text{ t/m}^2$$

$$G_s = \rho_s * V_s^2$$

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h/H_s) (1 + 0.67D/R_h) (1 + 1.25D/H_s) = 177,597.77 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - \nu_s)] (1 + 0.17R_r/H_s) (1 + 2D/R_r) (1 + 0.71D/H_s) = \frac{56,942,727.}{16} \text{ t-m}$$

CONCLUSIONES

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = 2.742 \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \pi R_h / 2H_s = 0.886 \\ \eta_p &= (\pi R_r / 2H_s) [2(1-v_s) / (1-2v_s)]^{1/2} = 5.856 \\ \omega &= 2\pi / T_{efe} = 2.291 \text{ rad/s} \\ \eta_h &= \omega R_h / V_s = 0.517 \\ \eta_{hs} &= \eta_h / \eta_s = 0.584 \\ \eta_r &= \omega R_r / V_s = 0.523 \\ \eta_{rp} &= \eta_r / \eta_p = 0.089 \\ k_h &= 1 \\ k_r &= 1 - 0.2\eta_r \text{ (} v_s \geq 0.45 \text{)} = 0.895 \\ \text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h &= 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.027 \\ \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2), \text{ else } \\ c_r &= 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) = 0.002 \\ K_h &= K^0_h (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 177,346.65 \text{ t/m} \\ K_r &= K^0_r (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 50,978,405.24 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned} T_h &= (\pi(M_e / K_h))^{1/2} = 0.753 \text{ s} \\ T_r &= 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 2.362 \text{ s} \\ T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = 2.742 \text{ s} \quad T_{efe \text{ final}} \\ \omega C_h &= K^0_h (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 20,271.01 \text{ t/m} \\ \omega C_r &= K^0_r (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = 5,165,517.81 \text{ t-m} \\ \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.057 \\ \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.051 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &+ \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = 0.0456 \quad \zeta_{efe \text{ final}} \end{aligned}$$

CONCLUSIONES

3.6.4 Prototipo 7-A considerando Terreno Tipo III

Los datos de las características dinámicas del suelo, fueron considerados de igual manera que para el prototipo 15-A para terreno tipo III.

Primera iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|-------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 75.00 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.663 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.80 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 2.09$$

Si se justifica analizar ISE

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|---------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 15583 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 10908.1 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.663 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.80 | m |

CONCLUSIONES

Factor de reducción para el periodo fundamental $Q_e = 2$

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 1,111.94 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

Parámetros de la cimentación:

Longitud de la cimentación paralela a eje x $L_x = 30.00 \text{ m}$

Longitud de la cimentación paralela a eje y $L_y = 30.00 \text{ m}$

Profundidad de desplante de la cimentación $D = 7.00 \text{ m}$

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 30.80 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

El periodo dominante del sitio se calculará como: $T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} = 1.60 \text{ s}$

Periodo dominante del sitio $T_s = 1.60 \text{ s}$

Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés $H_s = 30.00 \text{ m}$

Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo $\gamma_s = 1.637 \text{ t/m}^3$

Amortiguamiento histerético estimado del suelo $\zeta_s = 0.05$

Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45 = 0.488$

Velocidad media de ondas de cortante en sitio $V_s = 4H_s/T_s = 75.00 \text{ m/s}$

Masa del suelo $\rho_s = \gamma_s/9.81 = 0.17 \text{ t-s}^2/\text{m}^4$

CONCLUSIONES

$$\begin{aligned} \text{Módulo de rigidez medio del suelo} &= 938.70 \text{ t/m}^2 \\ G_s = \rho_s * V_s^2 & \end{aligned}$$

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$\begin{aligned} K_h^0 &= [8G_s R_h / (2 - v_s)] (1 + 0.5 R_h / H_s) (1 + 0.67 D / R_h) (1 + 1.25 D / H_s) = 177,597.77 \text{ t/m} \\ K_r^0 &= [8G_s R_r^3 / 3(1 - v_s)] (1 + 0.17 R_r / H_s) (1 + 2 D / R_r) (1 + 0.71 D / H_s) = \frac{56,942,727.}{16} \text{ t-m} \end{aligned}$$

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = 0.663 \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \pi R_h / 2 H_s = 0.886 \\ \eta_p &= (\pi R_r / 2 H_s) [2(1 - v_s) / (1 - 2v_s)]^{1/2} = 5.856 \\ \omega &= 2\pi / T_{efe} = 9.477 \text{ rad/s} \\ \eta_h &= \omega R_h / V_s = 2.139 \\ \eta_{hs} &= \eta_h / \eta_s = 2.413 \\ \eta_r &= \omega R_r / V_s = 2.164 \\ \eta_{rp} &= \eta_r / \eta_p = 0.369 \\ k_h &= 1 \\ k_r &= 1 - 0.2 \eta_r \quad (v_s \geq 0.45) = 0.567 \\ \text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h &= 0.65 \zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.576 \\ \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5 \zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2), \text{ else } \\ c_r &= 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) = 0.011 \\ K_h &= K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 155,719.58 \text{ t/m} \\ K_r &= K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = \frac{32,173,790.}{46} \text{ t-m} \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned} T_h &= (\pi (M_e / K_h))^{1/2} = 0.531 \text{ s} \\ T_r &= 2\pi (M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 1.138 \text{ s} \end{aligned}$$

CONCLUSIONES

$$\begin{aligned}
 T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = \boxed{1.420} \text{ s} & T_{efe} \text{ final} \\
 \omega C_h &= K_h^0 (\eta_h C_h + 2 \zeta_s k_h) = 236,541.67 \text{ t/m} \\
 \omega C_r &= K_r^0 (\eta_r C_r + 2 \zeta_s k_r) = \frac{4,527,602.1}{1} \text{ t-m} \\
 \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.760 \\
 \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.070 \\
 \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\
 &\quad + \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = \boxed{0.0991} & \zeta_{efe} \text{ final}
 \end{aligned}$$

Hacer una nueva iteración iniciando con el valor de Tefe final

CONCLUSIONES

Segunda iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|-------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 75.00 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.663 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.80 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 2.09 \quad \text{Si se justifica analizar ISE}$$

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|---------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 15583 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 10908.1 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.663 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.80 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 1,111.94 \frac{t}{s^2/m}$$

Parámetros de la cimentación:

CONCLUSIONES

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 30.80 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

El periodo dominante del sitio se calculará como: $T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} = 1.60 \text{ s}$

| | | | | |
|---|------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 1.60 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45$ | | = | 0.488 | |

| | | | | |
|---|--------------------------|---|--------|----------------------------------|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | $V_s = 4H_s/T_s$ | = | 75.00 | m/s |
| Masa del suelo | $\rho_s = \gamma_s/9.81$ | = | 0.17 | t-s ² /m ⁴ |
| Módulo de rigidez medio del suelo | $G_s = \rho_s * V_s^2$ | = | 938.70 | t/m ² |

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h/H_s) (1 + 0.67D/R_h) (1 + 1.25D/H_s) = 177,597.77 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - \nu_s)] (1 + 0.17R_r/H_s) (1 + 2D/R_r) (1 + 0.71D/H_s) = \frac{56,942,727.}{16} \text{ t-m}$$

CONCLUSIONES

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = 1.420 \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \pi R_h / 2H_s = 0.886 \\ \eta_p &= (\pi R_r / 2H_s) [2(1-v_s) / (1-2v_s)]^{1/2} = 5.856 \\ \omega &= 2\pi / T_{efe} = 4.425 \text{ rad/s} \\ \eta_h &= \omega R_h / V_s = 0.999 \\ \eta_{hs} &= \eta_h / \eta_s = 1.127 \\ \eta_r &= \omega R_r / V_s = 1.010 \\ \eta_{rp} &= \eta_r / \eta_p = 0.172 \\ k_h &= 1 \\ k_r &= 1 - 0.2\eta_r \text{ (} v_s \geq 0.45 \text{)} = 0.798 \\ \text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h &= 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.576 \\ \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2), \text{ else } \\ c_r &= 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) = 0.004 \\ K_h &= K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 167,382.81 \text{ t/m} \\ K_r &= K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 45,413,156.38 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned} T_h &= (\pi(M_e / K_h))^{1/2} = 0.512 \text{ s} \\ T_r &= 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 0.958 \text{ s} \\ T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.272 \text{ s} \quad T_{efe \text{ final}} \\ \omega C_h &= K_h^0 (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 119,909.35 \text{ t/m} \\ \omega C_r &= K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = 4,798,746.03 \text{ t-m} \\ \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.358 \\ \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.053 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &+ \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = 0.0830 \quad \zeta_{efe \text{ final}} \end{aligned}$$

Hacer una nueva iteración iniciando con el valor de Tefe final

CONCLUSIONES

Tercera iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|-------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 75.00 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.663 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.80 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 2.09 \quad \text{Si se justifica analizar ISE}$$

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|---------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 15583 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 10908.1 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.663 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.80 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 1,111.94 \frac{t}{s^2/m}$$

Parámetros de la cimentación:

CONCLUSIONES

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 30.80 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

El periodo dominante del sitio se calculará como: $T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} = 1.60 \text{ s}$

| | | | | |
|---|------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 1.60 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson $\nu_s \geq 0.45$ | | = | 0.488 | |

$$\text{Velocidad media de ondas de cortante en sitio} = 75.00 \text{ m/s}$$

$$V_s = 4H_s/T_s$$

$$\text{Masa del suelo} = 0.17 \text{ t-s}^2/\text{m}^4$$

$$\rho_s = \gamma_s/9.81$$

$$\text{Módulo de rigidez medio del suelo} = 938.70 \text{ t/m}^2$$

$$G_s = \rho_s * V_s^2$$

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h/H_s) (1 + 0.67D/R_h) (1 + 1.25D/H_s) = 177,597.77 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - \nu_s)] (1 + 0.17R_r/H_s) (1 + 2D/R_r) (1 + 0.71D/H_s) = \frac{56,942,727.16}{16} \text{ t-m}$$

CONCLUSIONES

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe \text{ inicial}} = 1.272 \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe \text{ final}}$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \pi R_h / 2H_s = 0.886 \\ \eta_p &= (\pi R_r / 2H_s) [2(1-v_s) / (1-2v_s)]^{1/2} = 5.856 \\ \omega &= 2\pi / T_{efe} = 4.940 \text{ rad/s} \\ \eta_h &= \omega R_h / V_s = 1.115 \\ \eta_{hs} &= \eta_h / \eta_s = 1.258 \\ \eta_r &= \omega R_r / V_s = 1.128 \\ \eta_{rp} &= \eta_r / \eta_p = 0.193 \\ k_h &= 1 \\ k_r &= 1 - 0.2\eta_r \quad (v_s \geq 0.45) = 0.774 \\ \text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h &= 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.576 \\ \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2), \text{ else } \\ c_r &= 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) = 0.005 \\ K_h &= K_h^0 (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 166,194.28 \text{ t/m} \\ K_r &= K_r^0 (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 44,068,138.08 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned} T_h &= (\pi(M_e / K_h))^{1/2} = 0.514 \text{ s} \\ T_r &= 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 0.972 \text{ s} \\ T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.284 \text{ s} \quad T_{efe \text{ final}} \\ \omega C_h &= K_h^0 (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 131,794.68 \text{ t/m} \\ \omega C_r &= K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = 4,729,823.12 \text{ t-m} \\ \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.397 \\ \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.054 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &+ \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = 0.0858 \quad \zeta_{efe \text{ final}} \end{aligned}$$

CONCLUSIONES

Cuarta iteración:

ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA: MÉTODO ESTÁTICO DEL COREMUN-PUEBLA

El uso de estas recomendaciones incrementará o reducirá las fuerzas de diseño con respecto a los valores de base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales sufrirán cambios adicionales debido a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

Condicionante según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla $\frac{\beta_s T_e}{H_e} < 20$

| | | | | |
|--|-----------|---|-------|-----|
| Velocidad media de ondas de cortante en sitio | β_s | = | 75.00 | m/s |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.663 | s |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.80 | m |

$$\frac{\beta_s T_e}{H_e} = 2.09$$

Si se
justifica
analizar ISE

Cálculo del periodo y amortiguamiento efectivos

Parámetros de la estructura:

| | | | | |
|---|-----------|---|---------|---|
| Peso equivalente de la estructura | W | = | 15583 | t |
| Peso equivalente de la estructura | W_e | = | 10908.1 | t |
| Periodo fundamental de la estructura con base rígida | T_e | = | 0.663 | s |
| Amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida | ζ_e | = | 5.0% | |
| Altura efectiva de la estructura | H_e | = | 23.80 | m |
| Factor de reducción para el periodo fundamental | Q_e | = | 2 | |

Cálculo de la masa equivalente

$$M_e = W_e/g = 1,111.94 \frac{t}{s^2/m}$$

CONCLUSIONES

Parámetros de la cimentación:

| | | | | |
|---|-------|---|-------|---|
| Longitud de la cimentación paralela a eje x | L_x | = | 30.00 | m |
| Longitud de la cimentación paralela a eje y | L_y | = | 30.00 | m |
| Profundidad de desplante de la cimentación | D | = | 7.00 | m |

Calculo de los radios para los modos de traslación y rotación de la cimentación

$$R_h = (A/\pi)^{0.5} = 16.93 \text{ m}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{0.25} = 17.12 \text{ m}$$

Altura total del edificio, a partir de la base de la cimentación

$$H_t = H_e + D = 30.80 \text{ m}$$

Parámetros del suelo:

El periodo dominante del sitio se calculará como: $T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} = 1.60 \text{ s}$

| | | | | |
|---|-------------------|---|-------|------------------|
| Periodo dominante del sitio | T_s | = | 1.60 | s |
| Profundidad del basamento rocoso en el sitio de interés | H_s | = | 30.00 | m |
| Peso volumétrico promedio de los estratos de suelo | γ_s | = | 1.637 | t/m ³ |
| Amortiguamiento histerético estimado del suelo | ζ_s | = | 0.05 | |
| Relación de Poisson | $\nu_s \geq 0.45$ | = | 0.488 | |

Velocidad media de ondas de cortante en sitio $V_s = 4H_s/T_s = 75.00 \text{ m/s}$

Masa del suelo $\rho_s = \gamma_s/9.81 = 0.17 \text{ t-s}^2/\text{m}^4$

Módulo de rigidez medio del suelo $G_s = \rho_s * V_s^2 = 938.70 \text{ t/m}^2$

Rigideces estáticas de la cimentación:

$$K_h^0 = [8G_s R_h / (2 - \nu_s)] (1 + 0.5R_h/H_s) (1 + 0.67D/R_h) (1 + 1.25D/H_s) = 177,597.77 \text{ t/m}$$

$$K_r^0 = [8G_s R_r^3 / 3(1 - \nu_s)] (1 + 0.17R_r/H_s) (1 + 2D/R_r) (1 + 0.71D/H_s) = \frac{56,942,727.16}{16} \text{ t-m}$$

CONCLUSIONES

Rigideces dinámicas de la cimentación:

$$T_{efe\ inicial} = \boxed{1.28} \text{ s}$$

Valor para Iteraciones, se recomienda iniciar con el valor del periodo de la estructura y hacer iteraciones hasta que converjan con el valor de $T_{efe\ final}$

$$\begin{aligned} \eta_s &= \pi R_h / 2H_s = 0.886 \\ \eta_p &= (\pi R_r / 2H_s) [2(1-\nu_s) / (1-2\nu_s)]^{1/2} = 5.856 \\ \omega &= 2\pi / T_{efe} = 4.893 \text{ rad/s} \\ \eta_h &= \omega R_h / V_s = 1.104 \\ \eta_{hs} &= \eta_h / \eta_s = 1.246 \\ \eta_r &= \omega R_r / V_s = 1.117 \\ \eta_{rp} &= \eta_r / \eta_p = 0.191 \\ k_h &= 1 \\ k_r &= 1 - 0.2\eta_r \quad (\nu_s \geq 0.45) = 0.777 \\ \text{If } \eta_{hs} \leq 1, \text{ then } c_h &= 0.65\zeta_s \eta_{hs} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2), \text{ else } c_h = 0.576 = 0.576 \\ \text{If } \eta_{rp} \leq 1, \text{ then } c_r &= 0.5\zeta_s \eta_{rp} / (1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2), \text{ else } \\ c_r &= 0.3\eta_r^2 / (1 + \eta_r^2) = 0.005 \\ K_h &= K^0_h (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 166,300.85 \text{ t/m} \\ K_r &= K^0_r (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 44,188,777.59 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Periodo y amortiguamiento efectivos:

$$\begin{aligned} T_h &= (\pi(M_e / K_h))^{1/2} = 0.514 \text{ s} \\ T_r &= 2\pi(M_e H_t^2 / K_r)^{1/2} = 0.971 \text{ s} \\ T_{efe} &= (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} = \boxed{1.28} \text{ s} \quad T_{efe\ final} \\ \omega C_h &= K^0_h (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) = 130,728.93 \text{ t/m} \\ \omega C_r &= K^0_r (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) = 4,735,674.23 \text{ t-m} \\ \zeta_h &= \omega C_h / 2K_h = 0.393 \\ \zeta_r &= \omega C_r / 2K_r = 0.054 \\ \zeta_{efe} &= \zeta_e (T_e / T_{efe})^3 + \zeta_h / (1 + 2\zeta_h^2) * (T_h / T_{efe})^2 \\ &\quad + \zeta_r / (1 + 2\zeta_r^2) * (T_r / T_{efe})^2 = \boxed{0.0856} \quad \zeta_{efe\ final} \end{aligned}$$

3.7 Cálculo del factor de Interacción

Una vez realizado el procedimiento anterior y obteniendo el periodo efectivo del sistema con Interacción Suelo-Estructura, el cortante basal de la estructura con base flexible se calculará mediante

$$V = \frac{a}{Q'} W - \left(\frac{a}{Q'} - \frac{\bar{a}}{\bar{Q}'} \right) W_e$$

donde:

W = peso total de la estructura incluyendo cargas muertas y vivas

W_e = peso efectivo de la estructura el cual se tomará como $0.7W$, excepto para estructuras en que su peso está concentrado en un solo nivel donde se tomará igual a W

a = ordenada espectral para la estructura con base rígida, que se calcula según las ecuaciones:

$$a = a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r; \quad \text{si } T > T_b$$

haciendo $T = T_e$

CONCLUSIONES

- \tilde{a} = ordenada espectral para la estructura con base flexible, que se calcula con las mismas ecuaciones anteriores para a , reemplazando c por ξc y haciendo $T = \tilde{T}_e$
- Q = factor reductivo para el periodo fundamental T_e de la estructura con base rígida
- \tilde{Q} = factor reductivo para el periodo efectivo T_e de la estructura con base flexible

Cualquier respuesta estructural calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor \tilde{V}/V a fin de obtener la respuesta modificada por efectos de interacción; V es el cortante basal sin interacción. Este factor en ningún caso se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

3.7.1 Factor de Interacción para Prototipo 15-A considerando Terreno Tipo II

COREMUN Puebla 2013

$$\tilde{V} = \frac{a}{Q} W - \left(\frac{a}{Q} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}} \right) W_e$$

$$V = 1942.255 \text{ T}$$

$$V_{efe} = 1973.253 \text{ T}$$

$$V_{efe}/V_e = \mathbf{1.016}$$

ISE
¡desfavorable!

CONCLUSIONES

NTC DF 2004

$$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = 0.3 + 0.7 \frac{\tilde{a}(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e)}{\tilde{Q}'(\tilde{T}_e, \tilde{Q}_e)} \frac{Q'(T_e, Q_e)}{a(T_e, \zeta_e)}$$

$$V_{efe}/V_e = \quad \quad \quad \mathbf{1.016}$$

ISE
¡desfavorable!

3.7.2 Factor de Interacción para Prototipo 7-A considerando Terreno Tipo II

COREMUN Puebla 2013

$$\tilde{V} = \frac{a}{Q'} W - \left(\frac{a}{Q'} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \right) W_e$$

$$V = \quad \quad \quad 1258.966 \text{ T}$$

$$V_{efe} = \quad \quad \quad 1271.855 \text{ T}$$

$$V_{efe}/V_e = \quad \quad \quad \mathbf{1.010}$$

ISE
¡desfavorable!

NTC DF 2004

$$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = 0.3 + 0.7 \frac{\tilde{a}(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e)}{\tilde{Q}'(\tilde{T}_e, \tilde{Q}_e)} \frac{Q'(T_e, Q_e)}{a(T_e, \zeta_e)}$$

CONCLUSIONES

$$V_{efe}/V_e = 1.010$$

ISE
idesfavorable!

3.7.3 Factor de Interacción para Prototipo 15-A considerando Terreno Tipo III

COREMUN Puebla 2013

$$\tilde{V} = \frac{a}{Q} W - \left(\frac{a}{Q} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}} \right) W_e$$

$$V = 6862.518 \text{ T}$$

$$V_{efe} = 7249.820 \text{ T}$$

$$V_{efe}/V_e = 1.056$$

ISE
idesfavorable!

NTC DF 2004

$$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = 0.3 + 0.7 \frac{\tilde{a}(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e)}{\tilde{Q}'(\tilde{T}_e, \tilde{Q}_e)} \frac{Q'(T_e, Q_e)}{a(T_e, \zeta_e)}$$

$$V_{efe}/V_e = 1.056$$

ISE
idesfavorable!

CONCLUSIONES

3.7.4 Factor de Interacción para Prototipo 7-A considerando Terreno Tipo III

COREMUN Puebla 2013

$$\tilde{V} = \frac{a}{Q_e} W - \left(\frac{a}{Q_e} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}_e} \right) W_e$$

$$V = 3766.415 \text{ T}$$

$$V_{efe} = 3134.622 \text{ T}$$

$$V_{efe}/V_e = 0.832$$

**ISE
favorable**

NTC DF 2004

$$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = 0.3 + 0.7 \frac{\tilde{a}(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e)}{\tilde{Q}'(\tilde{T}_e, \tilde{Q}_e)} \frac{Q'(T_e, Q_e)}{a(T_e, \zeta_e)}$$

$$V_{efe}/V_e = 0.832$$

**ISE
favorable**

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS RESULTADOS

De los resultados obtenidos, se tienen datos para comparar de manera gráfica las diferencias existentes entre los prototipos seleccionados, considerando los efectos de Interacción Suelo-Estructura y sin ella, los cuales se muestran a continuación.

Las curvas con el subíndice *efe*, muestran los efectos de Interacción Suelo Estructura.

4.1 Gráficos de comparativa de resultados para Prototipo 15-A considerando Terreno Tipo II

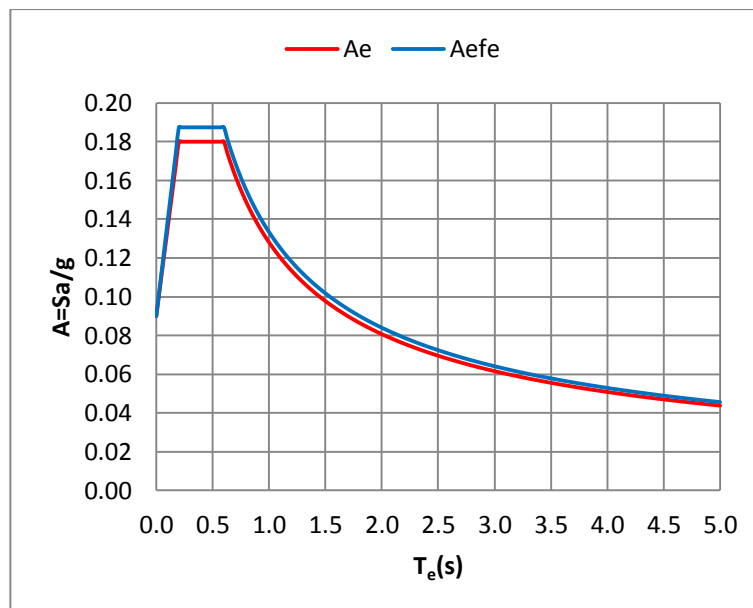


Figura 4.1. Gráfico comparativo de espectro de sitio para prototipo 15-A considerando ISE y sin ella.

CONCLUSIONES

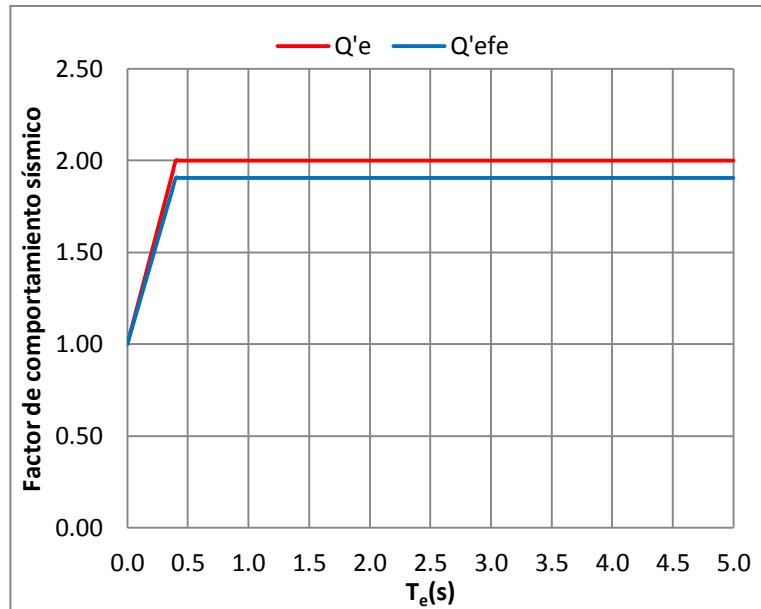


Figura 4.2. Gráfico comparativo de factor de comportamiento sísmico para prototipo 15-A considerando ISE y sin ella

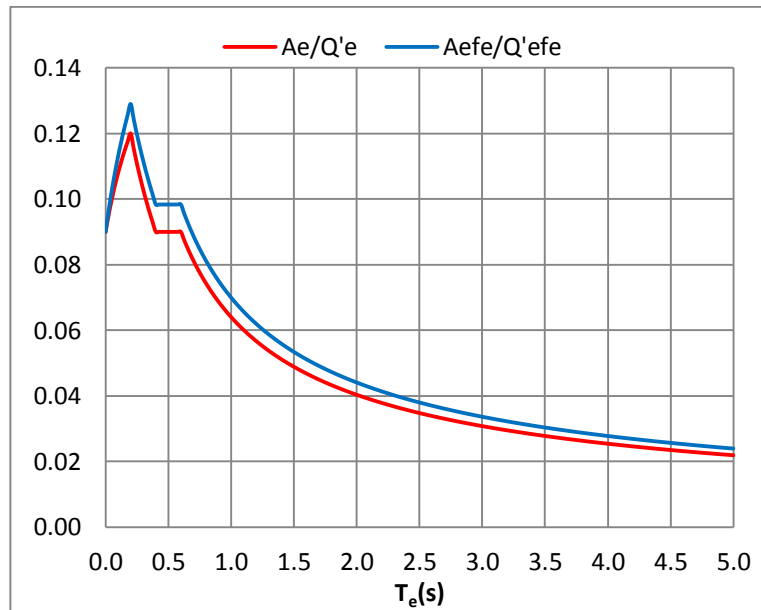


Figura 4.3. Gráfico comparativo de resistencias para prototipo 15-A considerando ISE y sin ella

CONCLUSIONES

4.2 Gráficos de comparativa de resultados para Prototipo 7-A considerando Terreno Tipo II

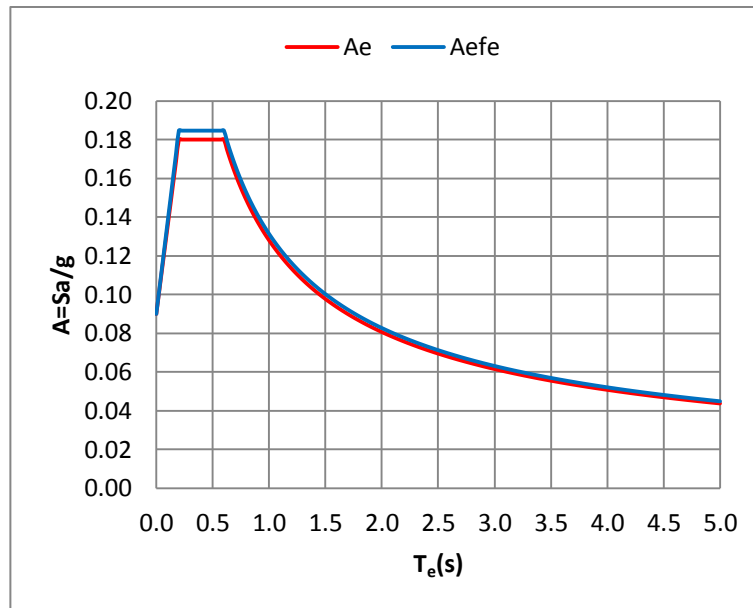


Figura 4.4. Gráfico comparativo de espectro de sitio para prototipo 7-A considerando ISE y sin ella.

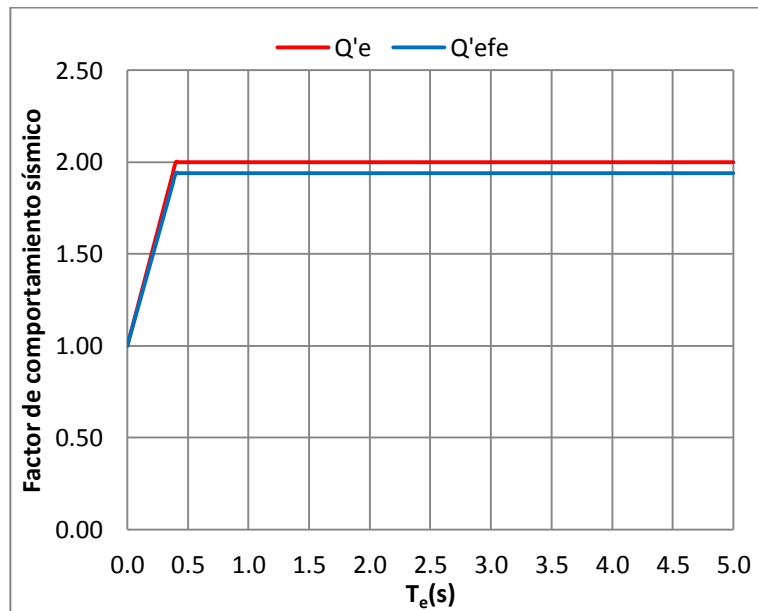


Figura 4.5. Gráfico comparativo de factor de comportamiento sísmico para prototipo 7-A considerando ISE y sin ella

CONCLUSIONES

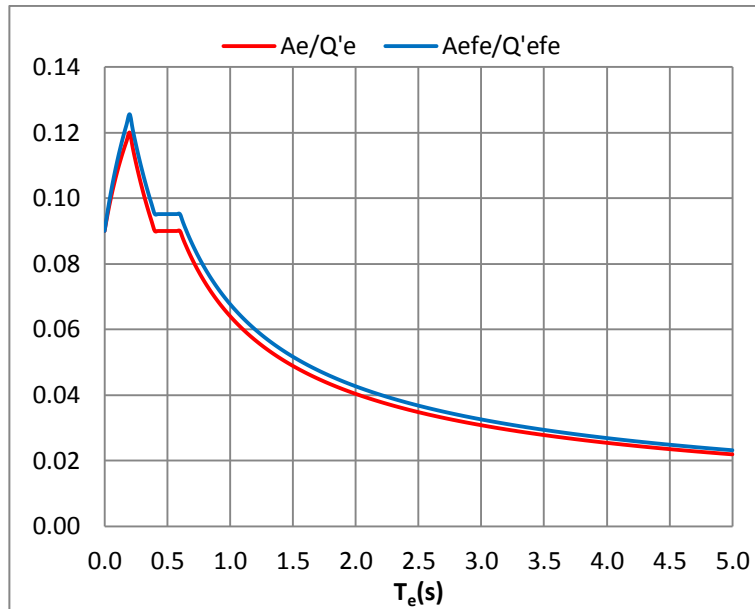


Figura 4.6. Gráfico comparativo de resistencias para prototipo 7-A considerando ISE y sin ella

4.3 Gráficos de comparativa de resultados para Prototipo 15-A considerando Terreno Tipo III

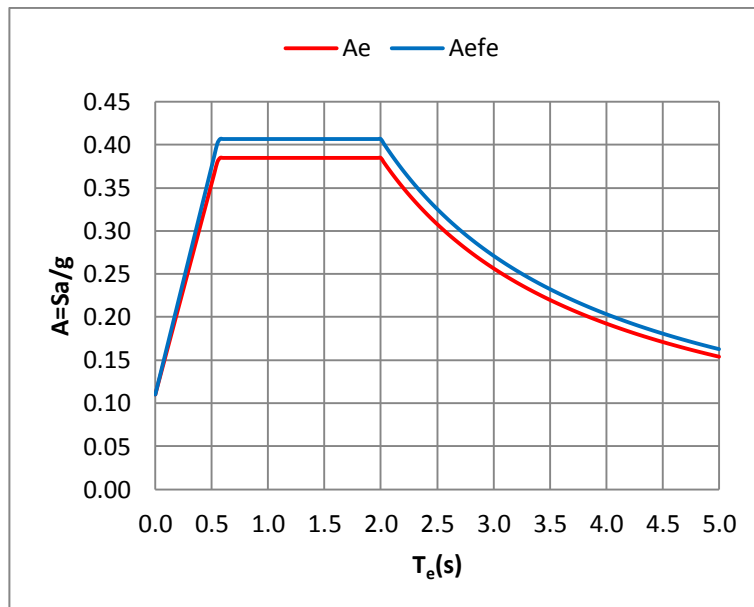


Figura 4.7. Gráfico comparativo de espectro de sitio para prototipo 15-A considerando ISE y sin ella. En terreno tipo III.

CONCLUSIONES

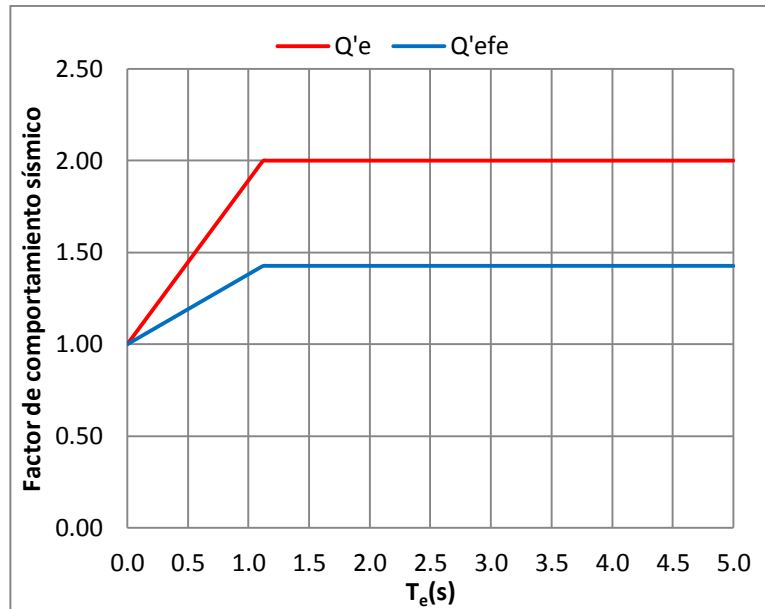


Figura 4.8. Gráfico comparativo de factor de comportamiento sísmico para prototipo 15-A considerando ISE y sin ella. En terreno tipo III.

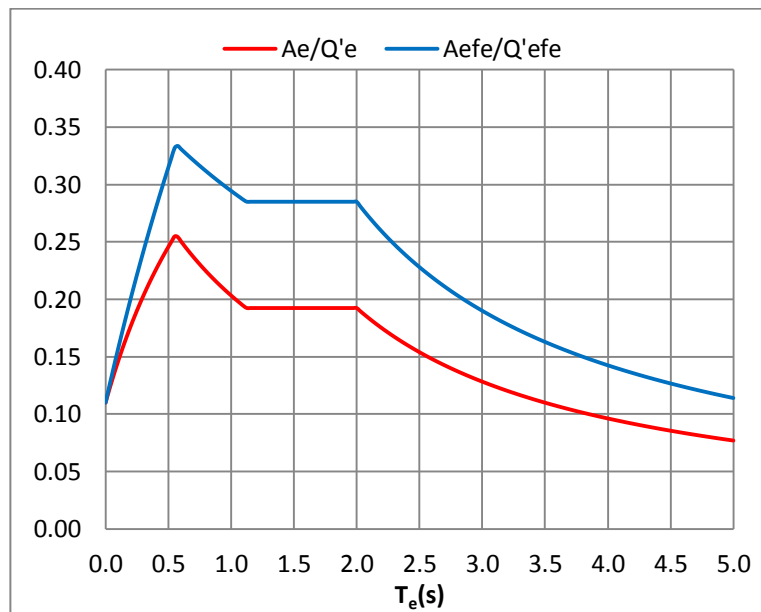


Figura 4.9. Gráfico comparativo de resistencias para prototipo 15-A considerando ISE y sin ella. En terreno tipo III.

CONCLUSIONES

4.4 Gráficos de comparativa de resultados para Prototipo 7-A considerando Terreno Tipo III

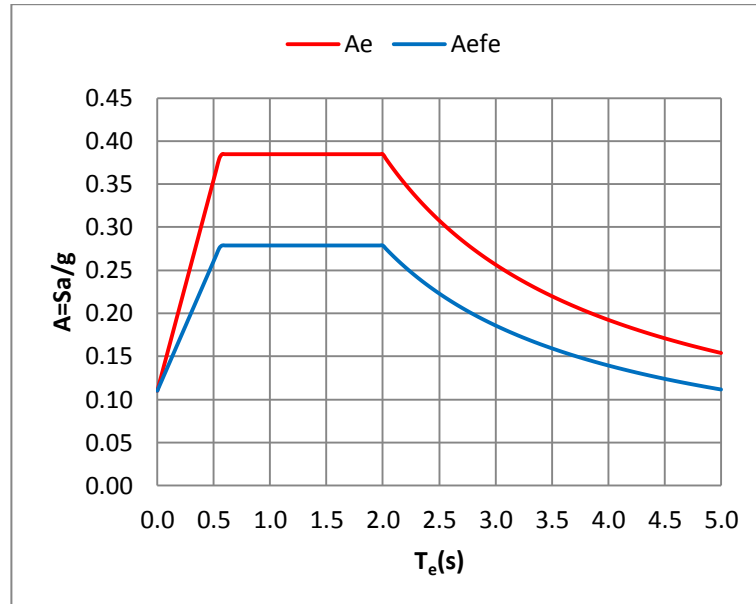


Figura 4.10. Gráfico comparativo de espectro de sitio para prototipo 7-A considerando ISE y sin ella. En terreno tipo III.

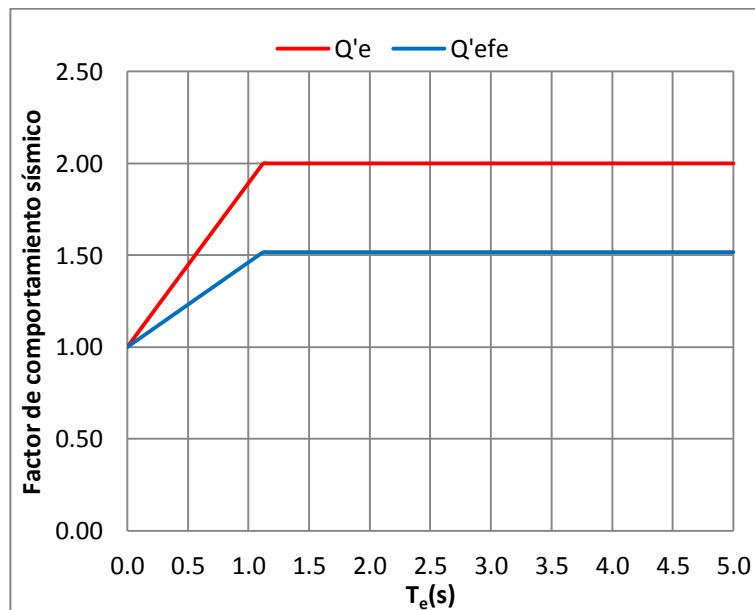


Figura 4.11. Gráfico comparativo de factor de comportamiento sísmico para prototipo 7-A considerando ISE y sin ella. En terreno tipo III.

CONCLUSIONES

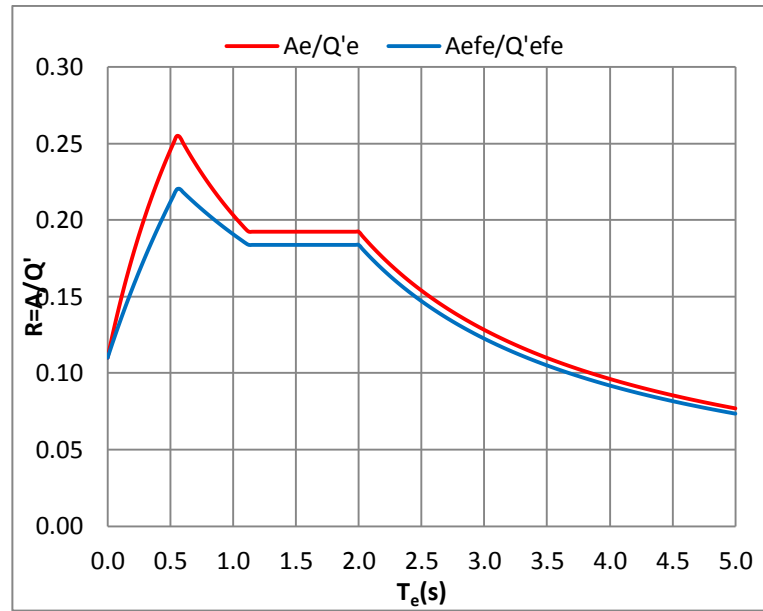


Figura 4.12. Gráfico comparativo de resistencias para prototipo 7-A considerando ISE y sin ella. En terreno tipo III.

CONCLUSIONES

4.5 Resumen de resultados

Tabla 4.1. Resumen de resultados

| Modelo | Terreno | T_e | T_{efe} | ζ_e | ζ_{efe} | Q_e | Q_{efe} |
|-----------------------|---------|-------|-----------|-----------|---------------|-------|-----------|
| | | s | s | | | | |
| Prototipo 15-A | II | 1.275 | 1.408 | 0.050 | 0.046 | 2.000 | 1.906 |
| Prototipo 15-A | III | 1.171 | 2.742 | 0.050 | 0.450 | 2.000 | 1.427 |
| | | | | | | | |
| Prototipo 7-A | II | 0.687 | 0.731 | 0.050 | 0.048 | 2.000 | 1.940 |
| Prototipo 7-A | III | 0.663 | 1.280 | 0.050 | 0.085 | 2.000 | 1.517 |

| Modelo | Terreno | V_e | V_{efe} | V_{efe}/V_e | |
|-----------------------|---------|----------|-----------|---------------|-----------------------------|
| | | T | T | | |
| Prototipo 15-A | II | 1942.255 | 1973.253 | 1.016 | No es conveniente hacer ISE |
| Prototipo 15-A | III | 6862.518 | 7249.820 | 1.056 | No es conveniente hacer ISE |
| | | | | | |
| Prototipo 7-A | II | 1258.966 | 1271.855 | 1.010 | No es conveniente hacer ISE |
| Prototipo 7-A | III | 3766.414 | 3134.621 | 0.832 | Es favorable hacer ISE |

CONCLUSIONES

“La Naturaleza no puede modificarse, pero hay que conocerla y entenderla, para prever lo que pueda ocasionar y estar preparados” (Dr. Leonardo Zeevaert, Diseñador de la cimentación de la torre Latinoamericana de la Ciudad de México).

Los efectos de Interacción Suelo-Estructura resultan ser representativos en cuanto a la reducción de fuerzas para el diseño estructural, en la mayoría de los casos cuando el estrato de apoyo del edificio es mas blando, prácticamente sin importar la altura del edificio, no así en edificios desplantados sobre terrenos mas consolidados. Y aunque no siempre se demuestran afirmativas dichas hipótesis como se observa en los resultados del Prototipo 15-A III, las velocidades de las ondas de corte así como la diferencia de periodos dominantes entre el suelo y la estructura en los suelos blandos, generan un papel importante para dichos efectos en el análisis de la Interacción Suelo Estructura.

Es importante para un análisis mas preciso, contar con estudios de Mecánica de suelos, que ubiquen la profundidad del estrato rocoso, pues, de manera teórica se puede observar que por cada 10 m de profundidad, la relación entre Cortantes Basales con y sin ISE presentan una variación aproximada del 2% considerando características de suelos típicos.

Como conclusión general se puede demostrar, que al evaluar los efectos de un análisis de Interacción Suelo Estructura, en casos específicos se pueden reducir las acciones de diseño. Es común observar la renuencia de diseñadores de la práctica profesional a realizar análisis de Interacción Suelo Estructura, pues se tiene la creencia casi

CONCLUSIONES

generalizada, que al evaluar dichos efectos las respuestas estructurales se amplificarán y los costos de construcción aumentarán.

Generar un análisis estructural de un edificio considerando una base rígida como es común, crea diseños estructurales conservadoramente aceptables desde el punto de vista de la seguridad, siempre y cuando sean considerados los parámetros mínimos indicados en las normativas. Sin embargo, al realizar un análisis estructural más detallado considerando los efectos de Interacción Suelo Estructura, es posible en ocasiones, optimizar parámetros tales como dimensionamiento de secciones, cuantías de acero y costos de construcción entre otros sin disminuir los rangos de seguridad. En algunos otros casos la respuesta final es opuesta al tener que generar una amplificación en la respuesta estructural. Lo anterior será siempre un parámetro que solo a criterio del diseñador será definido, pues algunos diseñadores optaran por dotar de seguridad adicional al sistema y otros por reducir costos de construcción.

El presente documento, además de verificar y comparar algunas de los efectos entre dos prototipos, cada uno en dos diferentes tipos de suelo, también genera una herramienta rápida y de uso práctico para definir si es favorable considerar los efectos de Interacción Suelo Estructura o considerar el diseño con base rígida.

REFERENCIAS

- Gobierno del Distrito Federal. México, DF. (2004) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Reglamento de Construcción del DF*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Corporación Mexicana de Impresión.
- Garza Vázquez, L., (1993). Bogotá. Colombia., *Aplicaciones de Interacción Suelo Estructura*, Segundo encuentro Nacional de Ingenieros de Suelos y Estructuras, Escuela Colombiana de Ingeniería, Colombia.
- Avilés López, J., Pérez-Rocha, L., (2004). México. DF., *Bases para las Nuevas Disposiciones Reglamentarias sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura*, Revista de Ingeniería Sísmica, ISSN 0185-092X, No. 71, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.
- Botero Palacio, C., et al. (2004). Medellín, Colombia., *Evaluación de los Efectos Inerciales de Interacción Dinámica Suelo-Estructura para Edificaciones Ubicadas en Medellín*, Revista Universidad EAFIT, ISSN 0120-341X, Vol. 40, No. 134, pp 90-104, Universidad EAFIT Colombia.
- Menache Varela, A. (2006). México., *Análisis de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura de la Cimentación de un Silo Multicelda, Ubicado en la Franja de Sismos Recurrentes de la Costa de Colima, Mex., y la Solución de la Misma Mediante un Cilindro de Cimentación Preesforzado*, Memorias Técnicas XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Fernández Sola, L., Avilés López, J., (2008). México. DF., *Efectos de Interacción Suelo-Estructura en Edificios con Planta Baja Blanda*,

REFERENCIAS

- Revista de Ingeniería Sísmica, ISSN 0185-092X, No. 79, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México
- Villareal Castro, G. (2009). Lima, Perú. *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas*. Libro Premio Nacional ANR 2006, 2007, 2008, Asamblea Nacional de Rectores, Perú.
- Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C., (2010). México. DF., No. *Especial junio 2010*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C., México
- Avilés López, J., Pérez-Rocha, L., (2011). México. DF., *Presiones Dinámicas del Suelo en Lumbreras*, ISSN 0185-092X, No. 85, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.
- García Solano, J. (2012). México, DF., *Evaluación de Daño en Edificios Considerando los Efectos de Interacción Suelo-Estructura*, (Tesis de Maestría), Instituto Politécnico Nacional.
- Jurado Cabañes, C. (2012). Madrid, España., *Problemas de Interacción Suelo Estructura en Cimentaciones y Muros de Contención. Influencia de los Fenómenos de Despegue y Deslizamiento*, (Tesis Doctoral), Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.
- Herrera Barquero, L. (2013). Medellín, Colombia., *Evaluación de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura de Edificaciones Construidas en la Ladera*, (Tesis de Maestría), Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia.
- Guerrero García, C. (2013). México, D.F., *Interacción Suelo-Estructura en arcillas Expansivas*, (Tesis de Maestría), Universidad Nacional Autónoma de México.

REFERENCIAS

- Zazueta Heras, J. (2013). México, D.F., *Diseño Geotécnico de un cajón de cimentación de concreto reforzado, apoyado sobre arcillas sensitivas, incluyendo un análisis de Interacción Suelo-Estructura*, (Tesis de Maestría), Universidad Nacional Autónoma de México.
- Gobierno Municipal de Puebla. Puebla, México. (2013) *Código Reglamentario para el Municipio de Puebla*. Capítulo 17.
- Garza Vázquez, L. (s/f). Medellín, Colombia., *Diseño de Estructuras de Cimentación de Acuerdo a NSR-10*, Colección Facultad de Minas 120 Años, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia.
- Miranda, E. México., *Conceptos Básicos sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura*, (Artículo).